



L'UNIVERSITE KASDI MERBAH - OUARGLA
FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES

**Laboratoire Exploitation et Valorisation des Ressources Naturelles en
Zones Arides & Laboratoire Bio-Géo-Chimie des milieux désertiques**

En collaboration avec

L'Université de Tlemcen, Laboratoire EOLE

L'Université Le Havre Normandie, Laboratoire LOMC CNRS UMR 6294

Le réseau unsat-dz



**5^{ÈME} COLLOQUE INTERNATIONAL
SUR LES SOLS NON SATURÉS
*SOLS NON SATURÉS ET ZONES ARIDES***

Proceedings

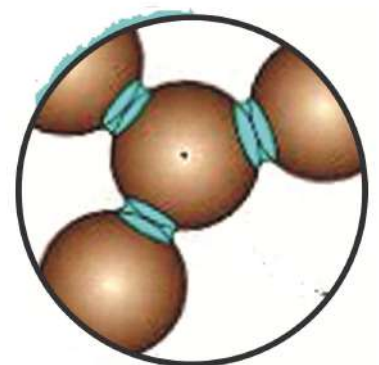
UNSATOuargla 2022

Ouargla, 15 & 16 Mars 2022

Préface du Pr Lyesse LALOUI

*Professeur à l'Ecole Polytechnique
Fédérale de Lausanne*

Vice-Président Europe de l'ISSMGE



COMITE SCIENTIFIQUE

Président : KEBAILI Mustapha

Membres :

AAMOUCHE Ahmed	Univ. Caddi Ayyad Marrakech (Maroc)
ABOU-BEKR Nabil	Univ. Tlemcen (Algérie)
AISSA MAMOUNE Sidi Mohamed	Univ. Ain Témouchent (Algérie)
ARAB Ahmed	Univ. Chlef (Algérie)
BAHAR Ramdane	Univ. Sciences et Technologie Houari Boumedienne, Alger (Algérie)
BELAYACHI Naima	Univ. Orléans (France)
BELOUAR Abdelghani	Univ. Constantine (Algérie)
BENCHOUK Assia	Univ. Tlemcen (Algérie)
BENMEBAREK Sadok	Univ. Biskra (Algérie)
BERGA Abdelmadjid	Univ. Béchar (Algérie)
BERKAL Ismaïel	Univ. Ouargla (Algérie)
BOUAFIA Ali	Univ. Blida (Algérie)
BOUROKBA Amal Souad	Univ. Sciences et Technologie d'Oran (Algérie)
CHELLOUFI Hamid	Univ. Ouargla (Algérie)
DELAGE Pierre	Ecole Nationale des Ponts et Chaussées / CERMES (France)
DERFOUF Fethellah Mounir	Univ. Saida (Algérie)
DERRICHE Zohra	Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, Alger (Algérie)
FLEUREAU Jean Marie	Centrale-Supelec (France)
GOMES CORREIA Antonio	Univ Minho (Portugal)
GOUAL Idris	Univ. Laghouat (Algérie)
HACHICHI Abdelkader	Univ. Sciences et Technologie d'Oran (Algérie)
HAMDI AISSA Baelhadj	Univ. Ouargla (Algérie)
JAMEI Mehrez	Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis (Tunisie)
KARECH Tewfik	Univ. Batna (Algérie)
KHEMISSA Mohamed	Univ. M'Sila (Algérie)
LALLOUI Lyesse	Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (Suisse)
LAOUAR Mohamed Salah	Univ. Tebessa (Algérie)
LAWANE Abdou	Lab. Eco-Matériaux et Techniques de Construction, Ouagadougou (Burkina Faso)
MEKERTA Belkacem	Univ. Adrar (Algérie)
MELBOUCI Bachir	Univ. Tizi Ouzou (Algérie)
MESSAST Salah	Univ. Skikda (Algérie)
MISSOUM Hanifi	Univ. Mostaganem (Algérie)
NECHNECH Ammar	Univ. Sciences et Technologie Houari Boumedienne, Alger (Algérie)
NOUAOURIA Mohamed Salah	Univ. Guelma (Algérie)
PANTET Anne	Univ. Le Havre, Normandie (France)
SOULI Hanene	Ecole Nationale d'Ingénieurs de Saint Etienne (France)
TAIBI Said	Univ. Le Havre, Normandie (France)
TAVICHE Imad Khalil	Univ. Sciences de Technologie et Médecine, Nouakchott (Mauritanie)
ZERHOUNI Moulay Idriss	Commission de Normalisation, Reconnaissances et Essais Géotechniques (France)

COMITE D'ORGANISATION

Président d'Honneur: Pr HALILAT Mohamed Tahar, Recteur de l'Université d'Ouargla (Algérie)

Président: DJOUHRI Mohamed /Université d'Ouargla (Algérie)

Membres :

ABBANI Said	U. Ouargla
ABIMOULOUD Youcef	U. Ouargla
ACHI Fethi	U. Ouargla
AKCHICHE Hamida	U. Ouargla
AZZOUG Lamia	U. Ouargla
BAHLOUL Ouassila	U. Batna
BAOUIA Kais	U. Ouargla
BELFERRAG Allaoua	U. Ouargla
BELMAABDI Amel	U. Ouargla
BENNOUNA Mohamed Salah	U. Ouargla
BOUAKKA Wafa	U. Ouargla
BOUTOUTAOU Djamel	U. Ouargla
BOUZIANE Lamia	U. Ouargla
CHAHED Ali Haider	U. Ouargla
CHARIKH Messaouda	U. Ouargla
CHERGUI Islam	U. Ouargla
CHIKHAOUI Mohamed	USTHB. Alger
DEGHA Houcem	U. Ouargla
DJILI Brahim	U. Ouargla
DJIREB Samir	U. Ouargla
ELABBADI Mohamed Salem	U. Ouargla
FORTAS Tahar	U. Ouargla
GOUDJIL Mammer	U. Ouargla
KATEB Samir	U. Ouargla
KEBAILI Nabil	U. Ouargla
KHALDI Belal	U. Ouargla
KHELLOU Abderrezzak	U. Ouargla
MAAROUF Noura	U. Ouargla
MANSOURI Zina	U. Ouargla
MECHRI Laid	U. Ouargla
MEDDOUR Yahia	U. Ouargla
MEKHERMECH Abdessalam	U. Ouargla
MEKHLLOUFI Nabil	U. Ouargla
MENNAI Amor	U. Ouargla
MEZIANI Nedjma	U. Ouargla
MOKHTARI Abdessamed	U. Ouargla
SEGGAI Sofiane	U. Ouargla
TALEB Omar	U. Tlemcen
TOUIL Youcef	U. Ouargla
ZENKHRI Abderrezzak	U. Ouargla

PREFACE

Unsaturated geomaterials have gained increasing attention over the last decades. Often associated with several traditional and new geotechnical applications and operations, they are typically related to the mechanics of compaction and excavation processes. To address the quest for energy and minimize the impacts of climate change, new engineering solutions such as nuclear waste disposal, CO₂ sequestration, and unconventional reservoirs are emerging which require a thorough understanding of the behavior of unsaturated geomaterials. Furthermore, as more than one-third of the earth's surface is arid or semi-arid leading to extreme cases of seasonal drought and diurnal variations in the water table in soils, it is evident that most soils and rocks are in a general state of partial water saturation. This has driven research to evolve rapidly and improve the understanding of the theoretical foundations of unsaturated geomaterials, led to improvements in design and analytics and prevented any possible risk associated with the structures.

The study of the mechanics of unsaturated geomaterials only began around 50 years ago as a natural extension of the knowledge already developed in the conventional areas of soil and rock mechanics mainly under saturated conditions. The main challenges were to include the effect of saturation on water permeability and the compressibility of geomaterials while accounting, in some cases, for gas flow. The solid skeleton constitutive behaviour must therefore incorporate the effect of gas pressure, or, more specifically, its difference with respect to the liquid pressure, known as suction. In addition, extending the effective stress concept to unsaturated conditions also revealed a need to consider the important contribution water retention behaviour had in linking the degree of saturation to suction.

In Algeria, arid and semi-arid regions cover more than 2 million km², equivalent to 85% of the national territory. The soil in these regions is unsaturated and highly susceptible to swelling leading to many problems such as damage to dwellings, buildings, roads, and sewerage systems; especially following urban expansion and the detrimental impact of severe drought on agriculture. This has urged researchers to fully characterize the soils in these regions and investigate possible solutions to the problem of swelling. In this spirit, the Unsat-dz Network is promoting the exchange of ideas, experiences, and state of the art innovation between leading experts and researchers active in the field of experimental testing and modelling of unsaturated soils. The Unsat-dz Network has also organized the 5th international conference on unsaturated soils “UNSATOuargla 2022” which is an excellent opportunity to follow recent progress in this field.

This volume contains the 65 papers that were presented at the “UNSATOuargla 2022” conference. These papers have made major

contributions to the experimental testing of unsaturated soils. In particular, they focused on the hydromechanical behaviour of different expansive soil types, examined different treatment techniques for compacted soils usually used for roads construction (geosynthetics, cement, bentonite, lime), predicted the spatial variability of soil properties in the arid and semi-arid regions (e.g. swelling index), used artificial intelligence methods and GIS and characterized compressed earth blocks.

I would like to express my appreciation to all the authors for their hard work and contributions to this volume.

Lyesse Laloui

Professor of Soil Mechanics, Swiss Federal Institute of Technology

Member, Swiss Academy of Engineering Sciences

President Europe, International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering

Editor-in-Chief, Elsevier, Geomechanics for Energy and the Environment

Lausanne, Switzerland

February 2022

SOMMAIRE

THEME 1 COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DES SOLS NON SATURES	10
CARACTERISATION ET MESURE DE LA SUCCION DE QUELQUES SOLS DE LA REGION D'EL-OUED	11
CHARACTERIZATION OF SOME UNSATURATED SWELLING SOILS FROM SUDAN	17
EFFECT OF CYCLIC STRESS RATIO (CSR) AND THE NUMBER OF CYCLES (N) ON THE LIQUEFACTION BEHAVIOR OF UNSATURATED SOILS.....	25
INFLUENCE OF SKEMPTON PARAMETER (B) ON THE LIQUEFACTION BEHAVIOR OF UNSATURATED SOILS: EXPERIMENTAL STUDY	31
CARACTERISATION DE LA FISSURATION PAR DESSICCATION DES ARGILES : EFFET DU RENFORT SUR LE RETRAIT ET LA FISSURATION	37
EFFET DE LA COMBINAISON CHAUX/CIMENT SUR LA DURABILITE ET LA PORTANCE D'UNE ARGILE NATURELLE COMPACTEE.....	42
ETUDE MACRO MECANIQUE DE L'EFFET DES FINES LIMONEUSES SUR LE COMPORTEMENT NON SATURE DES TUF CALCAIRES	47
ETUDE DES PROPRIETES MECANQUES D'UN MELANGE TUF GYPSEUX /DECHETS DE BRIQUES EN VUE DE SON UTILISATION EN CONSTRUCTION ROUTIERE SAHARIENNE.....	52
COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DU SOL COMPACTE SUR UNE LARGE GAMME DE DEGRES DE SATURATION	59
INFLUENCE DE LA NATURE DES FIBRES SUR LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT D'UN SABLE LIMONEUX COMPACTE	64
TRAITEMENT D'UN SOL AFFAISSABLE (REGION D'AINNOUISSY MOSTAGANEM) PAR UN AJOUT DE SCORIE.....	71
ETUDE DE L'EFFET DU MELANGE BENTONITE-CIMENT SUR LA SUCCION ET LA MICROSTRUCTURE DES SOLS AFFAISSABLES	77
ETUDE EXPERIMENTALE DE L'EFFET DE LA POZZOLANE NATURELLE SUR LE COMPORTEMENT D'UN SOL AFFAISSABLE	83
ETUDE DE L'EFFET DE L'AJOUT DE LA FIBRE DE VERRE SUR LA VARIATION DE LA PRESSION CAPILLAIRE ET DE L'EFFONDREMENT D'UN SOL AFFAISSABLE	89
IDENTIFICATION DES SOLS GONFLANTS DE LA VILLE DE TEBESSA (ALGERIE)	95
ETUDE DE LA VARIABILITE DES PARAMETRES DE GONFLEMENT DU SITE DE MASCARA EN UTILISANT LE SYSTEME D'INFORMATION GEOGRAPHIQUE	100
PROPOSITION D'UNE NOUVELLE FORMULE D'ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT DES SOLS ARGILEUX.....	105
L'EFFET DE LA DISTANCE DE SEPARATION ENTRE LES PARTICULES SUR LA FORME SIMPLE CUBIQUE D'UN SOL NON SATURE.....	110

ANALYSE SPATIALE DE LA SUSCEPTIBILITE AUX GLISSEMENTS DE TERRAIN, RECHERCHE DES CAUSES ET METHODES UTILISEES POUR L'EVALUATION DES RISQUES DES MOUVEMENTS DES SOLS NON SATURES.....	118
MECHANICAL BEHAVIOR OF THE SOIL/GEOSYNTHETIC INTERFACE USED IN EARTH STRUCTURES BASED ON A PULL-OUT TEST	124
ANALYSE NUMERIQUE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE REPOSANT SUR UN SOL NON SATURE EN HYPOPLASTICITE	130
ANALYSE DE L'INTERACTION ENTRE DEUX TUNNELS DANS DES TERRAINS AQUIFERES	136
THÈME 2 TRANSFERTS DANS LES SOLS NON SATURÉS.....	143
ANALYSE EXPÉRIMENTALE DE LA STABILISATION CHIMIQUE DES SOLS EXPANSIFS SENSIBLES AU RGA.....	144
ETUDE DE LA VARIATION DE LA PERMEABILITE DES SOLS EN FONCTION DES CARACTERISTIQUES PEDOLOGIQUES.....	150
ETANCHEISATION DES ETANGS FILTRANTS PAR GEOSYNTHETIQUES BENTONITIQUES.....	155
DRAINAGE ET RENFORCEMENT PAR GEOSYNTHETIQUES SOUS SOL COMPRESSIBLE	162
A NEW INTELLIGENT MODELLING OF SWELLING INDEX USING ARTIFICIAL NEURAL NETWORK	167
FISSURATION D'UNE ARGILE SOUMISE A LA DESSICCATION : INVESTIGATION EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE.....	173
INFLUENCE DE LA TEMPERATURE A L'INTERFACE SOL-PIEU	179
MODELISATION MATHEMATIQUE DES DEPERDITIONS D'ENERGIE DANS LES SOLS PAR LE PLANCHER BAS DES CONSTRUCTIONS.....	187
ÉTUDE DES SOLS SALÉS DE LA RÉGION DE BOUSSAÂDA	193
CARACTERISATION PHYSICO-CHIMIQUE DES SOLS DANS LA ZONE DU PERIMETRE IRRIGUE GUELMA-BOUCHEGOUF (NORD-EST ALGERIE).....	198
THÈME 3 PHÉNOMÈNES LIÉS À LA NON SATURATION DANS LES MILIEUX OASIENS....	203
INFLUENCE DES CYCLES HYDRIQUES DE DESSICCATION ET HUMIDIFICATION SUR LA COMPRESSION NON CONFINÉE D'UN SOL SEBKHA – CAS D'AIN M'LILA.....	204
ETUDE DE L'INFLUENCE DES LIANTS HYDRAULIQUES SUR LES CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES ET MÉCANIQUES D'UN SOL SEBKHA- CAS DE AIN M'LILA	210
EFFET DU TRAITEMENT A LA CHAUX SUR LE COMPORTEMENT HYDRO-MECANIQUE D'UN MELANGE TUF-SABLE DE DUNE DE LA REGION DE OUARGLA	216
COMPORTEMENT MECANIQUE SUR CHEMIN OEDOMETRIQUE A SUCCION CONTROLEE D'UN SOL GONFLANT A L'ETAT NATUREL	223
ÉVOLUTION DE LA STRUCTURE D'UN SOL GONFLANT TRAITÉ AU COURS DES CYCLES SÉCHAGE-MOUILLAGÉ	229
EFFET DE LA CHAUX SUR LES PARAMETRES MECANQUES DES SOLS MARNEUX	235
ETUDE DU PHENOMENE RETRAIT-GONFLEMENT DE L'ARGILE DE BATNA-TIMGAD PAR L'AJOUT DU CIMENT.....	240

L'EFFET DES DECHETS INDUSTRIELS DANS LE COMPORTEMENT MECANIQUE D'UN SOL EXPANSIF	245
CARACTERISATION D'UN MELANGE TUF-SABLE CONCASSE UTILISE EN CONSTRUCTION ROUTIERE SAHARIENNE : CAS DE LA REGION D'ADRAR	250
VALORISATION DES MATERIAUX LOCAUX TUF ET SABLE DE DUNES EN CONSTRUCTION ROUTIERE SAHARIENNE : CAS DE LA REGION D'EL-GOLEA.....	257
PRECIPITATIONS SALINES DANS LES TEXTURES SABLO-LIMONEUSES : ENTRE INDICE DE SATURATION ET FACTEUR DE CONCENTRATION	264
USING OF ARTIFICIAL NEURAL NETWORK FOR PREDICTING SOIL WATER CONTENT AT FIELD CAPACITY AND PERMANENT WILTING POINT -CASE OF ZIBAN SOILS.....	269
ETUDE DES CARACTERISTIQUES ET DE LA VARIABILITE SPATIALE DES CONTRAINTES HYDRO-MECANQUES DANS UN SOL SAHARIEN (CAS D'UNE PALMERAIE A OUARGLA).....	277
THÈME 4 ECO-CONSTRUCTION EN TERRE CRUE.....	284
MATERIAUX TERRE ; VALORISATION D'UNE ARGILE NATURELLE COMPACTEE EN VUE DE LA FABRICATION DES BRIQUES DE TERRE COMPRIMEES (BTC).....	285
ETUDE DU COMPORTEMENT HYGRO-MECANIQUE D'UN BLOC DE TERRE CRUE COMPRI ME.....	291
COMPORTEMENT HYGROMETRIQUE DU BETON DE TERRE CRUE ET DU BLOC DE TERRE COMPACTEE (BTC)	296
PROPRIETES HYGRO-THERMIQUES DU BETON DE TERRE « CEMATERRE » : EFFET DE LA TENEUR EN EAU	302
INFLUENCE DE L'AJOUT DES FINES ARGILEUSE SUR LES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUE ET THERMIQUE DE LA BRIQUE DE TERRE COMPRIMÉE	Erreur ! Signet non défini.
CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANQUES DES MATERIAUX DE LA REGION DE REGGANE : APPLICATION AUX BRIQUES DE TERRE COMPRIMEES ET STABILISEES	314
ELABORATION ET ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE ET DE DURABILITE D'UNE BRIQUE DE TERRE CRUE HAUTEMENT COMPRESSEE ET FAIBLEMENT STABILISEE A BASE DE TERRE ARGILEUSE ET SABLEUSE.....	319
MECHANICAL AND PHYSICAL PROPERTIES OF TUFF BLOCKS REINFORCED BY CARDBOARD	327
EXPERIMENTAL INVESTIGATION ON ADOBE BLOCKS REINFORCED WITH DATE PALM FIBERS ...	335
VALORISATION DES SEDIMENTS DE BARRAGES : CAS DU BARRAGE D'AIN DALIA (SOUK AHRAS)	340
EFFET DE LA SALINITE DU SOL SUR LES LIMITES D'ATTERBERG	345
SOLS RENFORCES A TENEUR EN EAU NATURELLE : BIODEGRADABILITE DES RENFORTS A BASE DE FIBRES VEGETALES D'ALFA ET SON INCIDENCE SUR SES PROPRIETES MECANQUES	350
COMPORTEMENT MECANIQUE ET PHYSIQUE DU MASQUE D'ETANCHEITE DU BARRAGE EN REMBLAI- ETUDE EXPERIMENTALE DU BARRAGE BOUHNIFIA – ALGERIE	358

THÈME 5 PHYSIQUE DES SOLS NON SATURÉS MILIEUX NATURELS ET CULTIVES.....364

ETUDE DE L'ÉROSION HYDRIQUE DANS LES BASSINS VERSANTS DE LA MEDJERDA ET LE MELLEGUE EN UTILISANT LA TELEDETECTION ET LE SIG	365
CONTRIBUTION A LA CARACTERISATION DES SOLS A ACCUMULATIONS CALCAIRES DE LA REGION DE OUARGLA	370
LA PROGRESSION DE LA SALINISATION DANS LA PLAINE DE BORDJIA (MOSTAGANEM, ALGERIE) : UN ENJEU MAJEUR	375
INFLUENCE DES AMENDEMENTS ORGANIQUES (FUMIER, PAILLE ET ENGRAIS VERT) SUR LE STOCK DE CARBONE ORGANIQUE ET LA CAPACITE DE RETENTION EN EAU DANS UN SOL SALE DE LA REGION DE BATNA (ALGERIE)	381
DIVERSITE DE LA COMMUNAUTE CYANOBACTERIENNE DANS LES CROUTES BIOLOGIQUES DU SOL DU SAHARA SEPTENTRIONAL – ALGERIE	388
ROLE DE LA ZONE NON SATUREE DANS LA DYNAMIQUE DE LA NAPPE D'INFERO-FLUX DE L'OUED OUTOUL (HOGGAR CENTRAL, ALGERIE)	395
EVOLUTION OF SOIL WATER PROFILE IN CONSERVATION AGRICULTURE	401
LAND SUITABILITY ASSESSMENT FOR CEREALS FARMING USING A GIS AND HIERARCHICAL MULTICRITERIA ANALYSIS METHOD IN ARID REGION OF ALGERIA	407
CHARACTERISATION OF THERMAL POLLUTED SOIL AS OILY SEWAGE WITH HYBRID BIOSILICEOUS MATERIAL	412

ANNUAIRE DES AUTEURS.....419

THÈME 1

COMPORTEMENT HYDROMÉCANIQUE DES SOLS NON SATURÉS

CARACTERISATION ET MESURE DE LA SUCCION DE QUELQUES SOLS DE LA REGION D'EL-OUED

S. GUERAIDIA¹, R. CHEGROUCHE¹, M.S. LAOUAR¹, R. BOUFARH¹, R. MALAOU¹,
A. DJELLALI¹, D. ATHMANIA¹, S. MESSAST²

¹Université Larbi Tébessi, Tébessa, email : saida.gueraidia@univ-tebessa.dz;
chegroucherabab@yahoo.com; medsalah.laouar@univ-tebessa.dz; rafik.boufarh@univ-tebessa.dz;
rachida_malaoui@yahoo.fr;

²Université de Skikda, email :

Résumé. L'Algérie est classée comme étant une zone semi-aride à aride du fait de l'importance de l'évapotranspiration par rapport aux précipitations. Ce travail présente une synthèse de résultats expérimentaux sur un sol non saturé de la région de Djemâa – Eloued, classée comme zone aride. Le comportement des sols de ces régions est, plus au ou moins, particulier et évolutifs. Les sols de la région d'Eloued se distinguent, d'une part, par leur position géomorphologique et leur origine, et d'autre part par leur régime hydrique. Ils ont en commun des caractères particuliers : structure instable souvent en nid d'abeilles, hétérogène, grandes porosité et bonne aération superficielle. Il est à noter que la remontée des eaux de la nappe phréatique n'a cessé de modeler le paysage urbain de la vallée du Souf. Le mode d'accumulation des dépôts de sol paraît être essentiellement responsable de la formation d'une structure ouverte et métastable, susceptible de s'effondrer. Dans l'objectif de comprendre l'effet de la succion sur les paramètres retenus (divers états de compacité et teneurs en eau) et sur le comportement des échantillons de sols testés, et suite aux essais de caractérisation physique et géotechnique nécessaires pour à l'identification du sol d'étude investigué, un protocole expérimental est proposé. L'aspect du concept de la non saturation, valeurs des teneurs en eau, est pris en considération dans toutes les étapes de cette étude. Les résultats expérimentaux obtenus constituent une base de données pertinente des sols de la région du Souf.

Mots clés : zone aride, comportement, non saturation, métastable, succion.

Abstract. Algeria is classified as a semi-arid to arid zone due to the importance of evapotranspiration relative to precipitation. This work presents a synthesis of experimental results on an unsaturated soil of the Djemâa - Eloued region, classified as an arid zone. The behavior of the soils in these regions is, more or less, particular and evolving. The soils of the Eloued region are distinguished, on the one hand, by their geomorphological position and origin, and on the other hand by their water regime. They have particular characteristics in common: unstable structure often in a honeycomb, heterogeneous, high porosity and good surface ventilation. It should be noted that the rising water from the water table has continued to shape the urban landscape of the Souf Valley. The mode of accumulation of soil deposits appears to be primarily responsible for the formation of an open and metastable structure, liable to collapse. With the objective of understanding the effect of suction on the parameters selected (various states of compactness and water contents) and on the behavior of the soil samples tested, and following the physical and geotechnical characterization tests necessary for the identification of the study soil investigated, an experimental protocol is proposed. The aspect of the concept of unsaturation, values of water contents, is taken into consideration in all stages of this study. The experimental results obtained constitute a relevant database of soils in the Souf region.

Mots clés : arid zone, behaviour, unsaturated, metastable, suction

1 Introduction

La plupart des sols des régions arides et semi-arides sont des sols macroporeux à structure ouverte et lâche, se trouvant sous forme de dépôts métastables. À l'état sec, une cimentation argileuse entre les grains leur confère une importante liaison intergranulaires et peuvent supporter des charges très importantes, dépassant les 200kPa. Cependant, les crues et les inondations, même sans chargement supplémentaire, induisent la désintégration des liaisons donnant une structure plus dense suivie d'un effondrement soudain du sol. Les affaissements des sols macroporeux, sont répartis pratiquement sur l'ensemble du globe terrestre, et se trouvent, essentiellement, sous plusieurs formes, dans les pays à climat sec. Un effondrement brusque du sol peut être la cause d'autres mouvements de terrain comme l'éboulement, le fauchage, le glissement plan ou rotationnel et la coulée de débris. Le phénomène de transfert d'eau dans les sols des zones arides et les répercussions sur la dégradation de ces derniers est un sujet d'ordre actuel, surtout avec l'orientation des investissements vers les zones à climat arides et semi arides. Il dépend du cycle répétitif de séchage/humidification du sol et de la perméabilité du sol. Ce dernier est l'ensemble d'orientation de grains solides autour desquels existent des espaces vides, qui peuvent être interconnectés ou non. L'infiltration de l'eau dans ces sols, qui est la cause des effondrements, dépend de la porosité de l'état de compacité et du réarrangement des grains. En se basant sur le critère de Mohr-Coulomb généralisé, Y. Cui et J. Canou (2011) ont montré que l'effondrement est contrôlé par plusieurs facteurs à savoir : la minéralogie des matériaux constitués, la fraction argileuse, la granulométrie, la teneur en eau naturelle, l'indice des vides, la taille des pores, les éléments de cimentation ainsi que la nature et la concentration des ions dans l'eau interstitielle. Ils ont aussi montré selon une approche intégrant plusieurs facteurs, l'impact des inondations sur les sols affaissables. D'après Alonso (Alonso et al, 1987), le comportement d'effondrement se manifeste souvent dans des sols fins dans lesquels les particules de silt ou de sable sont présentes en grande proportion. Delage P, Cui Y.J. 2001, avaient suggéré que l'effondrement est dû essentiellement à l'élimination de la succion capillaire présentée dans ces sols qui sont les plus souvent partiellement saturés. L'objectif voulu à travers ce travail est de faire une étude de caractérisation et d'identification d'un sol non saturé prélevé de djamaa –région d'Eloued, classé comme zone semi aride à aride. Une importante partie expérimentale de ce travail se rapporte à la mesure des succions en chemin d'humidification et aussi l'imposition des succions en utilisant la méthode d'équilibre hydrique.

2 Matériau d'étude et essais

Les essais d'identification montrent que le matériau utilisé pour cette étude est une argile limoneuse de faible plasticité, elle provient de la vallée d'El Oued entre Djamaa et Guemar, situé entre 33° à 34° latitude Nord et 6° à 8° longitude Est. La géomorphologie de la région du Souf se caractérise par son climat peu pluvieux, parfois très sec et très irrégulier et par ses trois formes de relief : la région sableuse et les zones des chotts au nord. Les échantillons de sol de couleur brunâtre sont prélevés à une profondeur d'environ un à deux mètres. Il est important de noter les diverses dégradations géotechniques enregistrées dans cette région d'étude à titre d'exemple les fissures et tassement constatés à la Zaouia Tijania. Suite à ces dégradations et sinistres, plusieurs projets de suivi, de maintenance et de restauration ont été programmés et en cours de programmation. L'identification du sol testé a donné lieu à la courbe granulométrique et à la réalisation d'une cartographie de la région d'étude, figure 1.

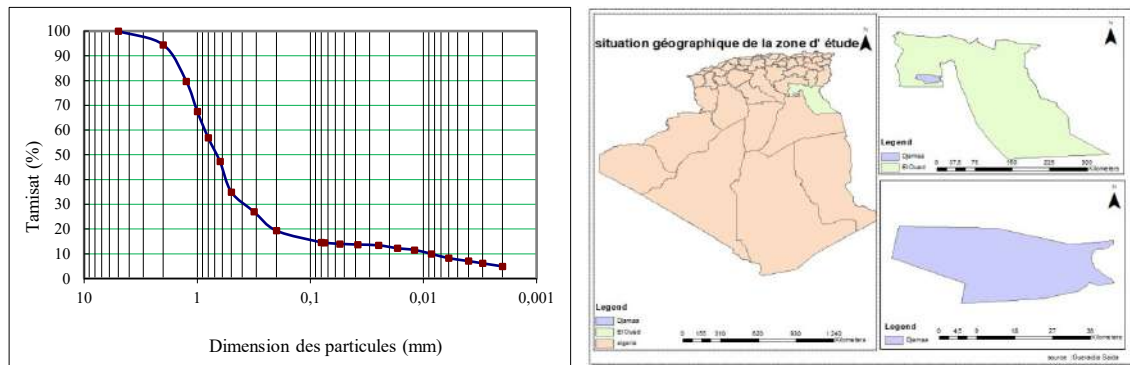


Figure. 1. La Courbe granulométrique et la situation géographique de la zone d'étude.

3 Résultats et discussion

3.1. Essais d'identification

L'identification des caractéristiques physiques et les essais de portance du sol testé ont donné lieu aux résultats présentés au tableau 1. Quant aux résultats chimiques ils ont été déterminées par spectrométrie de fluorescence à rayons X, tableau 2. L'essai de la teneur en carbonates est réalisé, parce que la calcite est un minérale gonflant que généralement peut-être important dans une argile, donc il peut nous faire gonfler le sédiment. Quoique l'essai de compressibilité, selon la procédure de Knight (1975), montre que le sol en question présente un potentiel d'effondrement $C_p = 6.83\%$, d'où l'effondrement est probable, figure 2.

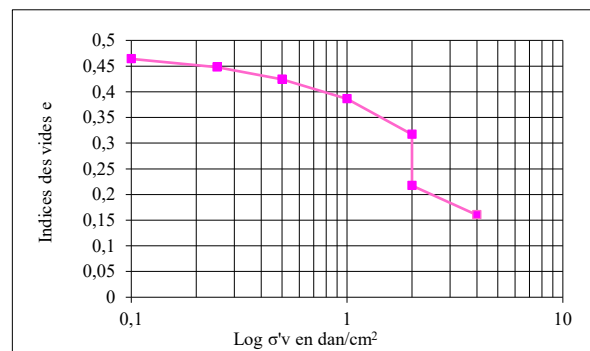


Figure. 2. Courbe de compressibilité du sol testé selon la procédure Knight (1975)

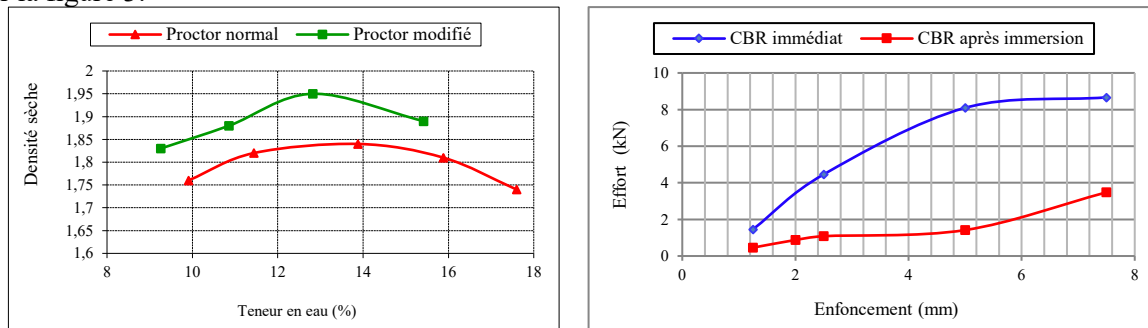
Tableau1. Caractéristiques physiques et mécaniques du sol investigué.

Désignation	Valeur	Observation
% éléments < 80µm	14,62	
% éléments < 2µm	4,93	
D 50 (mm)	0,67	Sol grenu
Cu	22,1	Granulométrie étalée
Cc	100	Bien gradué
ω_L (%)	18,47	
ω_p (%)	5,28	
I_p (%)	13,19	Moyennement argileux
I_c	0,79	Argile très ferme
Ac	2,67	Argile très active
Sp	34,74	Entre Kaolinite et Illite (peu sensible)
VBS (%)	2,47	Sol limoneux de plasticité moyenne
γ_s (g/cm ³)	2,60	
ω (cacO ₃) (%)	37,5	Marne
ω_{opt} (%) au Proctor normal	15,88	NF P 94-093
ω_{opt} (%) au Proctor modifié	12,82	NF P 94-093
CBR immédiat (%)	40,61	Portance très élevé
CBR après immersion (%)	6,55	Portance moyenne

Tableau 2. Composition chimique par spectrométrie de fluorescence à rayons X

Na2O	MgO	Al2O3	SiO2	P2O5	SO3	K2O	CaO	MnO	Fe2O3	SrO
0.0407%	0.531%	2.08%	13.5%	0.0961%	0.114%	0.203%	82.0%	0.0599%	1.04%	0.374%

Selon la classification G.T.R.92, le sol étudié est classé dans la classe A2. C'est un sol qui peut être entre les sables fins argileux, limons et marnes peu plastiques. Concernant la portance du sol, les résultats des essais de compactage (Proctor normal et modifié) et de CBR (immédiat et immersion) sont présentés sur la figure 3.

**Figure. 3.** Résultats des essais de Compactage et des essais CBR

3. 2. Essais de suctions

Les valeurs de succion ont été mesurées par la méthode du papier filtre selon la norme ASTM D5298-10 et par imposition selon la méthode des solutions salines. La méthode du papier filtre permet de mesurer soit la succion totale quand le papier filtre n'est pas en contact avec le sol, soit la succion matricielle quand le papier filtre est en contact avec le sol. Les échantillons lors de la méthode du papier filtre sont préparés à des teneurs en eau initiales variables, des deux côtés sec et humide de l'optimum Proctor modifié (5%, 10%, 15%, 20% et 25%). Afin d'étudier l'effet de l'état de compacité sur la succion et la rétention de l'eau

par les particules, les échantillons de sols sont compactés dans un anneau métallique de 6 cm de diamètre et de 2 cm de hauteur, à deux énergies de compactage, 15 et 30 coups qui correspondent respectivement à 2.67 et à 5.34 joules, le compactage est effectué à l'aide de la dame de compactage décrite dans Laouar et al (2018). Les courbes de retentions (teneurs en eau en fonction de succions) sont présentées pour chaque méthode à part.

Relation succion teneur en eau

a. Méthode papier filtre

Il est à constater que pour la méthode du papier filtre (ASTM D5298-10), quelle que soit la valeur du nombre de coups, les succions totales présentent des valeurs plus grandes que les valeurs des succions matricielles, figure. 4a et b. Aussi une proportionnalité inverse est visualisée entre les valeurs des succions et les valeurs des teneurs en eau. Une autre constatation, est que pour un compactage de 15 coups (état de compacité plus au moins lâche) et des teneurs en eau entre 15% et 25%, les valeurs des succions se rapprochent. Quant au nombre de coups égal à 30 coups (état de compacité plus dense), les valeurs des succions totales et matricielles se rapprochent pour les teneurs en eau entre 5% et 15%, se diverge pour $w=20\%$ et pratiquement se coïncide pour $w=25\%$.

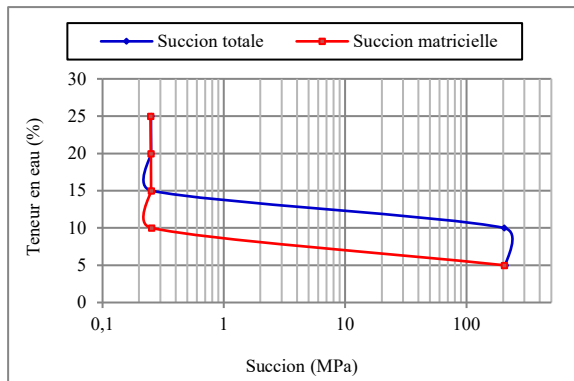


Figure. 4a. Courbes de rétention ASTM (15coups)

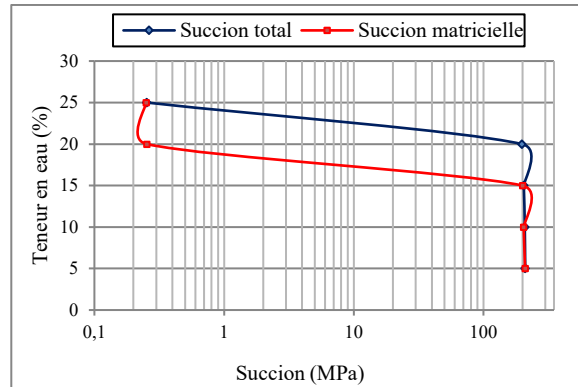


Figure. 4b. Courbes de rétention ASTM (30coups)

b. Méthode des solutions salines

Les solutions salines utilisées dans la présente étude couvrent une plage importante de succions, ce qui permet d'avoir une courbe de rétention plus étendue, figure 5. Les points caractéristiques déterminer à partir de la courbe de rétention sont : la teneur en eau résiduelle $\theta_r = 3.9\%$ et la teneur en eau saturée (θ_s) = 17.8% au delà duquel l'apparition du point d'entrée d'air, à partir de laquelle le sol n'est plus saturé et les pores les plus larges commencent à se vider. La valeur de la teneur en eau saturée obtenue, prouve la forte macroporosité de l'argile limoneuse testée.

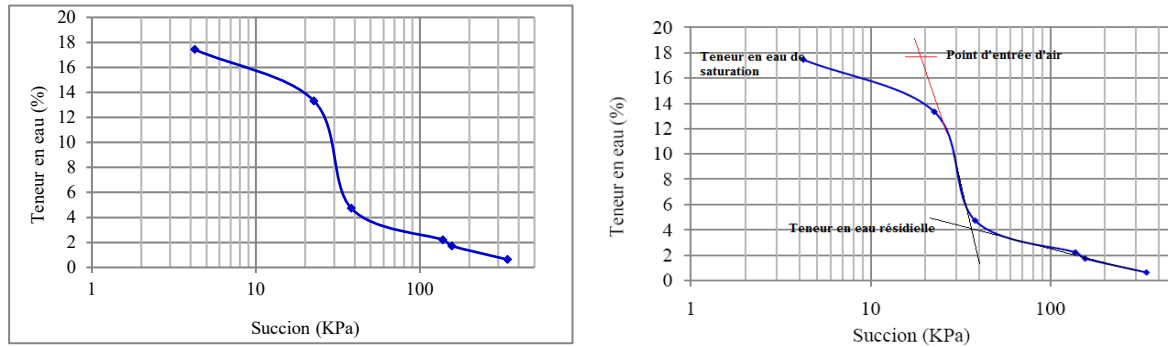


Figure 5. Courbes de rétention et points caractéristiques (méthode des solutions salines)

4 Conclusions

Les principales conclusions qu'on peut tirer de cette étude expérimentale se résument comme suit : Le programme expérimental proposé permet de caractériser de manière satisfaisante le comportement des sols de la région de Djemaa – Eloued. Les résultats obtenus constituent une base de données très importante. Ils sont indispensables à tout travail d'investigation géotechnique ou de modélisation du comportement rhéologique. Le sol en question a été identifié comme une argile limoneuse susceptible à l'effondrement. Les essais de mesure et d'imposition de succion au sein des échantillons ont été réalisés de manière systématique à l'aide de la méthode du papier filtre et des solutions salines, ce qui permet d'analyser l'évolution des succions en fonction de divers états de compacité et teneurs en eau. Pour un niveau d'énergie de compactage donné, la succion diminue lorsque la teneur en eau augmente. Les courbes de rétention montrent que la succion dans l'éprouvette compactée est influencée à la fois par l'énergie de compactage et la teneur en eau.

5 Références

- [1] ALONSO, E. E., GENS, A. & HIGHT, D. W., 1987. General report. Special problem soils. 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 1087-1146.
- [2] ASTM D5298-10. Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper
- [3] Delage P, Cui Y.J. 2001. L'eau dans les sols non saturés, Technique de l'ingénieur, C301.
- [4] G.T.R. Guide des Terrassements Routiers, Réalisation des remblais et des couches de forme, LCPC, SETRA, 1992) et la norme qui en découle NF- P 11-300
- [5] Knight K, Jennings J E (1975). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain-structure, *proc. 6th Regional Conf. For Africa on SMFE, Durban, South Africa. Pp, 99-105.*
- [6] Laouar M S, Gouaidia L, Défaflia N. Proposition d'une nouvelle approche expérimentale pour la prédiction du retrait et de l'effondrement des sols. *4ème colloque internationale sur les Géosciences au service du développement durable. Univ-Tebessa 20-22/11/2018.*
- [7] Y.-J. Cui, J. Canou, J.-M. Terpereau et J.-P. Karam. Mechanical behaviour of natural loessic soils under cyclic loading. *Rev. Fr. Géotech. N° 134-135, pp. 49-58 (2011).* Doo. <https://doi.org/10.1051/geotech/2011134049>.

CHARACTERIZATION OF SOME UNSATURATED SWELLING SOILS FROM SUDAN

EILFATIH O. AHMED¹, A. M. ELSHARIEF¹, M. AL-AJAMEE¹

¹Building and Road Research Institute, University of Khartoum, email: eoahmed@yahoo.com, aelsharief@yahoo.com, mohammedalajamee@gmail.com

Abstract. This paper reviews current research being conducted by various national researchers on characterization of the highly desiccated unsaturated clays of the vast clay plains of Sudan. The early research successfully used combination of intrinsic soil properties and soil placement parameters to characterize the soils. Recently, SWCC has been used to characterize these soils. The matric suction measurements were carried out are using filter paper method (FP) due to the inherent high suction of the highly plastic clays. Suction values higher than 10 MPa were measured for highly plastic clays from central Sudan. The properties of Soil water characteristic curve (SWCC) such as air entry value and residual suction of the Sudanese highly expansive clayey soil are affected by plasticity, fines content and mineralogy. Air entry value has very good relationship with suction value at plastic limit.

Key words: Unsaturated Soils, Matric Suction, Soil Water Characteristic Curve, Air Entry Value.

Résumé. Cet article passe en revue les recherches actuelles menées par divers chercheurs nationaux sur la caractérisation des argiles insaturées hautement desséchées des vastes plaines argileuses du Soudan. Les premières recherches ont utilisé avec succès une combinaison de propriétés intrinsèques du sol et de paramètres de placement du sol pour caractériser les sols. Récemment, SWCC a été utilisé pour caractériser ces sols. Les mesures d'aspiration matricielle ont été effectuées en utilisant la méthode du papier filtre (FP) en raison de la forte aspiration inhérente des argiles hautement plastiques. Des valeurs d'aspiration supérieures à 10 MPa ont été mesurées pour les argiles hautement plastiques du centre du Soudan. Les propriétés de la courbe caractéristique sol-eau (SWCC) telles que la valeur d'entrée d'air et l'aspiration résiduelle du sol argileux très expansif soudanais sont affectées par la plasticité, la teneur en fines et la minéralogie. La valeur d'entrée d'air a une très bonne relation avec la valeur d'aspiration à la limite plastique.

Mots clés : Sols insaturés, Aspiration matricielle, Courbe caractéristique de l'eau du sol, Valeur d'entrée d'air.

1. Introduction

Research efforts have been exerted in Sudan since the seventies of the 20th century to understand the behavior of the unsaturated highly plastic and highly desiccated clay soils which cover large plains in Central, Eastern and Southern Sudan. Efforts have been made to characterize these soils and determine simple parameters which could predict their swelling potential, compressibility and strength [1][2].

Current research has shown that soil water characteristic curves (SWCC) can be utilised to investigate the coupled hydromechanical behaviour of unsaturated soils. the importance of SWCC in understanding unsaturated soil behaviour. The importance of SWCC in understanding unsaturated soil behaviour is highlighted [3]; SWCC is becoming increasingly common in engineering applications around the world. Many international scholars have generated well-known research efforts in the characterization and modeling of the SWCC in geotechnical research and applications [4][5].

This paper summarizes the outcome of some research efforts carried out on unsaturated clay soils from Sudan emphasizing on the characterization of these soils. Special emphasis is given to the use of SWCC for characterizing these soils. SWCC data was collected for soils from different parts of the clay plains of Sudan. The data is analyzed and discussed.

2. Review of the Previous Research

The behavior of clayey soils in their unsaturated conditions is influenced by compositional ‘intrinsic’ factors such as mineralogy, clay content, gradation and pore water chemistry and environmental or placement factors such as water content (m.c) , dry density (γ_d), soil structure, stress history and temperature [6]. Several soil parameters have been used to characterize unsaturated soils in order to predict their behavior in terms of swelling, compressibility and shear strength. Parameters combining intrinsic properties and placement factors such as liquidity index (L.I) and consistency index (C.I) were introduced long time ago [7].

$$L.I = \frac{(M.C - P.L)}{P.I} \quad (1)$$

$$C.I = \frac{(L.L - M.C)}{P.I} \quad (2)$$

Where m.c is moisture content and PI is plasticity index and L.L is liquid limit P.L is plastic limit. Liquidity index is an indirect indicator of desiccation. Negative L.I values are indicator of $m.c < PL$ and consequently higher desiccation. A new factor, termed H factor was established by Elsharief et al[7] It is given by the following relationship:

$$H = \frac{(C.I * \gamma_d)}{P.I} \quad (3)$$

When m.c equals PL, H equals γ_d and when M.C equals L.L, H goes to zero. H is plotted against L.I for data of natural upper crest clayey soils from Khartoum and good relationship was established, Figure (1). This relationship shows that the dry density of the natural desiccated clays could be estimated when the Atterberg limits and natural moisture content are known. This relationship shows that, densification of the investigated upper clay crust in its depositional environment could be attributed to desiccation rather than the action of overburden.

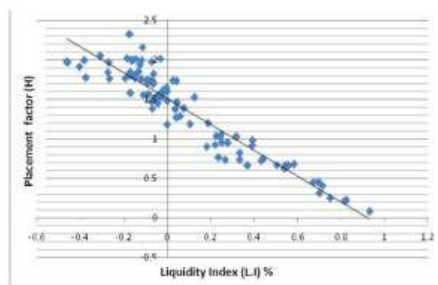


Figure 1: H factor versus L.I for natural clays from Khartoum [7]

A study on the factors influencing the strength of compacted unsaturated clay soils used for construction of the embankments of Roseiris dam in Sudan [8]; it has shown that the unconfined strength of the compacted soils is well related to $m.c/PI$ as presented in Figure 2 below.

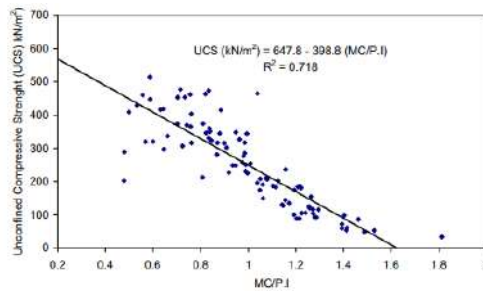


Figure 2: Unconfined strength versus $m.c/PI$ for compacted highly plastic soils of Damazin [8]

Another factor combining the intrinsic properties and placement factors was introduced for prediction of swelling pressure of two soils from Central Sudan [9]. The factor termed F_c is given by

$$FC = C.I * \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_w} \right) * e \quad (4)$$

Where γ_w is the density of water and e is void ratio of the soil. Very good relationship was found between swelling pressure and F_c as shown in Figure 3.

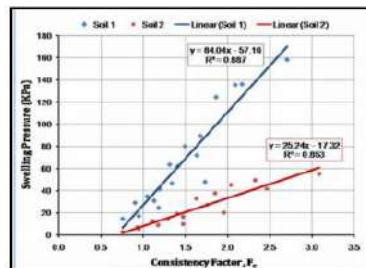


Figure 3: Swelling Pressure versus consistency factor F_c for two clay soils from Sudan [9]

2.1 Soil-Water Characteristic Curve (SWCC)

The relationship between suction and gravimetric water content, degree of saturation, or volumetric water content in unsaturated soils is referred to as the soil-water characteristic curve (SWCC). It's a continuous sigmoid function that describes a soil's water storage ability as a function of soil suctions [10].

Soil Water Characteristic curve is stress path dependent, i.e., the curves established with drying, the shape of the SWCC is determined by the soil's pore size distribution and volume change. The initial water content, soil structure, soil condition, compaction effort, and stress history all influence these two characteristics.

The air-entry suction value (AEV) and residual water content are the two main parameters used to describe the SWCC. The AEV of the soil is known as the suction value at which air begins to reach the soil's largest pores. The residual water content is the water content at which a significant suction change is needed to remove the excess water from the soil. Along the drying curve of a standard SWCC, various zones can be seen. Figure 4 illustrates three areas of desaturation [10]&[11]; specifically, the saturation region, where nearly all of the soil pores are filled with water and the soil remains saturated; the desaturation zone (transition zone), in which the soil begins to desaturate and the water content or degree of saturation decreases dramatically as suction increases, and the residual region, which is characterized by a discontinuous water period and is characterized by a significant increase in suction resulting in relatively minor changes in soil water content or degree of saturation. Residual water content refers to the amount of water in the soil at the residual region.

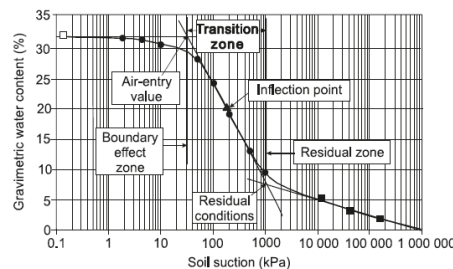


Fig.4 Typical SWCC and Identifiable zones [11]

2.2 Factors influencing the SWCC

The pore size distribution and volume change of the soil have a major impact on the form of the SWCC [13], and [14]. The size and distribution of pores are determined by the orientation of soil particles, which is determined by the initial moisture content. In comparison to the wet of optimum, particle orientation at dry of optimum results in a soil fabric with more interconnected pores [11],[15], and [16]. For the near saturation portion of the SWCC where capillary forces are present, the impact of initial compaction water content is more obvious. SWCCs with different initial water contents appear to converge at high suction [11]. The impact of density on SWCC is viewed differently by researchers. Since density is a function of pore sizes and soil structure, some of them believe that density variation has little effect on SWCC, while others argue that soil dry density has a significant impact on SWCC [11].

2.3 Determination of air-entry value (AEV) and residual suction

Figure 4 shows an example of an atypical SWCC of unsaturated soil. Drawing a line tangent to the curve through the inflection point on the straight-line portion of the SWCC to determine AEV and residual suction is the first step. Extending the constant slope section of the SWCC to intersect with the line reflecting the SWCC in the low suction zone yields the soil's air entry value [11]. The suction corresponding to the plastic limit can be called the AEV if the desaturation point remains close to it [11]. The tangent line and the extended line reflecting the SWCC in the high suction range converge to determine the residual degree of saturation. The residual suction [6] may be the suction corresponding to the clay shrinkage limit. However, since soil may dehydrate before reaching the shrinkage limit, the shrinkage limit can vary significantly from the water content of the air entry.

3. Materials and Methods

The current paper summarized and extend the previous work done by several national scholars [17,18, 19, and 20] on swelling clayey soils of Sudan, they used the filter paper method for matric suction measurements since the method is the available one; although it is time consuming and costly, samples from different part of Sudan were collected and SWCC were drawn as presented in Fig 5, the physical and placement conditions were tested for the samples and the , Table basic physical test results for the tested samples are summarized in Table 1.

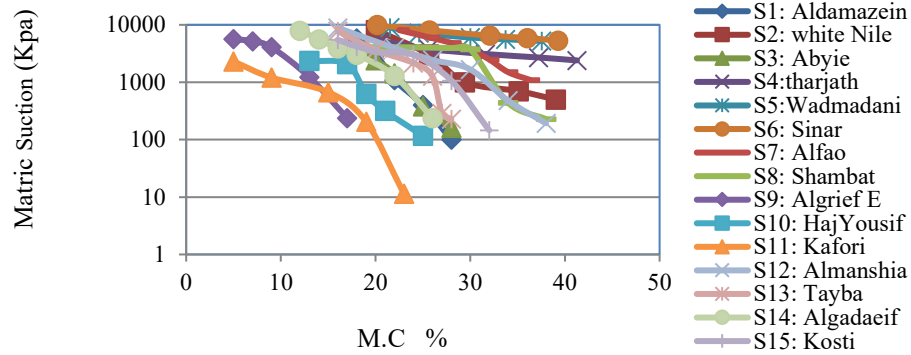


Fig. 5 SWCC for the Clayey Soils [17,18,19, and 20]

Table .1 Basic Physical Properties of Characterized Clayey Soils

Soil No	Source	Location	Soil Properties				
			L.L (%)	P.L (%)	P.I (%)	OMC (%)	MDD (g/cm ³)
S1	[17]	Aldamazeen	55	26	29	22	1.48
S2	[18]	white Nile	62	28	34	23	1.46
S3	[18]	Tharjath	50	19	31	23	1.46
S4	[18]	Wad madani	64	31	33	23	1.46
S5	[18]	Sinar	76	30	46	26	1.42
S6	[18]	Abyie	49	23	26	21	1.48
S7	[19]	Alfao	66	29	37	24.3	1.43
S8	[20]	Shambat	58	38	20	--	---
S9	[20]	Algraif East	33	17	16	--	---
S10	[20]	HajYousif	41	21	20	16.28	1.72
S11	[20]	Kafori	29	19	10	16.91	1.75
S12	[20]	Almanshia	72	30	42	25.96	1.42
S13	[20]	Tayba y	38	22	16	16	1.66
S14	[20]	Algarief	42	26	16	---	--
S15	[20]	Kosti	55	28	27	28.27	1.45

4. Results and Discussion

The relationship between plasticity index and air entry suction is plotted in Fig. 6. The plotted data showed a trend of exponential relationship between AEV and Plasticity index (P.I). Air entry value tends to increase with plasticity index.

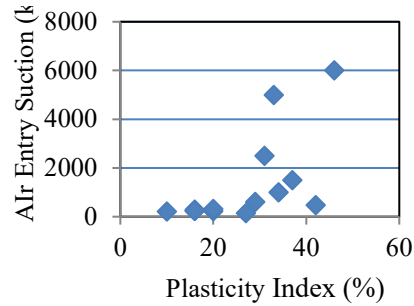


Fig 6 The plasticity Index (P. I %) versus Air Entry Value (AEV)

The relationship between liquid limit and the air entry suction is plotted in Fig. 7. The plotted data has shown nearly an exponential trend similar to the relationship of AIV with plasticity index; as the liquid limit increases the air entry value increases too.

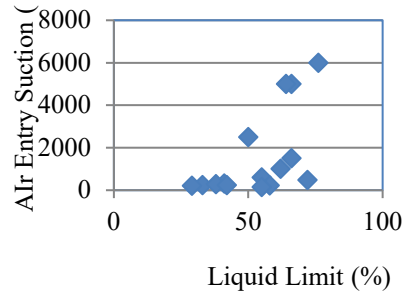


Fig 7 The liquid limit (L.L %) versus Air Entry Value (AEV)

The relationship between the air entry suction value and the suction values at plastic limit for the tested soils is plotted in Fig. 8. The plotted data has shown exponential trend with very good relationship

($R^2=0.827$); so as the air entry increases the suction at plastic limit increases, and vice versa.

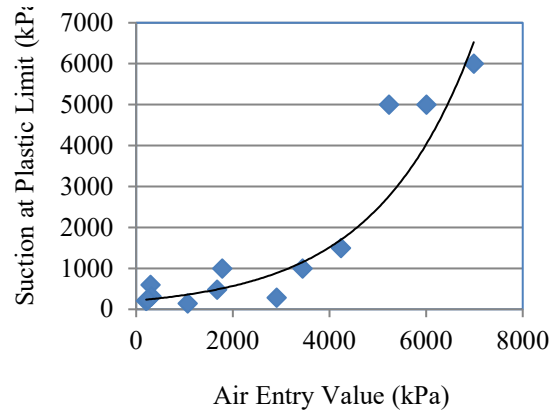


Fig 8 Air Entry suction versus suction at plastic limit

The relationship between suction at plastic limit Ψ_{LP} (kPa) and Air Entry value Ψ_{AE} (kPa)

$$\Psi(LP) = 213.5 e^{0.0005(\Psi(AE))} : R^2=0.827$$

5. Conclusion

This paper summarizes the research used for characterization of unsaturated clay soils from Sudan. The early methods were based on the intrinsic soil properties and/or soil placement conditions. Currently Soil Water Characteristic Curve (SWCC) are used for characterizing the soils. The filter paper method (FP) has been used for suction measurements due to limited suction measurement capabilities in Sudan and inherent high suction of the tested specimens. SWCC data was collected from different sources and analyzed to obtain parameters from the data. The data showed high suction values of tested soil in their desiccated conditions. Trend of linear relationship was found between the air entry value (AIV) and plasticity index, and AIV and Liquid Limit; very strong relationship was found between air entry value and suction at plastic limit. The measurement tools and methods of testing need to be improved. More efforts are needed to characterize the swelling clayey soils of Sudan with special focus on their mineralogical properties, swelling, shear strength, and compressibility behavior in unsaturated conditions.

Références

1. Zein. A. K.M. "Swelling characteristics and micro-fabric of compacted black cotton soil". Ph.D. Thesis, University of Strathclyde, Glasgow. U.K, 1985
2. Elsharief A. M. , " Foundations on Expansive Soils: A Laboratory and Field Investigation of Swelling Potential and Performance of Short Piles in Expansive Soils ", M. Sc Thesis, Building and Road Research Institute, University of Khartoum, 1987.
3. Fredlund, D. G., Rahardjo, H. & Fredlund, M. D. , "Unsaturated soil mechanics in engineering practice". Hoboken, NJ, USA: John Wiley & Sons, 2012
4. Brooks, R.H., and A.T. Corey, "Hydraulic properties of porous media". Hydrol. Paper 3, Colorado State Univ., Fort Collins, CO, USA, 1964.
5. Mualem, Y., "A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media", Water Resources Research 12 (3), 513–522, 1976.
6. Oloo S. Y., Schreiner H. D. and Burland J. B., "Identification and Classification of Expansive Soils", Proceedings of the 6th International Conference in Expansive soils", New Delhi, India, Vol. 1, p. 23-29, 1987
7. Elsharief A. M., Ahmed W. H. Mohamed E. Abdall "Properties and Distribution of the Top Clay from Khartoum" BRRI Journal, Vol. 11 pp. 31-38, 2011
8. Elsharief A. M. "Unconfined Strength of Compacted Black Cotton Soils from Sudan" Technical Note, BRRI Journal Vol. 10, 2000
9. Elsharief A. M., Zummrawi M. and Sallam A. (2014) "Experimental Study of Some Factors Affecting Swelling Pressure" UofKEJ Vol. 4, Issue 2, pp. 1-7, 2014.

- 10.Ridley, A. M., and Wray, W. K. , “*Suction measurements: A review of current theory and practices*”, in E. E. Alonso and P. Delage (Eds.), *Unsaturated Soils: Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils*, Paris, Balkema, Rotterdam, Presse des Ponts et Chaussées, pp. 1293–1322, 1995.
- 11.Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., and Pufahl, D. E. , “*The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till.*” *Géotechnique*, 49(2), 143-159, 1999
- 12.Ridley, A. M. and Burland, J. B. , “*A new instrument for the measurement of soil moisture suction*”, *Geotechnique* 43, No. 2, : 321–324, 1993
- 13.Gardner, R. , “*A method of measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range*”. *Soil Science*. Vol. 43 : 227–283, 1937
- 14.Leong, E.C., He, L. and Rahardjo, H , “*Factors affecting the filter paper method for total and matric suction measurements*”. *Geotechnical Testing Journal*. Vol. 25, No. 3 : 322–333, 2002
- 15.Hillel, D. , “*Introduction to Soil Physics*”, Academic press, New York, 1982
- 16.Likos, W. J. and Lu, N. , “*Filter paper technique for measuring total soil suction*”. *Transportation Research Record*, 1786, : 120–128, 2002
- 17.Abdelaziz O. A., “*Effects of Matric Suction on the Shear Strength of Highly Plastic Compacted Clays*”, M.Sc. Thesis, Faculty of Graduate studies, University of Khartoum, Sudan, 2014.
- 18.Sofyan M.A. , “*Some Laboratory Study of Factors Controlling Swelling Potential*”, M. Sc. Thesis, Faculty of Civil Engineering, University of Khartoum, 2013.
- 19.Elhassan A.A. M. , “*Lime Stabilization of Tropical Clay Soils from Sudan*”, PhD thesis, Building and Road Research, University of Khartoum, 2013.
- 20.Elfatih O. Ahmed , “*Compressibility of Clayey Soils from Sudan*”, on going PhD Research, Building and Road Research, University of Khartoum, 2019.

EFFECT OF CYCLIC STRESS RATIO (CSR) AND THE NUMBER OF CYCLES (N) ON THE LIQUEFACTION BEHAVIOR OF UNSATURATED SOILS

T. K. HOAN¹, S. IMANZADEH², S. TAIBI¹, H. SOUL³; J.M. FLEUREAU⁴, M. HATTAB⁵
 trankhaihoan@tnut.edu.vn

¹University of Le Havre Normandy, ²INSA Rouen; ³National Engineering School of Saint Etienne, France; ⁴Centrale-Supelec, France; Mahdia Hattab (University of Lorraine, Laboratoire d'Etude des Microstructures et de Mécanique des Matériaux - CNRS UMR 7239)

Résumé. L'article présente l'effet de l'insaturation sur le potentiel de liquéfaction de sol à l'état très dense. Une série d'expériences sur les échantillons avec les mêmes conditions initiales a été menée pour étudier le comportement du sol sous chargement cyclique. Tous les échantillons ont été reconstitués par la méthode de compactage humide pour avoir le même indice des vides initial et la teneur en eau à 8%. Après, les échantillons ont été partiellement saturés et consolidés. Pour étudier la liquéfaction, le chargement cyclique avec rapport de contrainte cyclique par étapes a été appliqué en haut de l'échantillon. Les résultats montrent que le sable à l'état très dense peut être liquéfié sous le chargement cyclique. Le degré de saturation affecte de manière significative le CSR et le nombre de cycles nécessaires pour liquéfier les échantillons. Plus le niveau de saturation est bas, plus le nombre de cycles est élevé et plus la valeur CSR est élevée.

Mots clés : Hostun RF sable, Skempton paramètre B, liquéfaction, insaturation, chargement cyclique

Abstract. This paper presents the effect of unsaturation on the liquefaction potential of soil in a very dense state. A series of experiments on the samples with the same initial conditions was conducted to investigate the soil behavior under cyclic loading. All the samples were reconstituted by the wet tamping method to have the same initial void ratio and water content at 8%. After that, the samples were partly saturated and consolidated. To study the liquefaction, the cyclic loading with stepping cyclic stress ratio (CSR) was applied to the top of the sample. The results show that the sand in a very dense state can be liquefied under cyclic loading. The saturation degree affects significantly the CSR and the number of cycles needed to liquefy the samples. The lower the saturation level resulted in the higher the number of cycles and the higher the CSR value.

Keywords: Hostun RF sand; Skempton parameter B; liquefaction; unsaturation; cyclic loading.

1 Introduction

Soil liquefaction is a phenomenon which has been known for a long time and has caused a lot of damages over the world. In general, when the incoherent soil subjected to cyclic loading, the soil particles tend to move closer together. This trend increases the pore water and decreases the effective confining stress, finally, the soil loses its resistance. In literature, liquefaction can be classified into three types: flow liquefaction and cyclic liquefaction are the liquefaction of loose soil subjected to monotonic loading and cyclic loading, respectively. The cyclic mobility phenomenon is the liquefaction of dense soil subjected to cyclic loading. There are two criteria which are usually used to recognize the liquefaction phenomenon in laboratory testing. The first one is that the pore water pressure increases to cell pressure leading to the loss of effective confining stress; the second condition is reached if the axial strain in one cycle equals 5%.

From the literature review, it is obvious that the liquefaction of saturated soil has been the subject of many studies and well understood (Castro G 1969; Seed H B, Idriss I M 2008); however, not many studies focused on the liquefaction of unsaturated soil. Recent studies have shown that liquefaction can be

observed not only on saturated soil but also on unsaturated sandy soil which occupies the majority of the earth's surface area (GNUEACR 2013). Tsukamoto et al. (2014) based on ultrasonic wave transmission speed to conclude that the air bubbles can be found at 5m below the groundwater table. It means that most of the building structures are based on unsaturated soil layers. The liquefaction of unsaturated soil was studied by the theoretical study of Martin et al. (1978). Whereby, the unsaturated sands can be liquefied; however, it is affected significantly by the saturation degree. The liquefaction of unsaturated soil has been also confirmed by some other laboratory tests (Tsukamoto 2018; Tran et al. 2018; Mase et al 2019).

One parameter that is considered to be related to the saturation degree is Skempton parameter B. This parameter also affects significantly the liquefaction potential of soil. Mulilis et al. (1978) studied the liquefaction of Monterrey sand with the effect of Skempton's coefficient B and they concluded that the resistance of sand does not change when the value of B is between 0.91 and 0.97. Della et al. (2001) exhibited that the dilatancy and the contractancy of soils change when Skempton's pore pressure coefficient B decreases; however, it depends on the soil type, initial density, and confining pressure.

In general, it is necessary to have more studies and data to understand the liquefaction of unsaturated soil more clearly, especially on some issues such as the liquefaction of unsaturated soil in a very dense state, the effect of Skempton B value, and saturation degree on the liquefaction potential of soil. This paper presents five tests (Table 1) to study the behavior of very dense sand in unsaturated state. Through these tests, the influence of saturation degree and different soil fabric caused by sample preparation are investigated.

2 Materials and apparatus

This study used Hostun RF from Sika Co to reconstitute the samples. This material is fine clear sand with the grain size distribution presented in figure 1.

The sand has the parameters: specific gravity 2.65 g/cm^3 , maximum grain size 0.6 mm , minimum grain size 0.12 mm . Figure 1 shows some other parameter of Hostun RF sand with $D_{10} = 0.2 \text{ mm}$, $D_{50} = 0.3 \text{ mm}$, $D_{60} = 0.4 \text{ mm}$, and the void ratio $e_{\max} = 1.041$, $e_{\min} = 0.648$.

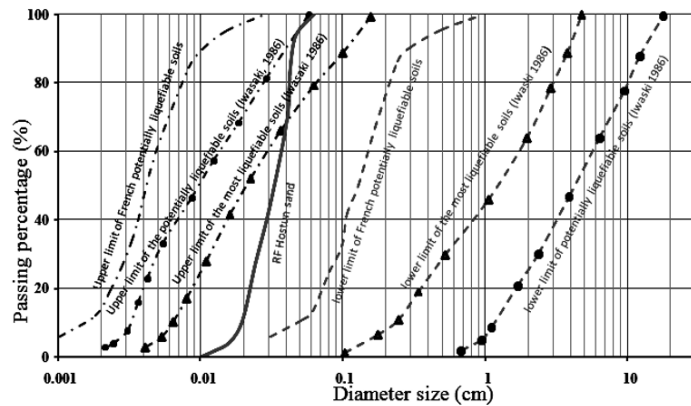


Figure 1. Comparison of the grain size distribution of Hostun RF sands to other liquefiable sands (Iwasaki 1986; Tran et al. 2019; 2021)

The apparatus used for dynamic tri-axial tests was used in this study (Figure 2). The Dynamic (Cyclic) Triaxial Testing System 5Hz/5kN provided by VJ tech includes a dynamic controller to generate and control dynamic parameters, i.e. force, displacement and pore water pressure. The cell pressure and back pressure are controlled by a Pneumatic Automatic Pressure Control (APC) device and a Hydraulic APC device, respectively. The pressure imposed by the Pneumatic APC is transmitted to the cell through an Air-Water Interface. This device's duty is to make the pressure more responsive and mellifluous, it includes a rubber ball embed in a cell. The pressure generator controls the air pressure inside the rubber ball instead of cell pressure directly. The specimens used are 70 mm in diameter and 140 mm in high. Back pressure is applied on both top and bottom of the sample while the pore water pressure is measured

only at the bottom of the sample. The displacement can be controlled by the dynamic controller (this device makes and controls dynamic load) or the axial displacement transducer.

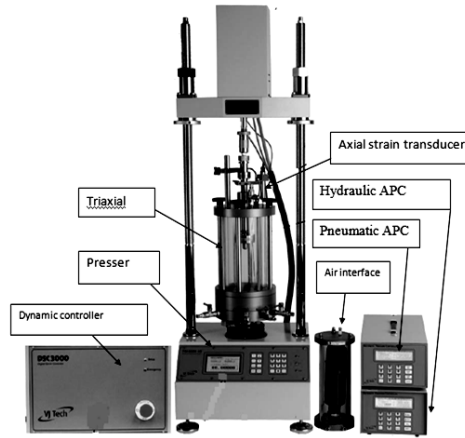


Figure 2. Triaxial dynamic test apparatus

3 Test procedure

3.1. Sample preparation, saturation, and consolidation

In this study, the samples were prepared by the wet tamping method. To prepare the samples, first, the sand was dried and then, a fixed quantity of water was added to have a mixture with the initial water content of 8%. Finally, the samples were made by compacting layer by layer until reaching the relative density of 83%.

After sample preparation, the cell pressure was increased to 30 kPa and then the back pressure of 15 kPa was applied to the base of the sample. On the top of the sample, the pressure was maintained at 10 kPa. Due to the difference in the pressure on the top and the base of the sample, de-aired water surged from the bottom to the top and went out of the sample. With saturated tests, this process finished when there were no air bubbles in the outlet pipe. After that, the cell pressure and back pressure were increased slowly to 770 and 750 kPa respectively to dissolve the remaining air in the sample. In this process, the effective stress was kept equal to 20 kPa.

The saturation degree of the sample was evaluated based on the value of Skempton's parameter B. This parameter relates to the compressibility of the pore fluid. To measure the B value, first, all the back pressure valves were locked. Then, the cell pressure was increased. This increase in pressure made the pore water pressure increase. Skempton's coefficient B is defined as the ratio between the measured pore pressure increase and the imposed cell pressure increase:

$$B = \frac{\Delta u_w}{\Delta \sigma_3} \quad (1)$$

Where $\Delta \sigma_3$ and Δu_w are the imposed increment of confining stress and the resulting measured increment of pore water pressure, respectively.

Theoretically, the sample is considered to be fully saturated if $B = 1$ because water is incompressible compared to the soil skeleton. When the saturation degree decreases from the full saturated state to a lower value, the appearance of air bubbles with their compressibility makes smaller the B value. In practice, due to some compliance in the test apparatus, the sandy soil sample is considered fully saturated if the B value is between 0.95 and 0.97 (Chaney 1978, Jefferies 2016). In this study, the B value for the full saturation state is 0.97. This value was also used by Benahmed (2011) and Arab et al (2016) for RF Hostun sand as an indication of full saturation state.

After B value measurement, the samples were consolidated isotopically by effective confining stress of 100 kPa.

3. 2. *Cyclic loading*

In this study, the load has the saw teeth form, the frequency is 0.1 Hz (figure 3). One parameter usually used in liquefaction domain is the cyclic stress ratio (CSR). This value is defined as ratio between the deviator stress and the double value of effective confining stress (equation 2).

$$CSR = \frac{q_{\max}^c}{2\sigma_{3c}'} \quad (2)$$

Where $q_{\max}^c / 2$ is the maximum cyclic shear stress, $q_{\max}^c$ is the amplitude of deviator dynamic stress. σ_{3c}' is the effective consolidation stress or the initial effective confining stress before cyclic loading.

To liquefy the samples in very dense state, the stepping CSR cyclic loading was applied to the top of the samples. Following this loading method, the value of CSR will be increased to higher value after each 100 cycles of loading if the samples did not liquefy (Table 1).

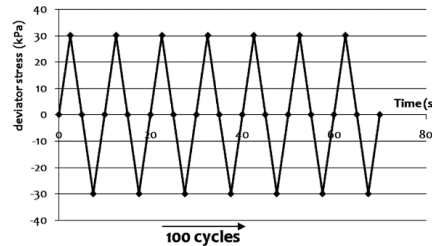


Figure 3. Cyclic loading with stepping CSR

Table 1. Test information.

Test	B	Dr	CSR _{max}	Number cycles of the final load case
Test 1	0.97	79%	0.25	22
Test 2	0.7	79%	0.3	72

4 Results

Figure 4 shows the development of the pore water pressure versus the number of cycles for the last ten cycle for the last load case. After 100 cycles of the first load case with CSR of 0.15 and 100 cycles of the second load case with CSR of 0.2, the sample was liquefied after 22 cycles of the last load case with CSR of 0.25 corresponding to the deviator stress of 50 kPa. At the end of the test, the pore water pressure increases to the initial effective stress of 100 kPa, the double amplitude of axial strain reaches 2%. From this figure, it can be seen that the two peak mechanism appears clearly from cycle 265th. From this cycle, the pore water pressure increases and decreases two times in each cycle of loading. It means the number of times that the sample changes its state from dilatancy to contracting and vice versa is double compared to that of the previous cycles. At the end of the test the axial strain of the last cycle reaches 2% (Figure 5).

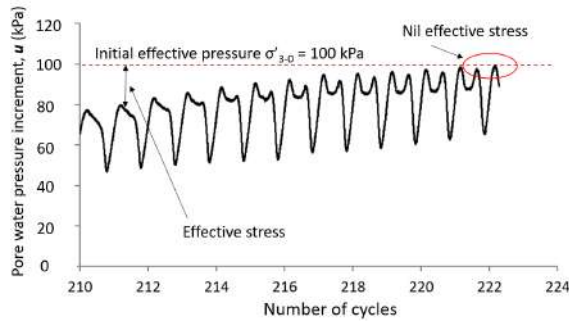


Figure 4. Pore water pressure increment versus the number of cycle for the last ten cycles– test 1

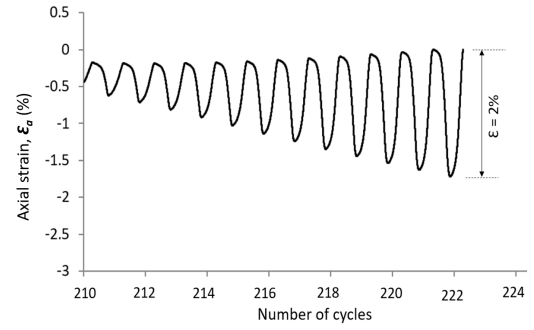


Figure 5. Axial strain versus number of cycles for the last 10 cycles– test 1

Figure 6 show the development of the pore water pressure of the last ten cycles for the unsaturated sample with B value of 0.7. The CSR of the last load case was 0.3 corresponding to the deviator stress of 60 kPa. This value of CSR is higher than that of the saturated test presented in the above section. It can be seen that the two peak mechanism clearly from cycle 366th. At the end of the test, the pore water pressure increases to the initial effective stress of 100 kPa. The double amplitude of axial strain in the last cycle reaches 2.5% (Figure 7), a little higher than the saturated sample.

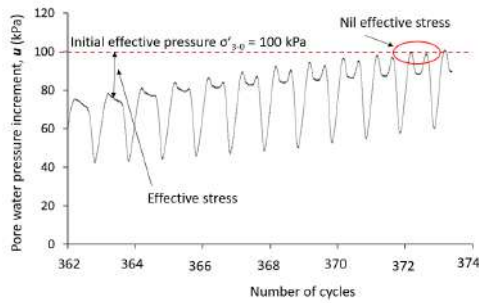


Figure 6. Pore water pressure increment versus the number of cycle for the last ten cycles – test 2

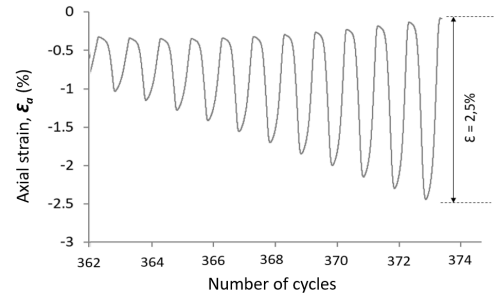


Figure 7. Axial strain versus number of cycles for the last 10 cycles – test 2

5 Conclusion

This study presents the liquefaction behavior of soil for both saturated and unsaturated samples at very dense state. The results show that all the saturated and unsaturated samples were liquefied under cyclic loading; however, the B value affects significantly the liquefaction potential of soil. When B value decreases, the number of cycle and the value of CSR needed to liquefy the sample increase. A decrease of B value from 0.97 to 0.7 results in an increase of CSR from 0.25 to 0.3, and as well, the increase in the number of cycles from 222 to 373. From these tests, it can be seen that the stepping CSR loading protocol can be used as an effective method in liquefaction test on very dense material, especially, when the samples are not fully saturated and as well cannot be liquefied by using the constant CSR loading protocol at small value of CSR.

At the end of tests, the pore water pressure is equal to the initial effective confining stress of 100 kPa; however, double amplitude of axial strain reaches 2% for saturated test, while the unsaturated sample with B value of 0.7 reaches the axial strain of 2.5%. These values of axial strain are smaller compared to the second criteria for liquefaction in laboratory testing in which the double amplitude of axial strain reaches 5% in one cycles. It can also be seen that the two peak mechanism of pore water pressure appears in both saturated and unsaturated tests. It means that in one cycle, there are two times the samples change

from dilatancy to contractancy and vice versa. This is a characteristic of the liquefaction of sand in dense state.

Acknowledgement

The authors would like to express special thanks to the Vietnamese Ministry of Education and Training, as well as the Normandy region, through the RIN Tremplin FONDEOL project, for their financial support of this study.

References

- Castro, G. 1969, Liquefaction of sands. Harvard University, Cambridge.
- Delage, Pierre, et Yu-Jun Cui. 2001. Comportement mécanique des sols non saturés. Ed. Techniques Ingénieur.
- GNUEACR (GRID-NAIROBI AND UNIV. OF EAST ANGLIA'S CLIMATE RESEARCH UNIT), 2013, Map courtesy of United Nations Environment
- Idriss, I. M., Boulanger, R.W., 2008, Soil Liquefaction During Earthquakes, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, California, USA.
- Iwasaki, T., 1986, Soil liquefaction studies in Japan (a state of art). Soil Dynamics and Earthquake Engineering 5(1): 2-68. doi: 10.1016/0267-7261(86)90024-2.
- Martin, G.R., Finn, W.D.L., Seed, H.D., 1978, Effects of system compliance on liquefaction tests. J Geotech Eng Div 104(4):463-479
- Mase, L.Z., Likitlersuang, S., Tobita, T., 2019, Cyclic behaviour and liquefaction resistance of Izumio sands in Osaka, Japan, Journal Marine Georesources & Geotechnology, Volume 37, 2019 - Issue 7, <https://doi.org/10.1080/1064119X.2018.1485793>
- Mullilis, J.P., Townsend, F.C., Horz, R.C., 1978, Triaxial testing techniques and sand liquefaction. ASTM STP 654 Dyn Geotech Test, pp 265-279
- Seed, H.B., Idriss, I.M. 1982. Ground motion and soil liquefaction during earthquake, Berkeley, University of California.
- Tran, K. H., Imanzadeh, S., Taibi, S., Souli, H., Fleureau, J.M., Hattab, M., 2021, Effect of saturation on liquefaction potential and residual strength: laboratory investigation. European Journal of Environmental and Civil Engineering <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/19648189.2021.1999333>
- Tran, K.H., Imanzadeh, S., Taibi, S., Dao, D.L, 2019, Liquefaction behaviour of dense sand relating to the degree of saturation. The 4th International Conference on Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development (GEOTEC HANOI), Hanoi - Vietnam.
- Tran, K.H., Imanzadeh, S., Taibi, S., Souli, H., Fleufeu, J.M., Bouchemelia, S., Pantet, A., 2018, Cyclic behavior of unsaturated Hostun sand. The 4th International Conference Unsaturated Soils & Sustainable Construction UNSAT, Oran – Algeria
- Tsukamoto. Y., 2018, Degree of saturation affecting liquefaction resistance and undrained shear strength of silty sands. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.04.041>
- Tsukamoto. Y., 2018, Degree of saturation affecting liquefaction resistance and undrained shear strength of silty sands. Soil Dynamics and

INFLUENCE OF SKEMPTON PARAMETER (B) ON THE LIQUEFACTION BEHAVIOR OF UNSATURATED SOILS: EXPERIMENTAL STUDY

T. K. HOAN¹, S. IMANZADEH², S. TAIBI¹, H. SOULP³; J.M. FLEUREAU⁴, M. HATTAB⁵
trankhaihoan@tnut.edu.vn

¹University of Le Havre Normandy, ²INSA Rouen; ³National Engineering School of Saint Etienne, France; ⁴Centrale-Supelec, France; Mahdia Hattab (University of Lorraine, Laboratoire d'Etude des Microstructures et de Mécanique des Matériaux - CNRS UMR 7239)

Résumé. L'article présente une étude expérimentale pour préciser le comportement du sable insaturé soumis à un chargement cyclique. La méthode de compactage humide a été utilisée pour reconstituer les échantillons avec une densité relative de 79%. Les échantillons avec différents degrés de saturation ont été soumis à un chargement cyclique pour étudier la liquéfaction. Les résultats montrent que le sable très dense peut être liquéfié sous charge cyclique même si l'échantillon n'est pas saturé. Le degré de saturation et le paramètre B de Skempton affectent de manière significative le potentiel de liquéfaction du sol ; cependant, ne modifient pas la pente des lignes de rupture à l'état de liquéfaction.

Mots clés : Sable très dense, Skempton paramètre B, liquéfaction, insaturation, chargement cyclique

Abstract. This paper presents an experimental study to highlight the behavior of unsaturated sand subjected to cyclic loading. The wet tamping method was used to reconstitute the samples with a relative density of 79%. The samples with different saturation degrees were subjected to cyclic loading to study the liquefaction. The results highlight that the very dense sand can be liquefied under cyclic load even if the sample is not saturated. Saturation degree and Skempton's parameter B affects significantly the liquefaction potential of soil; however, do not change the slope of the failure lines at the liquefaction state.

Keywords: Very dense sand; Skempton parameter B; liquefaction; unsaturation; cyclic loading.

1 Introduction

Liquefaction of unsaturated soil is a geotechnical phenomenon that attracts researchers recently. The studies have shown that there is a significant effect of saturation degree on the liquefaction potential of soil. A better understanding of this issue can be used to evaluate the liquefaction of soil more exactly and also contribute to mitigating the liquefaction risk by decreasing the saturation of the soil. However, there have not many studies on this issue and it is poorly understood, especially, the effect of saturation degree on the behavior of soil at the liquefaction state (Mase et al 2019, Tran et al. 2018; 2019; 2021, Vernay et al 2018).

One common method to evaluate the saturation of a soil sample in laboratory is using the Skempton coefficient B, which can then be simplified in the case of isotropic pressure condition as equation 1:

$$B = \frac{\Delta u_w}{\Delta \sigma_3} \quad (\text{Equation 1})$$

Where $\Delta\sigma_3$ and Δu_w are the imposed increment of isotropic confining stress and the resulting measured increment of pore water pressure, respectively.

A number of studies have demonstrated that the Skempton's parameter B links to the saturation degree. Because the water is considered as incompressible compared to the soil skeleton, the B value of 1 corresponds to the full saturation state. However, in practice, the sand samples with B value higher than 0.96 can be considered as fully saturated (Xia and Hu 1991; Arab et al. 2016; Vernay et al. 2018). The value of B decreases when the saturation degree decreases. The relationship between the saturation degree and B value can be modeled by equation 2 (Skempton 1954), and presented in figure 1 (Xia and Hu 1991):

$$B = \frac{1}{1+n\frac{K_s}{K_{aw}}} \quad (\text{Equation 2})$$

where K_s and K_{aw} are the bulk modulus of the soil skeleton and of the air-water phase, respectively, and n is the porosity of soil.

Based on Richart et al. (1970), Xia and Hu (1991) proposed the following relation for K_{aw} (equation 3):

$$K_{aw} = \frac{K_w}{1+(1-S_r)\left(\frac{K_w}{K_a}-1\right)} \quad (\text{Equation 3})$$

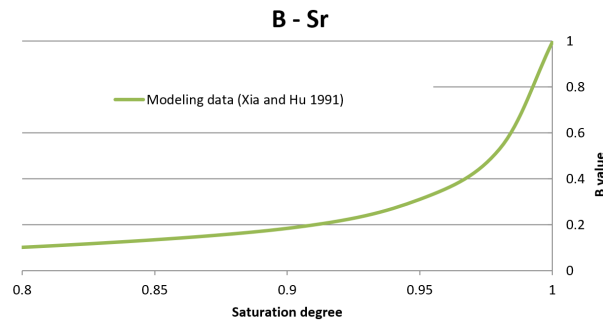


Figure 1: B – Sr relationship Modeling (Xia and Hu 1991)

2 Materials and triaxial testing system

The material is Hostun RF sand, a widely used material in laboratory testing in France (Benahmed 2001, Arab et al 2016). The Microscopic picture of the material is shown in figure 2 and its parameters are shown in table 1.

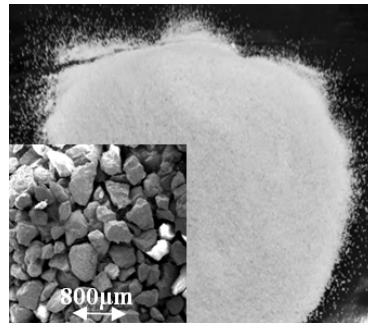


Figure 2. Microscopic picture of RF Hostun sand

Table 1. The parameters of RF Hostun sand.

D_{50} (μm)	D_{10} (μm)	D_{60} (μm)	e_{max}	e_{min}
300	200	400	1.041	0.648

This study used the dynamic tri-axial testing system to apply the cyclic loading to the samples (Figure 3). The cyclic loading is generated by a dynamic controller and measured by a transducer on the top of the sample. Cell pressure is controlled by Pneumatic Automatic Pressure Control (APC) device. Back pressure is controlled by Hydraulic APC device. The back pressure can be applied to both the top and the bottom of the sample while the pore water pressure is measured at the bottom of the sample. The specimens have the dimensions of 70mm in diameter and 140 mm in high. The axial strain is measured through the relative movement between the piston and the cell by an axial strain transducer on the top of the triaxial cell.

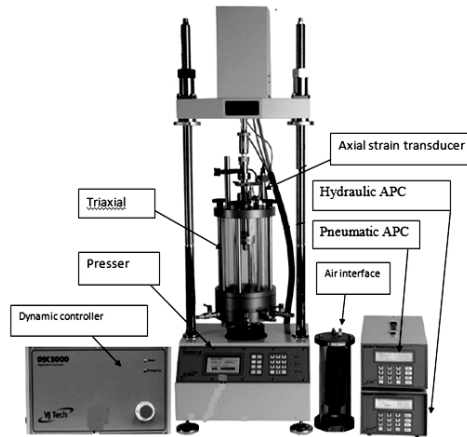


Figure 3. Triaxial dynamic test system

3 Sample preparation and test procedures

There have been some methods to reconstitute the samples for triaxial test. This study used wet tamping method, one of the most widely used method to study the liquefaction phenomenon. First, the sand was dried and then, a fixed quantity of water was added to have a mixture with the initial water content of 8% (figure 4). Finally, the samples were formed by compacting layer by layer, each layer thickness is 28 mm (figure 5).

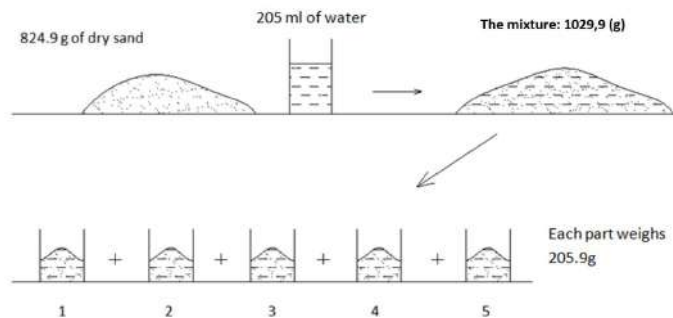


Figure 4. Five parts of the material to prepare the sample.

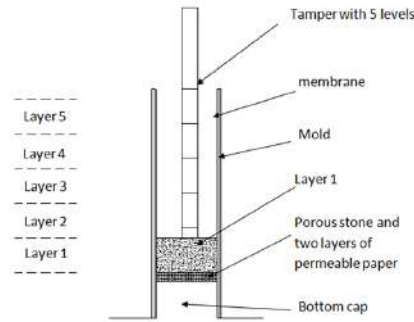


Figure 5. Sample compaction in wet tamping method

After sample preparation is the sample wetting process in which the samples were flowed by de-aired water to increase the sample saturation degree. With saturated tests, after flushing the samples, the back pressure and cell pressure were increased slowly to 770 and 750 kPa respectively to dissolve the remaining air in the sample (Figure 6). In this process, the effective stress was kept equal to 20 kPa. The samples were considered to be full saturated if the B value was higher than 0.97. After that the samples were consolidated by an effective consolidated stress of 100 kPa.

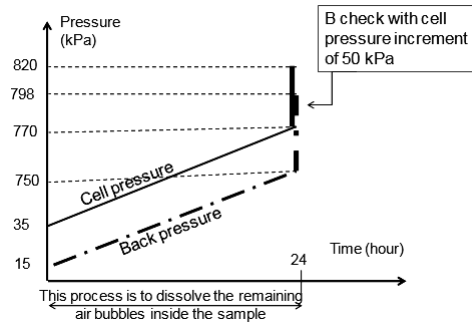


Figure 6. Ramp process to saturate the sample completely and B check

A stress controlled cyclic loading was applied to liquefy the samples in undrained condition. The load form is saw teeth with frequency of 0.1 Hz. The initial value of the load amplitude is 30 kPa corresponding to the Cyclic Stress Ratio (CSR) of 0.15. This value increased after each 100 cycles of loading (figure 7).

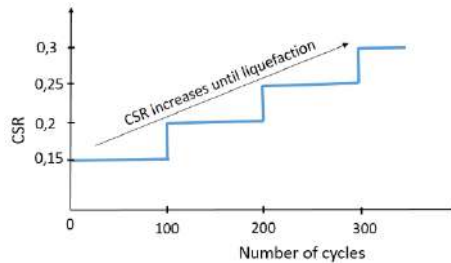


Figure 7. Cyclic loading with stepping CSR

Table 2. Experimental program.

Test	B	Dr	CSR _{max}	Number cycles of the final load case
Test 1	0.97	79%	0.25	22
Test 2	0.76	79%	0.3	72

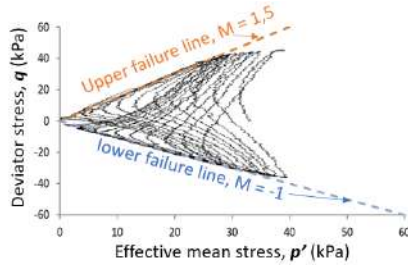
4 Results

Figure 8 shows the behavior characterizing for the cyclic mobility phenomenon. For both value of B, the curves are the butterfly form. The q-p' curve approaches the failure criteria lines and fluctuates, where q is deviator stress and p' is effective mean stress. The slope of the failure criteria line can be calculated as equations (4) and (5). The lines achieved from the test corresponds to the angle $\phi_{crit} = 37^\circ$ for both values of B.

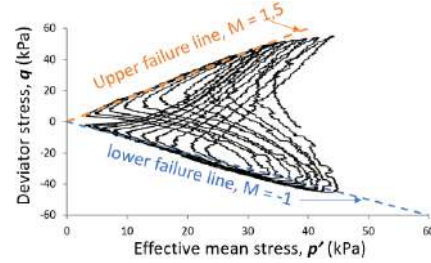
$$M = \frac{6 \cdot \sin \phi_{crit}}{3 - \sin \phi_{crit}} \text{ (Compression)} \quad (4)$$

$$M = \frac{6 \cdot \sin \phi_{crit}}{3 + \sin \phi_{crit}} \text{ (Extension)} \quad (5)$$

Where M is the slopes of the failure criteria lines and ϕ_{crit} is friction angle.



a. Saturated sample – B = 0.97



b. Unsaturated sample – B = 0.7

Figure 8. Deviator stress q versus effective mean stress p' for the last ten cycles in the cyclic mobility phenomenon

5 Conclusion

This study presents the effect of unsaturation on the liquefaction behavior of soil in very dense state. The results show that the samples with high relative density of 79% can be liquefied under cyclic loading. The value of CSR needed to liquefy the sample increases with the decrease of the B value. At the liquefaction state, the stress paths in p-q' plane of the samples in both saturated and unsaturated states are butterfly form, a characteristic of the liquefaction of dense sand.

Although the B value affects significantly the liquefaction potential of soil, however, the slope of the failure lines in saturated and unsaturated states are the same. This slope corresponds to the friction angle of 37° .

Acknowledgement

The authors would like to express special thanks to the Vietnamese Ministry of Education and Training, as well as the Normandy region, through the RIN Tremplin FONDEOL project, for their financial support of this study.

References

- Arab, A., Sadek, M., Benkhatir, M. 2016. Saturation Effect on Behavior of Sandy Soil Under Monotonic and Cyclic Loading: A Laboratory Investigation. *Geotechnical and Geological Engineering*. DOI: 10.1007/s10706-015-9949-6
- Benahmed, N., 2001. Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique : application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique. Thèses doctoral. L'Ecole Nationale des ponts et Chaussées, France.
- Mase, L.Z., Likitlersuang, S., Tobita, T., 2019, Cyclic behaviour and liquefaction resistance of Izumio sands in Osaka, Japan, *Journal Marine Georesources & Geotechnology*, Volume 37, 2019 - Issue 7, <https://doi.org/10.1080/1064119X.2018.1485793>
- Richart, F. E., Jr., Hall, J. R., Jr., and Woods, R. D. (1970). *Vibrations of soils and foundations*. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 129-132.
- Skempton, A.W., 1954, The pore-pressure coefficients A and B. *Géotechnique* 4 (4):143 47.
- Tran, K. H., Imanzadeh, S., Taïbi, S., Souli, H., Fleureau, J.M., Hattab, M., 2021, Effect of saturation on liquefaction potential and residual strength: laboratory investigation. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/19648189.2021.1999333>
- Tran, K.H., Imanzadeh, S., Taïbi, S., Dao, D.L, 2019 , Liquefaction behaviour of dense sand relating to the degree of saturation. The 4th International Conference on Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development (GEOTEC HANOI), Hanoi - Vietnam.
- Tran, K.H., Imanzadeh, S., Taïbi, S., Souli, H., Fleureau, J.M., Bouchemelia, S., Pantet, A, 2018, Cyclic behavior of unsaturated Hostun sand. The 4th International Conference Unsaturated Soils & Sustainable Construction UNSAT, Oran – Algeria
- Vernay, M., 2018, Etude expérimentale de l'influence du degré de saturation sur le comportement instable du sable de Fontainebleau sous sollicitation cyclique: application aux risques de liquéfaction, Thèse de doctorat. Université Clermont Auvergne
- Xia, H., Hu, T., 1991, Effects of saturation and back pressure on sand liquefaction. *J Geotech Eng* 117(9):1347–1362

CARACTERISATION DE LA FISSURATION PAR DESSICCATION DES ARGILES : EFFET DU RENFORT SUR LE RETRAIT ET LA FISSURATION

A. EL HAJJAR¹, A. DADDA¹, J. EID^{1,2}, T. OUAHBI¹ et S. TAIBI¹

¹Normandie University, UNIHAVRE, Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, UMR 6294 CNRS, Le Havre, France Ahmad.el-hajjar@univ-lehavre.com, tariq.ouahbi@univ-lehavre.fr, said.taibi@univ-lehavre.fr

²Holy Spirit University of Kaslik (USEK), Civil Engineering Department, Jounieh, Lebanon joannaeid@hotmail.com

Résumé. Pour répondre au défi environnemental de l'utilisation de matériaux de construction bas carbone, la terre crue présente une alternative comme matériau de construction économe en énergie pour faire face aux enjeux climatiques et environnementaux. Néanmoins, il présente une sensibilité à l'eau, due à la présence d'argile, ce qui a un effet direct sur sa consistance. Ceci peut se traduire lors de la dessiccation, par des déformations de retrait entraînant une fissuration qui s'amorce dès que les contraintes internes de traction développées, dues à la succion, dépassent la résistance à la traction du matériau. Ces pathologies retardent l'utilisation à grande échelle de ces matières premières de la terre. Le but de ce travail est d'essayer de comprendre les mécanismes d'initiation et de propagation de la fissuration, afin d'adapter un traitement à sa réduction, comme le renforcement par des fibres végétales afin de contribuer à une utilisation plus large des matériaux de construction en terre crue.

Abstract. To meet an environmental challenge, that of the use of low carbon building materials, raw earth presents an alternative as an energy-saving building material for dealing with climate and environmental issues. Nevertheless, it has a sensitivity to water, due to the presence of clay, which has a direct effect on its consistency. This can be expressed during desiccation, by shrinkage deformations resulting in cracking that begins once the internal tensile stresses developed, due to suction, exceed the tensile strength of the material. These pathologies delay the large-scale use of these raw earth materials. The aim of this work is to try to understand the mechanisms of the initiation and propagation of cracking, in order to adapt a suitable treatment to its reduction, like strengthening with vegetable fibers in order to contribute to the wider use of raw earth building materials.

Mots clés: Clayey Soil, Shrinkage, Desiccation cracking, Digital Image Correlation, Clay Ring Test.

1 Introduction

La terre crue contient des sols argileux, qui se caractérisent par une variation de volume conséquente lorsqu'ils sont soumis à une succion importante. Lors de la dessiccation, définie comme la perte d'eau par évaporation, le sol argileux se désature et une variation de volume se produit tant que la teneur en eau du sol reste supérieure à la limite de retrait. Ce changement de volume entraîne un retrait du matériau. Un retrait conséquent est susceptible d'endommager l'ouvrage grâce aux fissures qui s'amorcent et se propagent une fois que les contraintes mécaniques internes, dues à la succion, dépassent la résistance mécanique du matériau. Par conséquent, l'évaporation aura lieu à travers les surfaces créées par les fissures en plus de la surface du sol. Cela porte des conséquences sur les propriétés hydrauliques, mécaniques et thermiques de l'ouvrage, notamment en ce qui concerne la capacité de rétention d'eau, la perméabilité et la résistance mécanique.

Des nombreux chercheurs [1-4] se sont penchés dans la littérature sur l'étude des phénomènes de retrait et de fissuration dans les sols fins argileux. Ces travaux s'intéressent notamment à la compréhension des mécanismes qui régissent les phénomènes de retrait et de fissuration, à la provenance des fissures dans le matériau, ainsi qu'à l'analyse du réseau de fissures à travers plusieurs paramètres tels que : la morphologie des fissures, la densité de fissuration et leur connectivité.

El Hajjar et al. [5] ont développé un dispositif expérimental original appelé DIC-CRT pour étudier les phénomènes de retrait et d'amorçage de fissures des sols fins non saturés. Leur dispositif de mesures expérimentales combine deux techniques complémentaires : la corrélation d'images en 2D/3D (DIC) et

l'essai à l'anneau Clay-Ring-Test (CRT). L'approche développée permet de suivre les déformations et contraintes développées dans le sol lors du séchage.

Dans cet article, le dispositif DIC-CRT [5] est utilisé pour évaluer l'effet du renforcement des fibres de lin sur le retrait et la fissuration d'une kaolinite. Plusieurs quantités de fibres de lin avec des motifs de disposition ordonnés ont été étudiées à l'aide de ce dispositif DIC-CRT. L'objectif de ce travail est de connecter les deux techniques de mesure, basées sur la corrélation d'images numériques (DIC) et le Clay-Ring-Test (CRT), afin d'évaluer l'initiation et la propagation des fissures dans les sols renforcés lors de la dessiccation.

2 Matériels et Méthodes

Le matériau utilisé dans cette étude est une kaolinite jaune appelé P300. Un schéma descriptif du dispositif DIC-CRT utilisé dans ce travail est illustré dans la Figure 1.

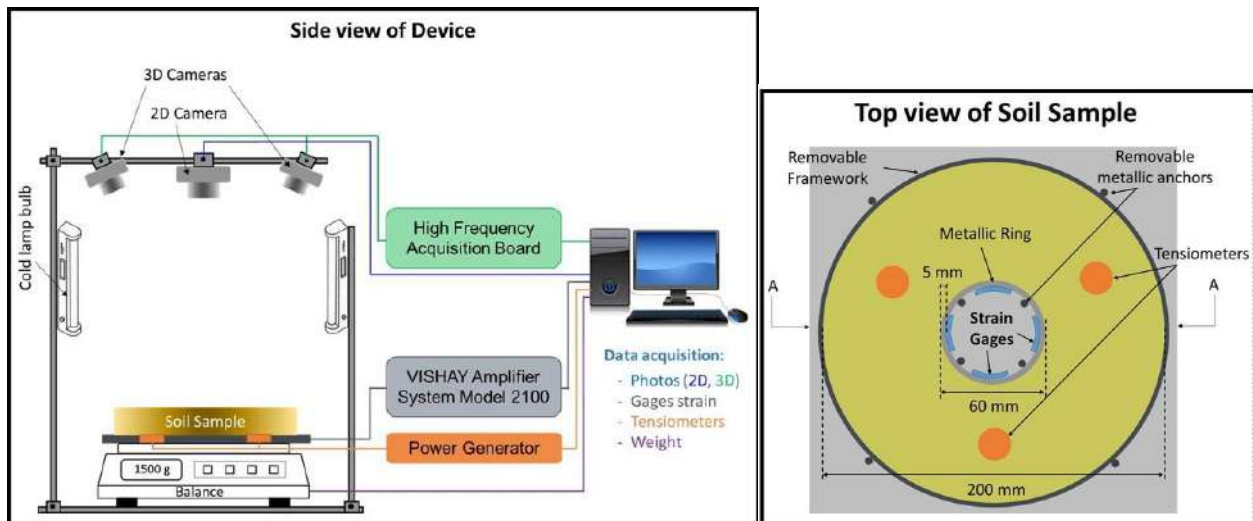


Figure. 1. Schéma descriptif du dispositif expérimental DIC-CRT

Sept essais ont été réalisés pour évaluer l'impact de l'ajout de fibres de lin sur un sol argileux. Deux échantillons témoins K1 et K2 ne contiennent pas de fibres de lin et cinq échantillons, KF3 à KF7, avec des pourcentages et des orientations de fibres de lin variables. La liste des échantillons est présentée dans le tableau 4; les photos présentées ont été prises après avoir coulé la kaolinite à la moitié de son épaisseur et mis des fibres de lin dans certains des spécimens comme le montre la figure 6(S2). Dans les échantillons KF3 et KF4, les fibres de lin sont uniquement incorporées dans la direction circonférentielle, respectivement sur la moitié de la section transversale et sur la section transversale entière. Dans les échantillons KF5, KF6 et KF7, des fibres de lin sont incorporées à la fois dans les directions circonférentielle et radiale. De plus, les fibres de l'échantillon KF6 présentaient des nœuds espacés de 1 cm, conçues pour améliorer l'adhérence entre les fibres et la pâte d'argile. Dans l'échantillon KF7, les fibres de lin sont entrelacées de manière à doubler leur diamètre (passant de 1.2 à 2.4 mm) afin d'améliorer leur résistance mécanique.

3 Résultats

3.1. Cinétique de séchage

La Figure 2 présente l'évolution de la teneur en eau globale dans les échantillons testés au cours de la dessiccation. Pendant la phase initiale de séchage, tous ces échantillons montrent un comportement hydrique similaire, avec une cinétique de séchage variant entre -8 %/jour et -9 %/jour. De même, à la fin de la dessiccation, ces échantillons atteignent une même teneur en eau résiduelle d'environ 1% après 10

jours de séchage. La première fissure est apparue dans les échantillons à des teneurs en eau variant entre 24.5 % et 27 %, correspondant à des succions allant de 1800 à 1000 kPa.

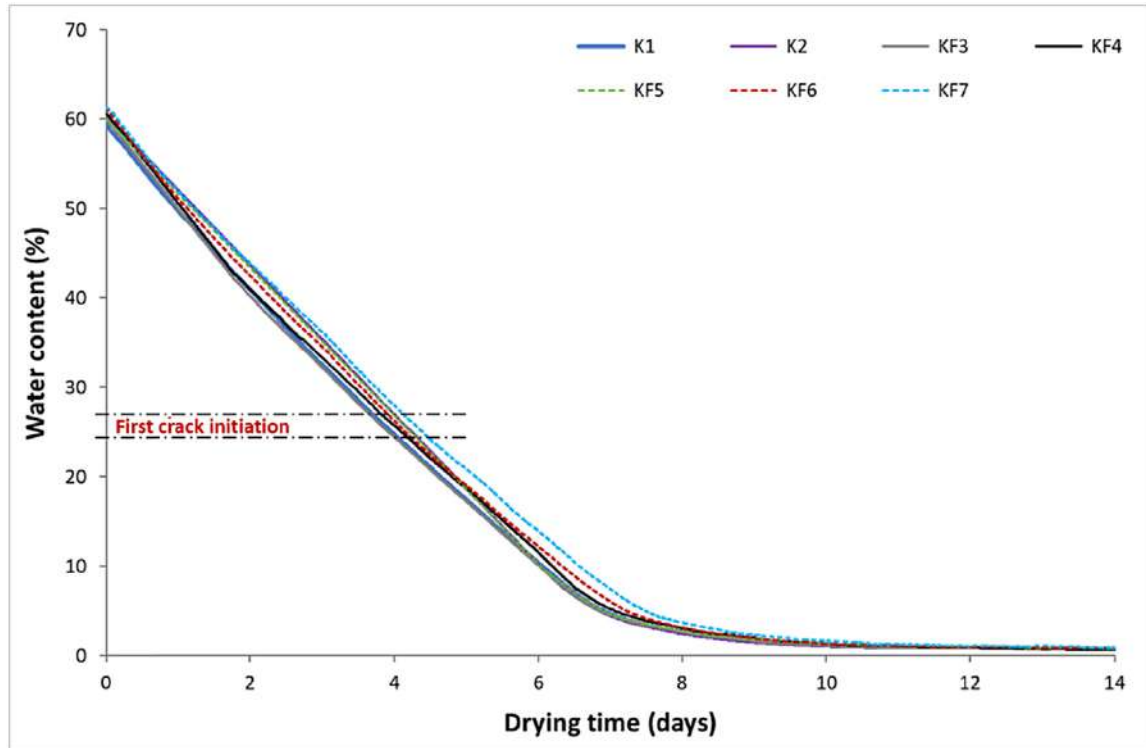


Figure. 2. Évolution de la teneur en eau avec et sans renfort au cours du séchage.

3. 2. Analyse du retrait de la fissuration

La Figure 3 présente le schéma de la localisation des fissures dans l'échantillon KF7 à la fin du processus de séchage. On observe la présence de cinq fissures (Cr1 à Cr5) partant de l'interface anneau métallique-argile. Rappelons que les fissures dans l'échantillon sont numérotées par ordre chronologique d'apparition. On remarque que le rayon de l'échantillon a subi un retrait d'environ 1 cm (± 0.15 cm dans les autres échantillons). La rupture de l'échantillon correspond à la propagation de la fissure jusqu'à atteindre la circonférence externe de l'échantillon (fissure Cr4), ce qui entraîne un relâchement de la compression de l'anneau. L'ordre d'apparition des fissures montre que la première fissure n'est pas nécessairement celle qui conduit à la rupture de l'échantillon.

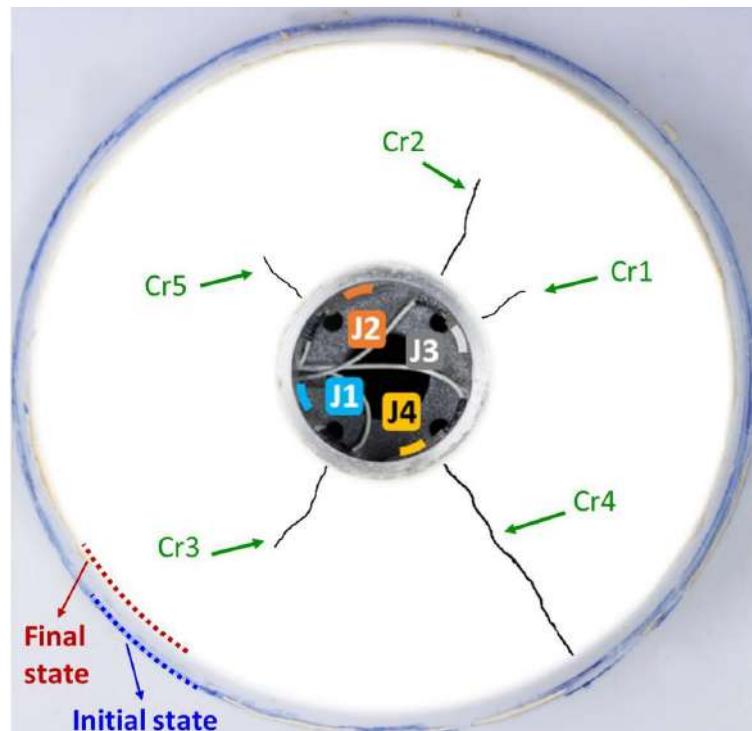


Figure. 3. Schéma des fissures à la fin du processus de séchage (Ech. E7).

Afin d'étudier l'effet des renforts sur le retrait et la fissuration des échantillons KF3 à KF7, une comparaison est effectuée avec les échantillons sans renforts K1 et K2, via deux paramètres : la densité de retrait global et la densité de fissuration, à la fin du processus de séchage (Figure 4).

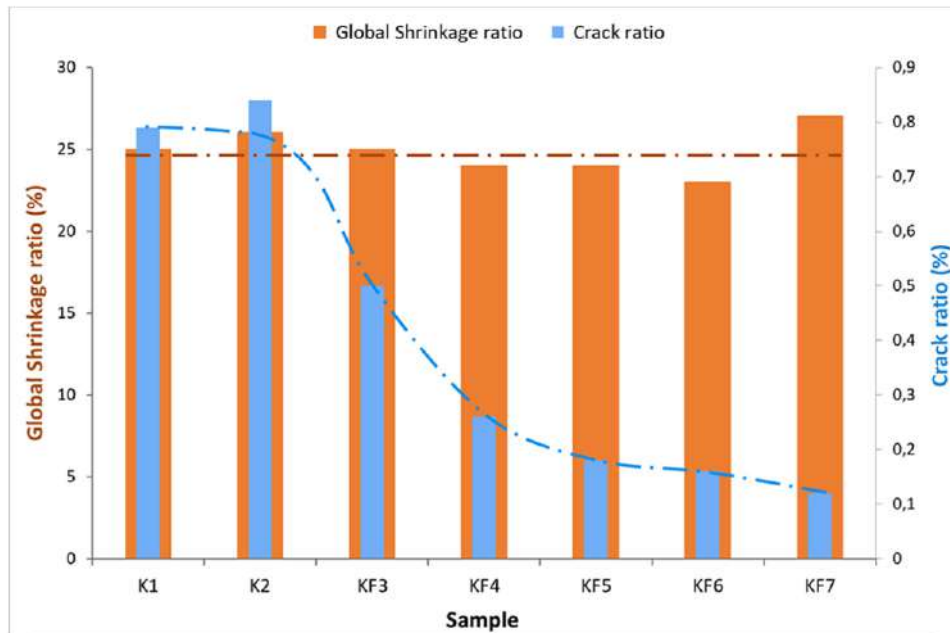


Figure. 4. Densité de retrait global et densité de fissuration à la fin de la dessiccation

On remarque que la densité de retrait global varie entre 23 % et 27 % dans les échantillons, avec une valeur moyenne d'environ 25 %, quelles que soient le pourcentage et l'orientation des fibres de lin ajoutées. Ces observations confirment que les renforts en fibres de lin n'ont pas un effet significatif sur le retrait global.

En revanche, on observe dans les échantillons K1 et K2 une densité de fissuration d'environ 0.8%. Cette densité baisse de manière significative dans les autres échantillons renforcés avec les fibres végétales, quel que soit leur orientation. Dans l'échantillon KF7, comportant un pourcentage de 30 % de fibres, la densité de fissuration atteint une valeur minimale d'environ 0.2 %. La baisse significative de la densité de fissuration en fonction du pourcentage de fibres végétales dans les échantillons KF3 à KF7 met en évidence l'effet positif du renforcement du sol par les fibres de lin. En effet, ce renfort de type flexible se déforme avec l'argile lors des déformations de retrait (déformations de type compression), par contre il limite l'ouverture de la fissure partant de l'interface anneau métallique-argile en reprenant une partie des contraintes de traction appliquées par l'anneau métallique sur la matrice argileuse, à travers le frottement sol/fibres. Par conséquent, un pourcentage important des fibres de lin (dans les limites testées dans le cadre de ces travaux) dans le matériau argileux permet d'avoir une meilleure répartition des contraintes dans l'échantillon, ce qui réduit le risque de fissuration suite aux concentrations des contraintes mécaniques (Kouta et al. [6]). Il nous semble donc que l'efficacité du renforcement du sol est liée à la flexibilité de celui-ci, de manière à ne pas empêcher le retrait du sol pendant la dessiccation.

4 Conclusion

L'effet du renforcement du sol est étudié avec des renforts en fibre de lin. Les renforts avec les fils de fibres de lin, plus espacées, montrent une baisse significative de la densité de fissuration avec le pourcentage de fibres. La raison peut être due au fait que le renfort reprend, par frottement sol/fibres, une partie de la sollicitation mécanique appliquée par l'anneau métallique sur l'argile. L'analyse DIC a montré une réduction significative de l'intensité des fissures en fonction du pourcentage de fibres ajoutées. On peut conclure que le renfort, malgré qu'il n'ait pas d'effet significatif sur l'initiation de la fissuration, permet de ralentir et de limiter sa propagation dans le matériau.

Références

- [1] Eid, J., Taibi, S., Fleureau, J. M., & Hattab, M. (2015). *Drying, cracks and shrinkage evolution of a natural silt intended for a new earth building material. Impact of reinforcement*. Construction and Building Materials, 86, 120- 132.
- [2] Peron, H., Laloui, L., Hueckel, T., Hu, L., *Desiccation cracking of soils*, Eur. J. Environ. Civ. Eng. 13 (2009) 869–888.
- [3] Kodikara, J.K., Barbour, S.L., Fredlund, D.G., *Desiccation cracking of soil layers*, in: Proceedings of the Asian conference on unsaturated soils: From theory to practice, Singapore, 2000, pp. 693–698.
- [4] Tang, C.S., Shi, B., Liu, C., Zhao, L., Wang, B.J., *Influencing factors of geometrical structure of surface shrinkage cracks in clayey soils*, Eng. Geol. 101 (2008) 204–217.
- [5] El Hajar, A., Ouahbi, T., Eid, J., Hattab, M., & Taibi, S. *Shrinkage cracking of unsaturated fine soils: New experimental device and measurement techniques*. Strain, e12352. <https://doi.org/10.1111/str.12352>
- [6] Kouta, N., Saliba, J., Saiyouri, N., *Fracture behavior of flax fibers reinforced earth concrete*, Eng. Fract. Mech. 107378 (2020), <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2020.107378>.

EFFET DE LA COMBINAISON CHAUX/CIMENT SUR LA DURABILITE ET LA PORTANCE D'UNE ARGILE NATURELLE COMPACTEE

R. DJELLOUL¹, S. BOUROKBA², A. HACHICHI³, M. S. GHEMBAZA⁴

¹ Université des Sciences et de la Technologie Mohamed Boudiaf Oran, email :

djelloulramzy@yahoo.fr ; sa_bourok@yahoo.fr ; hachichi_geotech@yahoo.fr

² Université de Sidi-Bel-Abbès, email : *ghembaza_moulay@yahoo.fr*

Résumé. Dans la géotechnique routière, la valorisation des sols peut présenter plusieurs avantages, notamment pour l'aspect économique et environnemental. En Algérie, le traitement du sol par la chaux et le ciment est une technique récente utilisée dans la construction routière. Elle est maintenant considérée comme une technique importante pour la réutilisation des sols possédant des propriétés géotechniques médiocres. L'objectif principal de ce travail est d'étudier l'effet du traitement avec la combinaison (chaux/ciment) sur les paramètres de durabilité et de portance d'une argile de la région d'Oran compactée à l'OPN. Dans ce contexte, l'efficacité du traitement lors des conditions climatiques difficiles a été examinée à travers l'essai de durabilité en appliquant des cycles de saturation-séchage ainsi que l'essai CBR, où nous avons procédé à la mesure de l'indice portant immédiat (IPI) et de l'indice portant californien immédiat (ICBR immédiat) et après immersion (ICBR 4j immersion). Les résultats des essais de durabilité sur les différents mélanges (Argile – Chaux/Ciment), montrent que les échantillons traités présentent une meilleure résistance aux cycles de saturation-séchage avec des petites pertes de masse comparée à celle de l'argile naturelle. Le même constat est observé pour les essais CBR où les indices de portances (IPI – ICBR immédiat et ICBR immersion) ont augmenté après le traitement et peuvent ainsi être utilisés comme matériau de remblais. Ce travail a démontré l'efficacité du traitement avec le système chaux/ciment sur un sol médiocre en vue de son utilisation en construction routière.

Mots clés : Argile, Chaux, Ciment, Durabilité, CBR, Portance.

Abstract. In road geotechnics, soil reclamation can have several advantages, especially for the economic and environmental aspects. In Algeria, the treatment of the soil with lime and cement is a recent technique used in road construction. It is now considered an important technique for the reuse of soils with poor geotechnical properties. The main objective of this work is to study the effect of treatment with the combination (lime / cement) on the durability and load-bearing parameters of a clay from the Oran region compacted at OPN. In this context, the effectiveness of the treatment under difficult climatic conditions was examined through the durability test by applying saturation-drying cycles as well as the CBR test, where we proceeded to measure the index. Immediate bearing (IPI) and immediate Californian bearing index (immediate ICBR) and after immersion (ICBR 4j immersion). The results of durability tests on the various mixtures (Clay - Lime / Cement) show that the treated samples have better resistance to saturation-drying cycles with small losses in mass compared to that of natural clay. The same observation is observed for the CBR tests where the lift indices (IPI - immediate ICBR and immersion ICBR) increased after treatment and can thus be used as backfill material. This work demonstrated the effectiveness of treatment with the lime / cement system on poor soil for use in road construction.

Keywords: Clay, Lime, Cement, durability, CBR,

1. Introduction

L'évolution actuelle du contexte environnemental et économique dans le domaine de la réalisation des ouvrages en terre (terrassement) est marquée par la nécessité de réutiliser au maximum les matériaux situés dans l'emprise des projets, même ceux dont les caractéristiques géotechniques sont très faibles. Il est cependant possible de les améliorer par un traitement à la chaux et/ou au ciment, et ainsi permettre leur réutilisation.

Pratico et Puppala (2012) [1] ont conclu dans leur étude réalisée sur le traitement de l'argile plastique avec de la chaux et du ciment que le traitement combiné apparaît comme une stratégie pour améliorer la performance immédiate du sol traité. Par ailleurs, Nagaraj et al. (2014) [2], ont constaté que le mélange avec de la chaux et du ciment offre une haute résistance à long terme des sols stabilisés. Cela confirme l'efficacité du traitement combiné.

Les résultats trouvés par Portelinha 2012 [3], qui a travaillé sur un sol latéritique stabilisé avec deux ajouts à savoir la chaux et le ciment, montrent que l'influence du ciment est plus importante que celle de la chaux

sur l'indice CBR, mettant en évidence la plus forte augmentation de l'indice CBR, pour le mélange stabilisé avec 4% de ciment.

L'objectif principal de cet article est d'étudier l'effet du système chaux/ciment à différents pourcentages (1CH+3C ; 2CH+2C ; 2CH+4C) sur la portance et la durabilité des échantillons d'argile non traités et traités.

2. Identifications des matériaux

2.1 Caractérisation de l'argile

Le travail expérimental a été entrepris sur une argile de Mers el Kebir, située au nord-ouest d'Oran, qui possède des caractéristiques géotechniques médiocres. Les résultats des essais d'identification sont présentés dans le (Tableau 1).

Tableau 1. Paramètres d'identification de l'argile de Mers El Kébir.

Paramètres	Symbole	Unité	Valeur du matériau utilisé
Masse volumique des grains solides	γ_s	g/cm ³	2.67
Limite de liquidité	w _L	%	49
Limite de plasticité	w _P	%	21.5
Indice de plasticité	IP	%	27.5
Pourcentage d'éléments inférieurs à 2 μ m	F ₂	%	26
Activité	Ac		1.10
Valeur du bleu de méthylène	VBS	%	9.0
Masse volumique sèche à l'OPN	$\gamma_{d\ max}$	g/cm ³	1.65
Teneur en eau optimale	w _{opt}	%	19.53
Indice de Portance immédiat	IPI	%	6.37
Indice CBR Immédiat	ICBR Immédiat	%	8.24
Indice CBR immersion	ICBR Immersion	%	2.62

2.2 Caractérisation du ciment

Le ciment utilisé dans cette étude est le CPJ-CEM II 32,5 MPa, fourni par la société de cimenterie de Zahana, dans l'ouest de l'Algérie, ayant comme ajout cimentaire la pouzzolane.

Le tableau 2 présente la composition chimique du ciment effectué au niveau du laboratoire de LTPO. Nous observons que ce ciment contient plus de 60% de Cao et un maximum de 0.5% de résidu insoluble. L'étude chimique n'a révélé aucune preuve d'agents perturbateurs.

Tableau 2. Composition chimique du ciment (Laboratoire de LTPO).

Minéraux	SiO ₂ (%)	CaO (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	MgO (%)	SO ₃ (%)	Insoluble résidu	Perte au feu (%)
Le Ciment	22.17	64.05	5.99	2.47	0.27	1.86	0.50	2.47

2.3 Caractérisation de la chaux

La chaux utilisée pour la stabilisation de l'argile de Mers el Kebir est une chaux hydratée Ca (OH)₂.

Les principales caractéristiques de cette chaux sont récapitulées dans le tableau 3.

Tableau 3 Composition chimique de la chaux utilisée (Laboratoire de LTPO).

Minéraux	SiO ₂ (%)	TiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	MnO (%)	MgO (%)	CaO (%)	K ₂ O (%)	P ₂ O ₅ (%)	Perte au feu (%)
La Chaux	0.39	0.007	0.22	0.11	0.005	0.428	77.32	-	0.056	22.04

3. Confection des échantillons

Les essais ont été effectués sur des échantillons remaniés de l'argile de Mers El Kebir. Après avoir broyé finement le sol, la poudre est mélangée avec l'ajout (ciment et/ou chaux) puis malaxés avec une quantité mesurée d'eau égale à la teneur en eau optimale, puis compactés à la densité sèche maximale.

4. Résultats et Discussion

4.1 Evaluation de la durabilité de l'argile de Mers el Kebir traitée au système (chaux/ciment)

4.1.1 Procédure de l'essai

Des tests de la durabilité ont été réalisés conformément à la norme ASTM 559, pour étudier les performances du sol dans des conditions de saturation-séchage.

Après confection des échantillons d'argile traités, l'ensemble des éprouvettes sont stockés dans des boîtes en plastique pour des périodes de cure de 7, 28 et 90 jours, avant l'exécution de la procédure des 12 cycles de saturation-séchage.

Le cycle de saturation-séchage signifie que tous les échantillons de sol préparés avec différents ajouts, sont immergés dans l'eau à température ambiante pour une période de 05 heures, ensuite ils sont retirés. Les masses de ces échantillons sont alors enregistrées. Par la suite, les échantillons saturés sont placés dans l'étuve à 71°C pour une période de 42 heures puis retirés. De nouveau les masses de ces échantillons sont enregistrées. Cette procédure constitue donc un cycle de saturation-séchage (48 heures). Cette procédure est répétée pour les 12 cycles imposés par la norme.

4.1.2 Cycles de saturation-séchage complétés et perte de masse

La figure 1, montre le nombre de cycles de saturation-séchage complétés par les échantillons d'argile non traités et traités avec le système (chaux + ciment), avant leurs destructions pour différentes périodes de cure (7, 28 et 90 jours).

A partir de cette figure (1), nous observons que toutes les combinaisons de stabilisation utilisées ((1% chaux + 3% ciment), (2% chaux + 2% ciment) et (2% chaux + 4 % ciment)), ont achevé les 12 cycles de saturation-séchage, exigé par la norme de la durabilité.

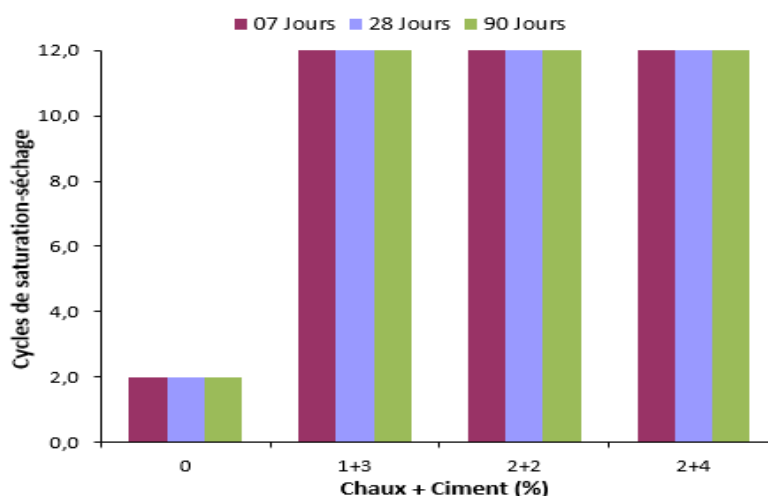


Figure 1. Cycles de saturation-séchage complétés par les échantillons d'argile non traités et traités au système (chaux/ciment) pour différents temps de cure (7, 28 et 90 jours).

Les résultats du test de la durabilité en termes de perte de masse après chaque cycle de saturation-séchage, en fonction des périodes de cure (7, 28 et 90 jours) pour les échantillons d'argile non traités et traités au système (chaux + ciment), sont présentés sur la figure 2.

La perte de masse, des échantillons traités avec les combinaisons de (1% chaux + 3% ciment), (2% chaux + 2% ciment) et (2% chaux + 4 % ciment) est d'environ 12%, 15% et 8%, respectivement, après seulement 07 jours de cure (figure 2 a), ce qui montre l'effet très positif de la combinaison de la chaux avec le ciment.

De plus, nous pouvons voir à partir de la figure (2 b et 2 c), que la perte de masse décroît encore plus avec le temps de cure (28 et 90 jours), présentant ainsi, une perte de masse inférieure à celle prescrite par l'Association Canadienne de Ciment Portland (PCA) et US Corp of Engineers (USACE) qui est de 7% ([4]; [5]; [6]). De ce fait, nous pouvons dire que l'argile traitée avec le système (chaux + ciment) peut être utilisée en construction routière. Cette performance est liée aux différentes réactions chimiques qui se produisent entre l'argile et l'ajout à court terme (échange cationique et floculation/agglomération) et à long terme (réaction pouzzolanique).

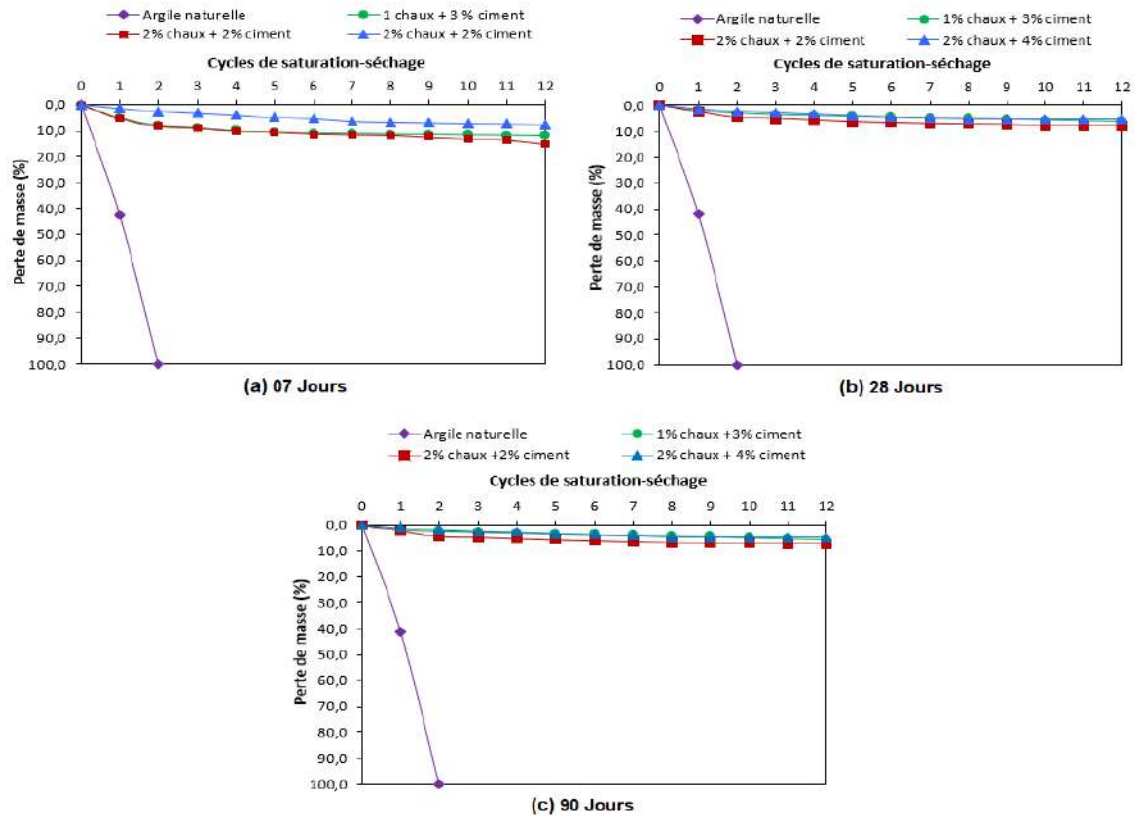


Figure 2. Perte de masse des échantillons d'argile non traités et traités au système (chaux + ciment) après les cycles de saturation-séchage à différentes durées de cure (7, 28 et 90 jours).

4.2 Effet du système (chaux/ciment) sur la portance

La cinétique de l'évolution de l'indice portant immédiat (IPI) et de l'indice californien (ICBR immédiat et l'ICBR4j immersion), pour les échantillons de l'argile non traitée et traitée avec le système (chaux + ciment), sont représentés sur la figure 3.

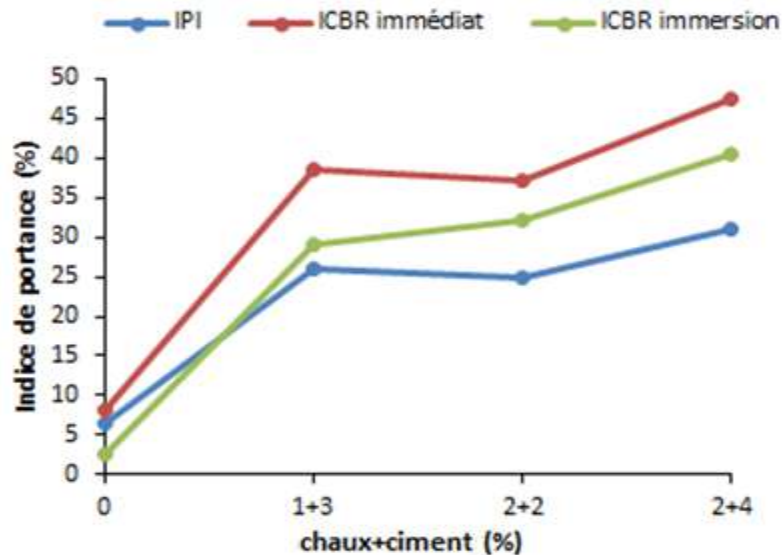


Figure 3. Variation des paramètres de portance (IPI – ICBR immédiat et ICBR immersion) de l'argile non traitée et traitée avec le system (chaux/ciment).

Une augmentation de la portance est observée avec le traitement en système (chaux/ciment). On remarque bien d'après les résultats graphiques, que l'indice portant immédiat (IPI) subit une augmentation importante et cela pour les différentes combinaisons du système (chaux + ciment), pour atteindre une valeur maximale de 33.14 pour la combinaison (2% chaux + 4% ciment). L'indice CBR immédiat augmente d'une valeur de 8.24 pour l'argile naturelle à 37.20 pour l'argile traitée avec (2% chaux + 2% ciment) et 47.42 pour l'argile

traitée avec (2% chaux + 4% ciment). De même que l'indice CBR immersion, passe d'une valeur initiale de 2.62 pour l'argile naturelle à 32.19 et 40.44 pour l'argile traitée avec (2% chaux + 2% ciment) et (2% chaux + 4% ciment), respectivement. L'augmentation de la portance de l'argile traitée est due à l'échange cationique, qui initie le processus de stabilisation très rapidement suivie par la floculation et agglomération de l'argile. De même qu'en contact avec la chaux et le ciment, les liaisons entre les particules argileuses sont modifiées, ce qui les rend moins sensibles à l'eau ([3] ; [7] ; [8] ; [9]).

Par ailleurs, nous constatons que le critère mécanique pour la réalisation des remblais (IPI > 20), ainsi que le critère d'insensibilité à l'eau pour la construction des couches de forme selon le GTS, est satisfait par l'ensemble des échantillons traités (tableau 4). Cela signifie que l'argile traitée avec le système (chaux + ciment) peut être utilisée en construction routière.

Tableau 4. Résultats de l'essai CBR pour les échantillons traités avec le système (chaux/ciment).

Désignation	IPI	ICBR 4j immersion	$\frac{ICBR\ 4j\ immersion}{IPI} \geq 1$
Argile naturelle	6.37	2.62	0.41
Argile + (1% chaux + 3% ciment)	25.95	29.12	1.12
Argile + (2% chaux + 2% ciment)	24.81	32.19	1.30
Argile + (2% chaux + 4% ciment)	33.14	40.44	1.22

5. Conclusion

L'étude du comportement à long terme de l'argile traitée au système (chaux/ciment) soumis à des sollicitations hydriques (saturation-séchage) a permis de déterminer la durabilité des traitements. Ainsi les sollicitations hydriques peuvent dégrader les optimisations initialement apportées par le traitement et les performances du sol traité diminuent. Cela se traduit donc par une forte perte de masse.

Les échantillons d'argile traités avec le système (chaux/ciment) présentent une excellente durabilité pour l'ensemble des combinaisons utilisées, ce qui montre l'intérêt et l'efficacité de ces mélanges.

Les indices de portances (IPI, ICBR immédiat, ICBR4j immersion) de l'argile traitée sont améliorés après le traitement. Ainsi, les IPI et ICBR4j immersion à l'OPN de l'argile traitée au système (chaux/ciment) satisfont aux critères de réalisation de remblais ainsi que celui de l'insensibilité à l'eau pour la couche de forme selon le GTS.

Références

- [1] Pratico, F.G. and Puppala, A.J. (2012). « Lime and cement treatments of subgrades in southern Italy: Facing interports Issues and challenges ». *Procedia Social and Behavioral Sciences*, Italy, 53, 389-398.
- [2] Nagaraj, H. B., Sravan, M. V., Arun, T. G. et Jagadish, K. S. (2014). « Role of lime with cement in long-term strength of Compressed Stabilized Earth Blocks ». *International Journal of Sustainable Built Environment*, Article in Press.
- [3] Portelinha F.H.M., Lima D.C., Fontes M.P.F., Carvalho C.A.B. (2012). « Modification of a Lateritic Soil with Lime and Cement ». *An Economical Alternative for Flexible Pavement Layers, Soils and Rocks*, São Paulo, 35, pp. 51-63.
- [4] Shihata, S. A., Baghdadi, Z. A. (2001). « Simplified method to assess freeze-thaw durability of soil cement ». *Journal Material Civil Engineering ASCE* 13, pp. 243-247.
- [5] Al-Abdul Wahhab, H. I., Ahmad, I., Aiban, S. A., Al-Amoudi, O. S. B. (2006). « Stabilization of Al-Aziziyah (Eastern Saudi Arabia) sabkha soil ». In: *Proceedings of the third conference on roads*, Sultan Qaboos University. Muscat, Oman, pp. 197-203.
- [6] Mohamedzein, Y., Al-Rawas, A. (2011). « Cement-Stabilization of Sabkha Soils from Al-Auzayba, Sultanate of Oman ». *Geotechnical Geologic Engineering*. 29, pp. 999-1008.
- [7] Molla, M.A.A. (1997). « Effect of compaction conditions and state variables on engineering properties of the lime stabilised soil ». *M.Sc. Engineering Thesis, Department of Civil Engineering, BUET, Dhaka*.
- [8] Mellal F., Lamri B. (2010). « Etude du Comportement d'un Remblai Routier Traité à la Chaux ». "SICZS 2010" Symposium International sur la Construction en Zone Sismique Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26-27 octobre 2010.
- [9] Djelloul R., Bourokba, S. A., Hachichi A., & Fleureau J. M. (2018). « Effect of Cement on the Drying-Wetting Paths and on Some Engineering Properties of a Compacted Natural Clay from Oran, Algeria ». *Geotechnical and Geological Engineering*. ISSN 0960-3182. Volume 36. Number 2. DOI 10.1007/s10706-017-0370-1, pp. 995-1010.

ETUDE MACRO MECANIQUE DE L'EFFET des FINES LIMONEUSES SUR LE COMPORTEMENT NON SATURE DES TUF CALCAIRES

M. EZZIANE¹, A. D. HeENNI¹

¹université de Hassiba benbouali-chlef, email : m.ezziane@univ-chlef.dz ; ah.djafarhenni@gmail.com

Résumé. Nous présentons dans cette communication l'influence des fines limoneuses sur le comportement non saturé des mélanges tufs-fines. La proportion des fines limoneuses dans les mélanges a été fixée entre 0% et 20%.

Le protocole d'essai mis en œuvre durant l'expérimentation a été basé sur les essais de compactage à partir de moules standard (NF P 94-093) et des essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande (NF P 94 - 071-1) dont les échantillons ont été préparés à trois états de densité relative : 20%(lâche) ,50% (moyennement dense) ,90%(dense).

Les résultats obtenus ont montré que les particules fines limoneuses, à l'état non saturé du sol préparé avec (degré de saturation de 93%, jouent un rôle prépondérant dans l'amélioration du degré de compactage du tuf .La densité sèche maximale augmente avec l'augmentation de la teneur en fines caractérisant un pic à 20% de fines.

Les essais de cisaillement rectiligne à la boîte ont montré que l'influence des fines amplifie d'une manière significative la cohésion du sol, enregistrant une valeur maximale de 37.77kPa à 10%de fines .les valeurs dispersées de l'angle de frottement interne ϕ° indiquent une valeur maximale de 37° observée pour une densité relative dans un état dense.

Mots clés : Tuf, fine limoneuse, compactage Proctor, compacité relative, Cisaillement à la boîte.

Abstract. In this paper, we present the influence of silt content on the unsaturated behavior of tuff-fines mixtures. The proportion of silt content in the mixtures was range between 0% and 20%.

The test protocol implemented during the experiment was based on compaction tests using standard molds (NF P 94-093) and rectilinear shear tests using the Casagrande box (NF P 94 - 071- 1) whose samples were prepared at three relative density states: 20% (loose), 50% (moderately dense), 90% (dense).

The results obtained showed that the silt content particles, in the unsaturated state of the soil prepared with 93% saturation degree, play a preponderant role in improving the degree of compaction of the tuff. The maximum dry density increases with the increase in the content of fines characterizing a peak at 20% fines.

The shear tests have shown that the influence of fines significantly amplifies soil cohesion, recording a maximum value of 37.77kPa at 10% fines. Dispersed values of the internal friction angle ϕ° indicate a maximum value of 37° observed for a relative density in a dense state.

Keywords: Tuf, silt content, compactness Proctor, relative compactness, direct shear test

1. Introduction :

Les tufs calcaires sont en général des roches carbonatées, tendres, friables, poreuses et de couleurs claires. Leur utilisation en technique routière est largement répandue compte tenu de leur forte maniabilité au malaxage et de compactage à l'état humide. Cependant ces matériaux ne sont pas utilisés dans le cas d'un fort trafic routier et représentent une problématique qu'il fallait étudier de manière rigoureuse.

Les constituants du tuf sont variables et résultent d'un certain nombre d'échange par dissolution ou de précipitation. Leur compactage à l'état humide favorise l'augmentation de la cohésion qui se prolonge dans le temps mais disparaît lorsque le matériau devient saturé (Alloul, 1981 ; Ben Dhia ,1983 ; Ben Dhia et al. 1984). Ceci a été confirmé par plusieurs travaux réalisés en ce sens sur le comportement statique et dynamique sur le tuf dont on cite : (Goual et al, 2012). Les différentes techniques développées depuis plus d'une quarantaine d'années ayant pour but l'amélioration des tufs en vue de leur utilisation en assise de chaussées à fort trafic routier (couche de base et de fondation) ont été basés soit sur des traitement aux liants hydrauliques ou à la chaux ou par incorporation d'autres matériaux fins de nature concassées , fluviatiles ou de dunes ,(Loualbia et al.,2020) .

Quant à l'amélioration du tuf, Daheur et al .2018 ont montré que les mélanges sable de dune-tufs sont plus denses que les matériaux de base obtenus avec de faibles teneurs en eau OPM et l'indice de plasticité (IP) diminue avec l'augmentation du pourcentage de sable. Ils ont déduit que les critères économiques et environnementaux sont plus favorables pour une formulation optimale du type : 65% Tuf +35% de Sable de Dune,

L'objectif de ce travail s'inscrit dans le cadre de l'étude de l'influence des fines limoneuses sur le comportement non saturé des tufs de la région de Chlef (Algérie).

2. Matériaux et méthodes :

2.1 Matériaux : les caractéristiques physico-chimiques des matériaux utilisés dans cette étude sont englobées dans les tableaux 1 et 2 ;

Tableau 1. Caractéristiques Physico-chimique du Tuf Thaalba (Oued Sly –Chlef)

Propriétés du tuf	Valeurs	Propriétés du tuf	Valeurs
< 0.08 [%]	0.86	Porosité $n_{\min}$ [--]	0.42
γ_s [-]	2.67	$\gamma_{d \max}$ [kN/m ³]	15.43
$D_{\max}$ [mm]	5	$\gamma_{d \min}$ [kN/m ³]	12.53
D_{10} [mm]	0.19	I_p [%]	1.96
D_{30} [mm]	0.45	VBS [%]	0.23
D_{50} [mm]	1	GTR	B6
C_u [--]	9	forme	arrondi
C_c [--]	0.82	Carbonate CaCO ₃ (%)	91.68
Porosité $n_{\max}$	0.53	Oxide de fer FeO ₃ (%)	1.3

Tableau 2 : Caractéristiques Physico-chimique des fines limoneuses.

Propriété des fines	Valeur	Propriété des fines	Valeur
< 0.08 [%]	100	$e_{\max}$ [--]	1.137
γ_s [-]	2.70	$e_{\min}$ [--]	0.72
$D_{\max}$ [mm]	0.08	$\gamma_{d \max}$ [kN/m ³]	15.70
D_{10} [mm]	0.0017	$\gamma_{d \min}$ [kN/m ³]	12.63
D_{30} [mm]	0.022	I_p [%]	5
D_{50} [mm]	0.035	GTR	A1
D_{60} [mm]	0.04	forme	arrondi
C_u [--]	40	Silice SiO ₂ [%]	72.16
C_c [--]	7.12	Carbonate CaCO ₃ [%]	24.71

Nous avons procédé à des mélanges Tuf -fines limoneuses dans les proportions suivantes (0, 5, 10, 15, 20%) suivit par une imbibition à la teneur optimale (W_{opt}). Les échantillons ont été soumis à des essais de compactage (NF P 94 093) et à des essais au cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande (NF P 94 071-1) dont la préparation a été effectuée selon trois états de densité relative ($Dr=20\%, 50\%, 90\%$) puis cisailés à une vitesse constante de 1mm/mn. La densité relative d'un matériau est donnée par la relation (1) suivante :

$$Dr(\%) = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 \quad (1)$$

Avec : $e_{\max}$, $e_{\min}$, e sont respectivement les indices des vides max, min et global du matériau étudié.

3. Résultats et discussions

les résultats obtenus lors de nos investigations nous ont permis d'en tirer les commentaires suivants :

3.1 Compactage :

La figure 1 montre l'évolution de la densité sèche γ_d en fonction de la teneur en eau (W%) sur les mélanges tuf-Fines. On constate que la densité sèche augmente avec l'ajout de teneur en fines. Une teneur en fines de 20% densifie le tuf pour atteindre un pic de densité optimale à $\gamma_{dopm}=18.8$ kN/m³ correspondant à une teneur en eau $W=13.53\%$. ceci peut s'expliquer par le fait que lors du compactage, et à des teneurs en eau inférieures à l'OPM, les particules fines subissent des migrations pour se localiser entre les grains grossiers du tuf. Ceci a été parfaitement observé par Goual et al.2012.

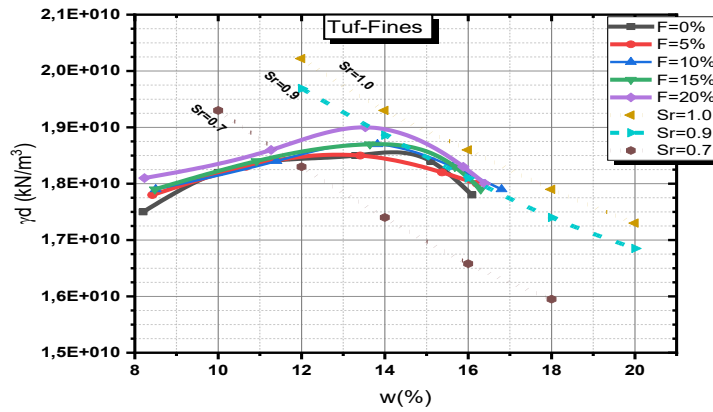


Fig. 1. Courbes de compactage du Tuf avec ajout de fines limoneuses.

3.2 Compacité relative :

La compacité relative (CR) permet de déterminer le degré de compactage in-situ par rapport à celui déterminé au laboratoire (γ_{dOPM}). Cette valeur est exprimée par la relation (2) (Razouki et Kuttah, 2020).

$$CR = \frac{\gamma_{d \text{ in-situ}}}{\gamma_{d \text{ max}}} \times 100 \quad (2)$$

Avec :

$\gamma_{d \text{ in-situ}}$: Densité sèche correspondante à différentes teneurs en eau in-situ.

$\gamma_{d \text{ max}}$: Densité sèche correspondante à l'optimum Proctor

la figure 2 ci-dessous illustre les valeurs obtenues de la compacité relative (CR%) en fonction de la teneur en fines limoneuses (F%). Nous constatons que la compacité relative suit une fonction linéaire de degré 1 légèrement inclinée vers le bas, représenté par un degré de saturation de l'ordre de 93%. Cette fonction est donnée par la relation (3) :

$$CR = -0.0142 \cdot F(\%) + 97.99 \% \quad (3)$$

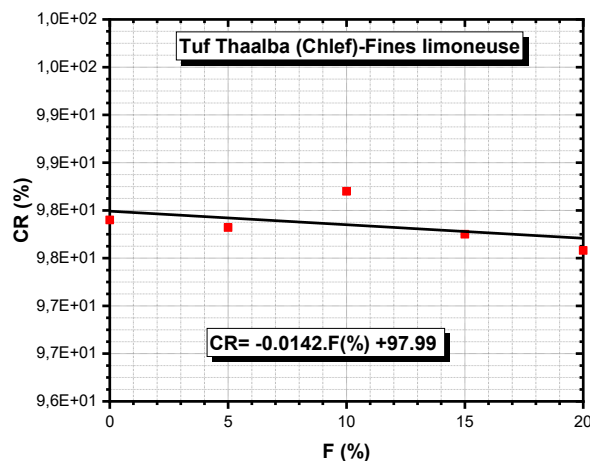


Fig. 2. Variation de la compacité relative en fonction de la teneur en fines (%)

Toutefois cette compacité relative fluctue autour de 98%, ce qui caractérise de bonnes performances adoptées selon les recommandations du GTR(1992).

3.3 Cisaillement direct : Une série d'essai au cisaillement a été effectuée sur les mélanges Tuf-Fines dont le pourcentage de fines étant compris entre 0 et 20% et préparés en prenant des densités relatives

variables : $Dr=20\%$, 50% et 90% . Les résultats illustrant les variations de la contrainte de cisaillement τ (kPa) en fonction du déplacement horizontal (ΔH), sont montrés dans la figure 3. Dans la figure 3.a, b, c, on constate que les fines jouent un rôle prépondérant dans les mélanges. La figure 3.c montre une prédominance de la résistance au cisaillement indiquant des valeurs de l'ordre de 100 kPa quand la teneur en fines augmente ($Dr=50\%$). Les figures 3.a et c caractérisent de faibles contraintes quand la teneur en fine augmente à $Dr=20\%$ et 90% . Ceci peut s'expliquer probablement par l'occupation partielle des fines dans les mélanges lors de la préparation et de la déposition du matériau dans la boîte de cisaillement à teneur en eau optimale. Un degré de saturation $S_r < 100\%$ favorise de ce fait le phénomène de vulnérabilité de rigidité du matériau Tuf-Fines.

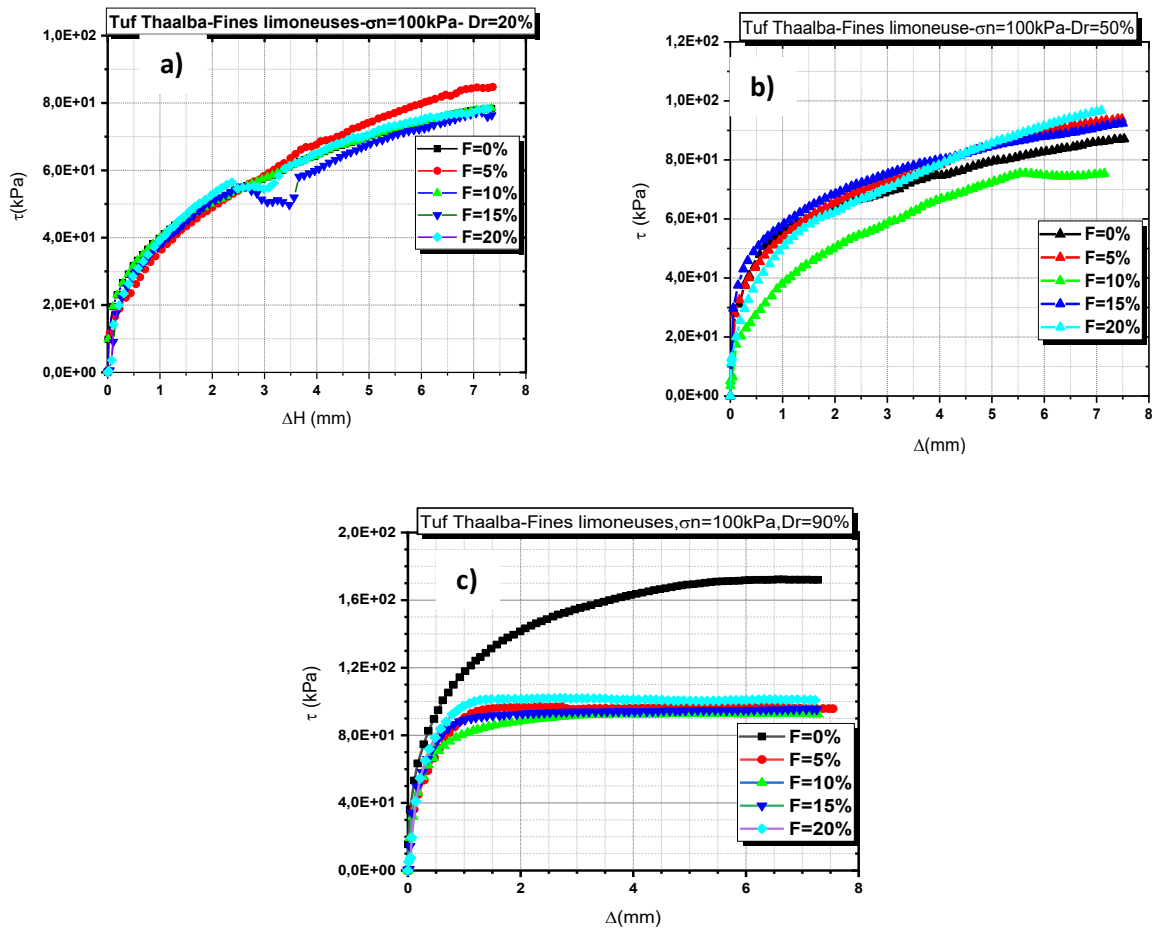


Fig. 3. Evolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal

à $\sigma_n = 100$ kPa. (a) $Dr = 20\%$ (b) $Dr = 50\%$ (c) $Dr = 90\%$

La figure 4.a, b indique la variation de l'angle de frottement (ϕ°) et la cohésion C (kPa) en fonction de la teneur en fine. Dans la figure 4.a on constate une dispersion des points entre l'angle de frottement et la teneur en fines. Cependant, un pic est enregistré à 10% de fine fixant une valeur 37° .

Dans la figure 4.b, la variation de la cohésion en fonction de la teneur en fine permet de visualiser la prédominance de la cohésion pour un sol moyennement dense ($Dr=50\%$) montrant un pic de 37.77 kPa pour une teneur en fine de 5% pouvant s'expliquer par des échanges cationiques entre les ions calcium (Ca^{++}), l'eau (H_2O) et la silice (SiO_2) du sable (fines) pouvant favoriser une rigidité des mélanges par arrangement et imbrication des particules fines entre les pores du squelette solide grossière du tuf.

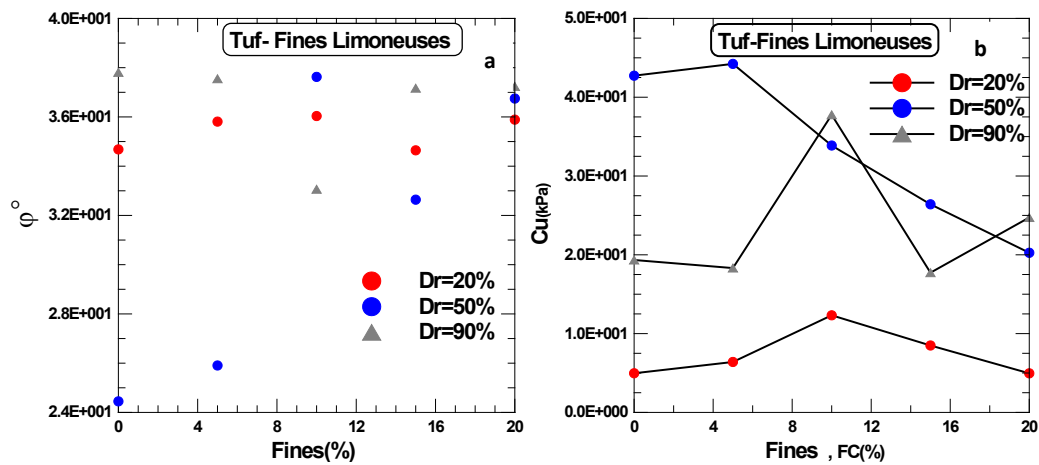


Fig.4. Effet de la densité relative sur les caractéristiques mécaniques des tuf-limon. (a) angle de frottement – fines (b) cohésion – fines.

4. Conclusion

D'après les résultats obtenus lors de nos investigations, il en ressort les points suivants :

L'ajout de 20 % de fines limoneuses associé au tuf améliore significativement la densité sèche des mélanges avec un degré de saturation du matériau S_r estimée à 93% .

Les échanges cationiques entre les ions calcium(Ca^{++}), l'eau (H_2O) et la silice (SiO_2) du sable(fines) favorisent une rigidité accrue des mélanges par arrangement et imbrication des particules fines entre les pores du squelette solide grossière du tuf.

La compacité relative CR (%) caractérisant l'état de compacité du sol en place est fonction de la teneur en fine à teneur en eau variable ,augmente avec l'augmentation de la teneur en fine.Une valeur maximale de l'ordre 98% a été obtenue pour 10 % de fines .

La résistance au cisaillement diminue quand la teneur en fine augmente .Le pic est localisé que pour une densité relative correspondante à un état dense , $Dr=90\%$.

L'angle de frottement ϕ_{max}^o de l'ordre de 37° à 10% des mélanges pour une densité relative correspondante à $Dr=90\%$ et une cohésion maximale de l'ordre de 37.77 kPa à 5% de fines correspondante à une densité relative de 50%.

Références

- Alloul B (1981) : *Etude géologique et géotechnique des tufs calcaires et gypseux d'Algérie en vue de leur valorisation routière* [Geological and Geotechnical study of calcareous and Gypsum Tuff in Algeria for their Road Valorisation].PhD .Thesis , University of Paris VI.
- .Ben Dhia MH (1983) : *les tufs et encroulements calcaires dans la construction routière* .thèse de doctorat , Université de ParisVI.
- Ben Dhia MH, Colombier G,Paute JL(1984) : *Tufs et encroulements-utilisation routière* .Compte rendu du colloque international , Paris , 1984 ,vol 2.
- Daheur EG,Goual I,Taibi S, Mitiche Kettab R (2018) : *Effect of dune sand incorporation on the physical and mechanical behavior of Tuff* .Experimental Investigation). Geotech Geol Eng .
- Goual I,Goual MS, Taibi S , Abou Bekr N (2012) : *Amélioration des propriétés d'un tuf naturel utilise en technique routière saharienne par ajout d'un sable calcaire* .[Improving the properties of a natural tuff used in Saharan road construction by adding limestone sand].Eur J.Environ Civil Eng 16(6) : 744 -763.
- GTR (1992) : Guide technique .réalisation des remblais et des couches de forme [Technical guide.Realization of embankments and layers .]
- Loualbia,H ,Duc,M,Demdoum,A, Fea, S (2020): *Study of the Curing Behavior of an Algerian Calcareous Crust*. Geotech Geol Eng .<https://doi.org/10.1007/s107106-020-01552-7>.
- NF P 94-093.Reconnaissance des Sols et essais –Détermination des références de compactage d'un matériau –Essai Proctor Normal –Essai Proctor Modifié .AFNOR (1999).
- NF P 94 071-1 :Essai de cisaillement rectiligne à la boîte : reconnaissance et essais
- Razouki, S.S ,Kuttah,D.K ,(2020): *Effect of Relative Compaction on Water Absorption and Gypsum Dissolution in Gypsum –Rich Clayey CBR Samples* . Transportation infrastructure Geotechnology .7:590-604.

ÉTUDE DES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES D'UN MÉLANGE TUF GYPSEUX /DECHETS DE BRIQUES EN VUE DE SON UTILISATION EN CONSTRUCTION ROUTIÈRE SAHARIENNE

A. KHELLOU¹

¹ Université Kasdi Merbah Ouargla, email : khellou11@yahoo.fr

Résumé. Ce travail s'inscrit dans le contexte de minimiser l'utilisation des ressources naturelles non renouvelable et de valoriser des déchets inertes issus du secteur de bâtiment et de travaux publics (BTP). L'objectif de ce travail est d'étudier les propriétés mécaniques d'un mélange constitué de tuf gypseux (TG) et de déchets de briques (DB) en vue de son utilisation comme un matériau alternatif en assises de chaussée. Les résultats obtenus des mélanges formulés ont montré une amélioration de l'indice portant (immédiat et après immersion dans l'eau) en comparaison avec celui du tuf gypseux seul. Le mélange optimal est celui composé de 80% TG +20% DB. Par ailleurs, l'examen de l'évolution de la résistance à la compression (R_c) du mélange optimal a révélé des valeurs relativement faibles. En revanche, le traitement à la chaux de ce mélange a conduit à une nette amélioration de cette propriété mécanique. Selon le critère de traficabilité, qui exige une R_c supérieure à 1MPa à 7 et 28 jours pour autoriser la circulation sur les couches traitées, le mélange optimal (80% TG +20% DB) traité à la chaux peut être utilisé en construction routière saharienne.

Mots clés : Tuf gypseux, Déchets de briques, Indice portant, Résistance à la compression.

Abstract. This work fits into the context of minimizing the use of non-renewable natural resources and recycling inert waste from the building and public works sector. Its objective is to study the mechanical properties of a mixture constituted of gypsum tuff (TG) and crushed brick waste (DB) in order to use it as an alternative material in Saharan pavements. The results obtained showed an improvement of Bearing index (Immediate and after soaking,) of the mixtures formulated compared to that of gypsum tuff alone. The optimal mixture is that composed of 80% TG and 20% DB. While, the compressive strength (R_c) of the optimal mixture has been recorded a decrease. The lime treatment of this mixture led to a marked improvement in this mechanical property. According to the trafficability criterion, which requires a compressive strength greater than 1 MPa at 7 and 28 days to allow circulation on the treated layers, the optimal mixture (80% TG + 20% DB) treated with lime can be used in Saharan road construction.

Keywords: Gypsum sand, Bricks waste, Bearing index, Compressive strength.

1 Introduction

Dans les régions sud-est de l'Algérie, les tufs gypseux, l'un des types des tufs d'encroûtement, constituent une ressource naturelle disponible en grande quantité. Ils sont fréquemment utilisés en construction routière Saharienne.

Les tufs d'encroûtements (ou simplement les tufs) sont définis comme étant des roches tendres, friables, poreuses, légères et de couleur claire qui datent du Quaternaire [1]. L'extraction et le transport de ce matériau local entraînent souvent des dépenses importantes, ainsi que la destruction du paysage et de l'environnement.

Pour réduire l'utilisation de cette ressource non renouvelable, sa substitution partielle ou totale par d'autres matériaux plus économiques ou sous-produits industriels pourrait être une solution à cette problématique.

L'idée de l'association des tufs avec d'autres matériaux et sous-produits (sable de dunes, sable calcaire, cendre des déchets des palmiers dattiers ...) fait l'objet de nombreux travaux de recherche tels que : Colombier [2], Ameraoui [3] Goual[4], Cherrak et al. [5], Daheur et al. [6], Khellou et al.[7], Akacem et al. [8]. Les résultats obtenus par ceux-ci sont encourageants et montrent la faisabilité de cette technique.

Dans ce contexte et dans le but de réduire l'exploitation excessive des ressources naturelles et de valoriser les déchets inertes issus du secteur de bâtiments et travaux publics, cette étude se focalise sur l'étude des propriétés mécaniques (portance et résistance à la compression simple), prises en compte dans la

sélection des matériaux routiers sahariens, d'un mélange composé de tuf gypseux et de déchets de briques (briquaillons), résultant de la mauvaise cuisson et du cassage des briques lors des différentes opérations de manutention de briques.

2 Matériels et Méthodes

2.1. Matériels

2.1.1. tuf gypseux

Les tufs gypseux, qui sont considérés parmi les types tufs d'encrouement, sont extraits de formations superficielles. Selon la littérature, les tufs d'encrouement sont des roches de constitution variable et résultent d'un certain nombre d'échanges par dissolution et précipitation. Suivant leur composition chimique, ces matériaux se regroupent en trois catégories : les tufs calcaires, les tufs gypseux et les tufs gypso-calcaires (mixtes) [1,9].

Les tufs en général, après compactage humide puis dessiccation, acquièrent une cohésion importante, qui diminue lorsque le degré de saturation augmente. Ils sont donc sensibles à l'eau. Une autre particularité caractérisant les tufs est qu'ils durcissent en vieillissant. C'est ce durcissement, appelé aussi auto-stabilisation ou effet de dalle, qui permet leur utilisation en corps de chaussée [2,10].

Le matériau objet d'étude est extrait d'un gisement situé dans la willaya de Ouargla, située au sud Est d'Alger, caractérisée par son climat saharien et sa très faible pluviométrie.

*Analyse chimique

L'analyse chimique sommaire (tableau 1) réalisée au niveau de laboratoire de Travaux Publics du Sud (LTPS) de Ouargla confirme la nature gypseuse de notre matériau vu au taux relativement élevé de sulfates de calcium (CaSO_4).

Tableau 1. Résultats d'analyse chimique sommaire

$\text{CaCO}_3(\%)$	$\text{CaSO}_4(\%)$	$\text{SO}_3(\%)$	Insoluble (%)	$\text{NaCl}(\%)$	Autres (%)
12	70,80	13,18	26.62	0.29	3,73

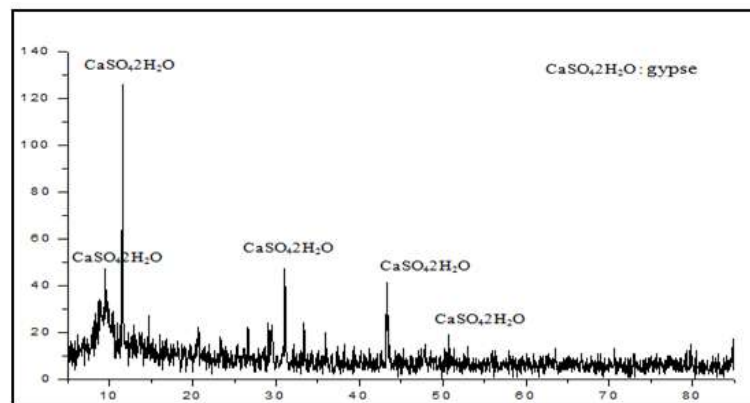


Figure. 1. Diffractogramme aux rayons X du tuf gypseux

L'analyse au DRX (Figure 1) a révélé que le matériau objet d'étude est principalement composé de gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$).

*Caractérisation géotechnique

L'analyse granulométrique [NF P 94-056] effectuée, montre que notre tuf ayant un diamètre maximal (D_{max}) de 20 mm. Il contient une fraction sableuse importante ($<2\text{mm}$) de l'ordre de 95 % et un taux élevé des fines ($<0.80\text{ mm}$) d'environ 38%. Selon le fuseau de spécification de Béni Abbès de la technique routière saharienne [4, 10,11], le tuf gypseux, objet d'étude, appartient à la famille III (Figure 2), c'est-à-dire au-dessous du fuseau ce qui est considéré comme un matériau fin.

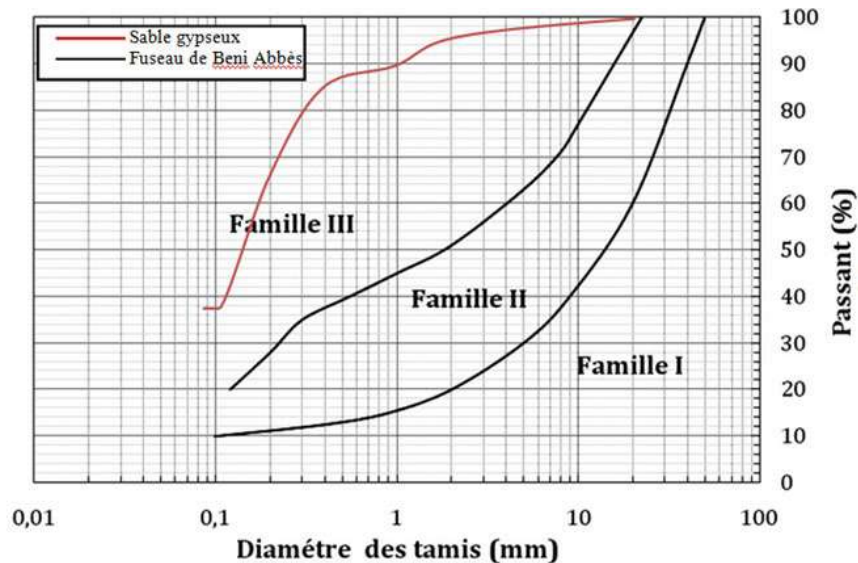


Figure 2. Situation de la Courbe granulométrique du tuf par rapport fuseau de Spécification de Béni Abbès

Les essais de limites d'Atterberg montrent que le tuf a une limite de liquidité de l'ordre de 23,70 % et une limite plasticité non mesurable

L'essai au bleu de méthylène [NF P94-068], visant à déterminer l'activité de la fraction argileuse, donne une VBS de 0,92. Cette valeur montre que le matériau est pollué selon la classification retenue pour les sables et applicable aux tufs d'encroûtement (Tableau 2)

Tableau 2. Classification des matériaux par apport à la valeur de VBS

Valeur de VBS	VBS < 0,2	0,2 < VBS < 0,5	0,5 < VBS < 1	VBS > 1
Classification	Matériau propre	Matériau légèrement pollué	Matériau pollué	Matériau très pollué

Les valeurs des indices de portance, immédiat (IPI) et l'indice ICBRim après 04 heures seulement d'immersion dans l'eau, en tenant en compte le contexte saharien de la région, sont évalués par le biais d'essai CBR [NF P 94-78]. L'IPI, qui vaut 53.59, révèle dans un premier temps la possibilité de l'utilisation du matériau en assise des chaussées selon les recommandations de la norme [NF P 98115]. Sur la base des résultats de la caractérisation de géotechnique et selon le Guide des Terrassements Routiers (GTR, 1992), le tuf appartient à la classe A1, il est considéré comme un sol fin (Figure 3).

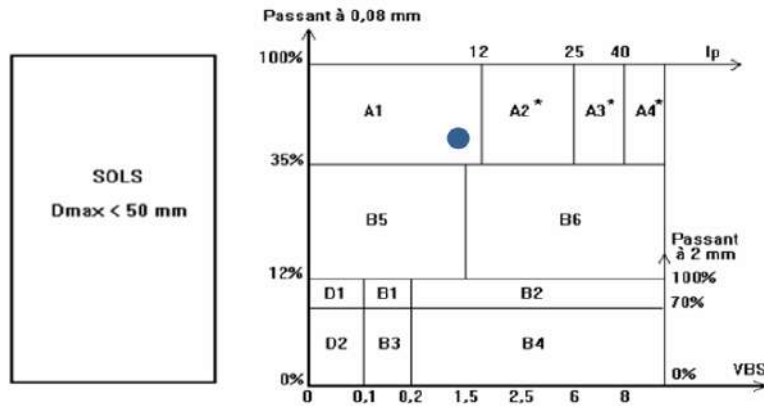


Figure. 3. Abaque de classification (GTR ,1992.)

2.1 .2. Déchets de briques

Les déchets de briques utilisés proviennent de la briqueterie SBT installée dans la région Touggourt, située au Nord-Est de Ouargla.

La région de Touggourt compte plus de 10 briqueteries. Quotidiennement, ces dernières rejettent des quantités importantes de déchets de briques (briquillons), issus du cassage des briques lors de diverses opérations de manutention de briques, qui restent peu exploitables.

L'Analyse chimique sommaire réalisée sur des déchets de briques (tableau 3) révèle la dominance des insolubles avec des traces des sulfates et l'absence totale des carbonates.

Tableau 3. Résultats d'analyse chimique sommaire de déchets de briques

CaCO3(%)	CaSO4 (%)	SO3(%)	Insolubles (%)	NaCl(%)	Autres (%)
00	5.71	1.06	79 .36	0.39	13,48

2.2. Méthodes

Pour mener cette étude, les déchets de briques ont d'abord été concassés et tamisés avec un tamis de 1 mm, puis des mélanges (tableau 4) ont été préparés à partir de tuf gypseux (TG) et de diverses proportions de déchets de briques (DB).

Tableau 4.-Différents mélanges préparés

		Tuf gypseux (%) TG	Déchets de briques (%) DB
	Mélanges		
	MGB10	90	10
	MGB20	80	20
	MGB30	70	30

L'étude des propriétés mécaniques est focalisée, dans premier temps, sur la détermination des paramètres de Proctor et les indices de portance (IPI et ICBRim) des mélanges préparés, puis sur l'évolution de la résistance à la compressions simple (Rc) du mélange optimal, qui a donné à la fois les meilleurs indices de portance, pour le cas non traité et traité à la chaux.

Rappelant que la résistance Rc a été évaluée à partir de l'essai de compression simple qui est un essai d'adaptation utilisé pour les matériaux routiers sahariens Fenzy [4,11]. L'essai est effectué sur des

éprouvettes cylindriques ($\phi = 50$ mm, $H = 100$ mm) confectionnées à partir de la fraction du matériau < 5 mm.

3 Résultats

3.1. Paramètres de compactage

Les figures 4 et 5 présentent respectivement la variation de la densité sèche maximale et de la teneur en eau optimale de Proctor des différents mélanges.

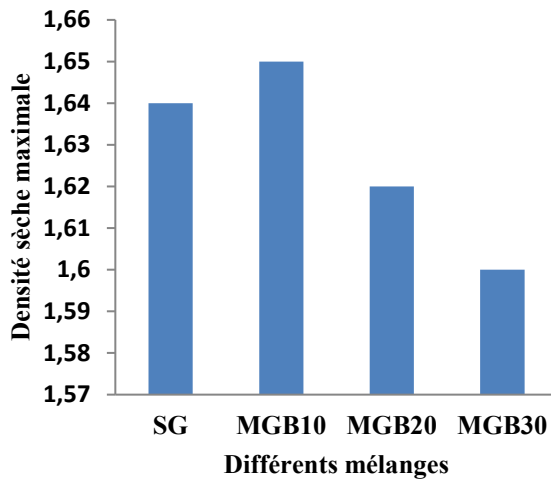


Figure.4 Densité sèche des différents mélanges

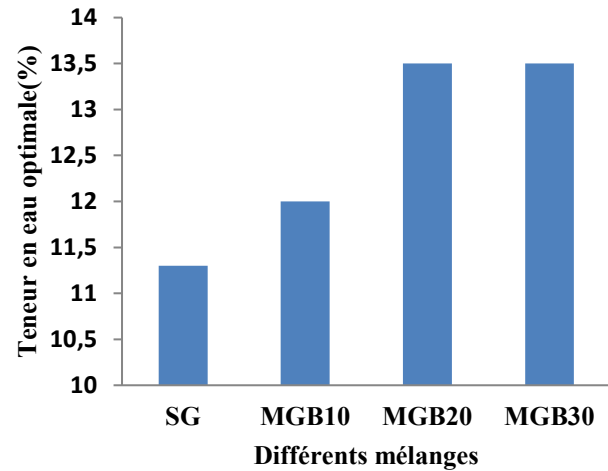


Figure 5. Teneur en eau optimale des différents mélanges

La figure 4 montre que les valeurs de la densité sèche maximale pour tous les mélanges sont presque proches, elles sont comprises entre 1,62 et 1,64. En revanche, la teneur en eau optimale augmente avec l'augmentation du pourcentage de déchets incorporé dans le mélange (figure 5), et elle atteint sa valeur maximale pour les mélanges MGB20 et MGB30. Cette augmentation peut s'expliquer par le besoin d'une quantité d'eau supplémentaire due à la nature des déchets de briques qui ont une forte absorption d'eau.

3.2. Indices de portance (IPI et ICBRim)

L'indice portant immédiat (IPI) caractérise l'aptitude d'un sol ou d'un matériau à la circulation des engins de chantier directement sur sa surface lors des travaux. cet indice est déterminé à partir de l'essai CBR [NF P94-078].

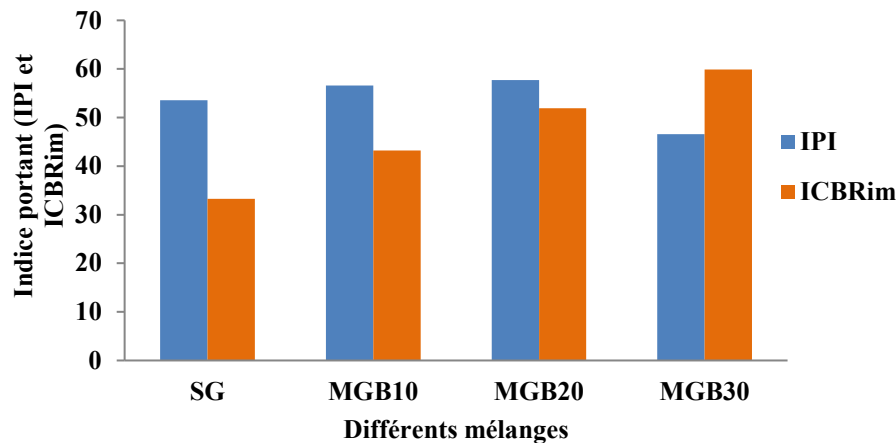


Figure.6. Variation des indices de portance (IPI et ICBRim) (des différents mélanges)

D'après la Figure 6, qui illustre la variation de l'IPI et ICB_{Rim} pour les différents mélanges, on observe une augmentation des indices de portance. La valeur maximale de L'IPI est atteinte pour le MGB20 avec une augmentation d'environ 7% par rapport le tuf gypseux seul. Tandis que, l'ICB_{Rim} est maximal pour le MGB30, environ 55% plus élevé que le tuf.

Cette amélioration de la portance des mélanges peut être due à la substitution d'un pourcentage de tuf, ayant des particules friables et facile à écraser lors de l'opération de compactage par un autre pourcentage de déchets de briques, qui est moins friable et composés principalement des particules insolubles, ce qui confère au mélange une certaine dureté.

Il est à noter que les valeurs IPI de tous les mélanges testés sont supérieures aux valeurs recommandées par la norme [NF P 98115] pour l'utilisation des matériaux en assise de chaussées. Les résultats obtenus lors de l'étude de la portance permettent de considérer le MGB20 comme le mélange optimal sur lequel l'étude du comportement en compression simple sera examinée.

3.3. Résistance à la compression (R_c)

Pour mesurer la résistance à la compression, des séries d'éprouvettes ont été confectionnées à une teneur en eau de 12% à partir de :

- tuf gypseux seul ;
- mélange optimal (MGB20) qui a donné la meilleure portance sans Traitement ;
- mélange optimal (MGB20) traité à 6% de chaux éteinte.

Les éprouvettes sont ensuite conservées à l'étuve à une température de 20°, puis écrasées à l'âge de 3, 7, 14 et 28 jours à l'aide d'une presse à une vitesse de 1,04 mm/min.

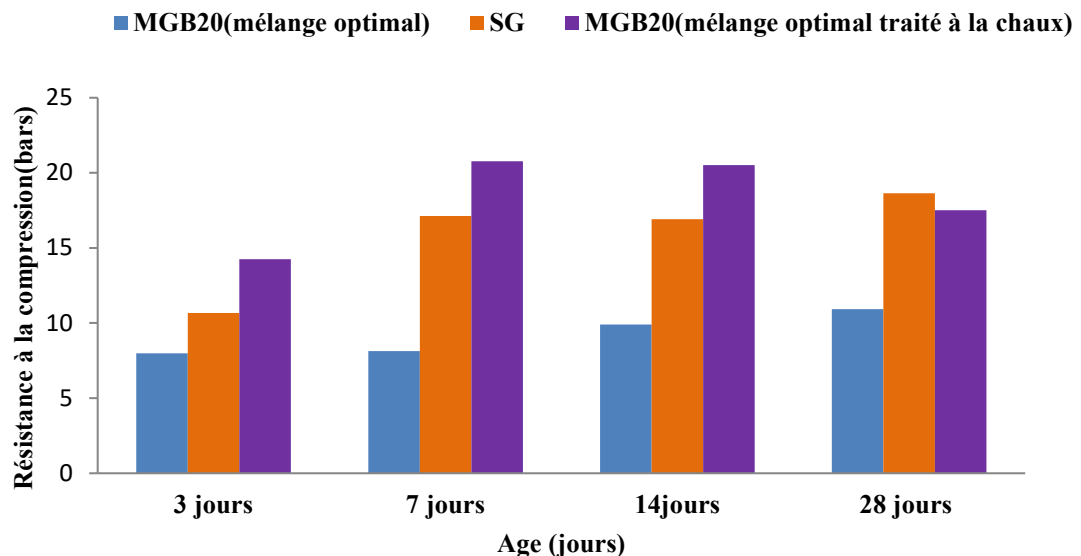


Figure.7.-Evolution de R_c du Tuf gypseux, du MGB20 et du MGB20 traité à 6% de

La figure 7, qui présente une comparaison entre les résistances du tuf de gypse, du MGB20 et du MGB20 traité avec 6% de chaux, montre que R_c évolue généralement avec l'âge. Le mélange optimal (MGB20) donne une résistance inférieure à celle du tuf. Ceci pourrait s'expliquer par la diminution de la cohésion au sein du mélange par l'effet de la substitution d'une partie de TG par une autre de DB à faible cohésion.

En revanche, le traitement à la chaux du mélange optimal a globalement amélioré la résistance. Un écart est observé entre la résistance du MGB20 traité et celui non traité dès les premiers jours. Il oscille entre 6 et 10,5 bars, ce qui démontre l'efficacité du traitement à la chaux pour le mélange optimal.

A 28 jours, une légère baisse de la résistance du mélange optimal par rapport au tuf seul est constatée qui peut être justifiée par la diminution de la quantité d'eau dans le mélange, due à l'évaporation et à

l'absorption par les déchets de briques, ce qui influe sur la réaction d'hydratation de la chaux, et par conséquent sur la cohésion du mélange.

Si l'on adopte la spécification de Struillon et Alloul établie pour les tufs d'encroûtement de l'Algérie en se basant sur le critère de la résistance à la compression, le mélange optimal traité à 6% de chaux peut être utilisé en couche de fondation pour un trafic compris entre 130 et 300 PL /J. Par contre, le mélange optimal sans traitement est inutilisable vu de la faible résistance.

4 Conclusion

A la lumière des résultats obtenus, on peut conclure ce qui suit :

- L'ajout jusqu'à 20 % de déchets de briques, sous forme de classe granulaire 0/1mm, au tuf gypseux permet d'améliorer la portance du mélange en comparant avec celle du tuf seul, mais ce n'est pas le cas pour la résistance à la compression simple
- Le traitement du mélange optimal (MGB20) à la chaux éteinte avec un pourcentage économique de 6% a conduit à une résistance à la compression appréciable.
- Les propriétés mécaniques (IPI et Rc) du mélange optimal traité à la chaux répondent aux exigences techniques recommandées pour son utilisation en construction routière saharienne.

Références

- [1] Ben-Dhia , M. : *Les tufs et encroûtements calcaires en Tunisie et dans le monde*, Bulletin de liaison L. P. C. 126, 5–14 (1983).
- [2] Colombier , G. : Tufs et encroûtements calcaires : Utilisations routières. Synthèse, ISTED ,(1988).
- [3] Améraoui , Z. : *Les tufs d'encroûtements, utilisation dans la géotechnique routière*, Thèse de magistère, Ecole Nationale Polytechnique, Alger(2002).
- [4] Goual, I. : Comportement mécanique et hydrique d'un mélange de tuf et de sable calcaire de la région de Laghouat: Application en construction routière, Thèse de doctorat, Université de Tlemcen, Algérie(2012).
- [5] Cherrak , M. , Morsli, M. , Boutemour, R., Bali , A. : *Valorization of the Use of Calcareous Tuff and Dune Sand in Saharan Road Design* , Journal of Civil Engineering and Architecture, 9 665-676 (2015).
- [6] Daheur, E.G., Goual, I., Taibi, S., Mitiche-Kettab ,R: *Effect of dune sand incorporation on the physical and mechanical behaviour of tuff: (experimental investigation)*, Geotech Geol Eng.(2019). <https://doi.org/10.1007/s10706-018-0715-4>.
- [7] Khellou, A., Kriker, A., Hafsi ,A., Belbarka ,K., Baali ,K.: *Effect of the addition of by-product ash of date palms on the mechanical characteristics of gypsum-calcareous materials used in road construction*, AIP Conference Proceedings ,1758, 030005 (2016), <https://doi.org/10.1063/1.4959401>.
- [8] Akacem,bG.,Zentar, R.,Mekerta, B, Sadok ,A., Omar, H. M.: *Co-valorisation of Local Materials Tuff sand Dune Sands in Construction of Roads*; Geotech Geol Eng .(2019), doi 10.1007/s10706-019-01035-4.
- [9] Struillou R., Alloul, B. :*Valorisation routière des tufs d'encroûtements en Algérie*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2, 465–469.ISTED (1984).
- [10] Morsli ,M. : *Contribution à la valorisation des tufs d'encroûtement en technique routière saharienne*. Thèse de doctorat. Ecole Nationale Polytechnique, ENP- Alger – Algérie (2007) .
- [11] Fenzy , E. : *Particularité de la technique routière au Sahara*, Revue générale des routes et aérodrômes, N° 411(1966) .
- [12] GTR : *Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme*, fascicule II, LCPC,1992.

COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DU SOL COMPACTE SUR UNE LARGE GAMME DE DEGRES DE SATURATION

H. MOULAY OMAR¹, A. ALEM², S. TAIBI², A. JARNO², S. IMANZADEH³ B. MEKARTA¹

¹ Université Ahmed Draya, Adrar, email : hassan.mh@univ-adrar.edu.dz ; mekertaB@yahoo.fr

² Université Le Havre Normandie, email : abdellah.alem@univ-lehavre.fr ; said.taibi@univ-lehavre.fr ; jarnoa@univ-lehavre.fr

³ (INSA Rouen), email : saber.imanzadeh@insa-rouen.fr

Résumé. Plusieurs problèmes géotechniques concernent les chaussées dans les régions arides algériennes ; la plupart d'entre eux sont liés à la rareté des matériaux normalisés et aux conditions climatiques extrêmes. Récemment, de nombreuses études de recherche ont été menées sur la valorisation des matériaux locaux sahariens dans la construction routière pour compenser le manque de matériaux standards. De nombreux gisements de sable de dunes ouvertes, disponibles en abondance dans la région sud-ouest de l'Algérie, combinés au tuf et aux déchets de carrière, peuvent présenter une prometteuse alternative pour répondre aux besoins en matériaux destinés à la construction des routes. Dans ce contexte, pour valoriser le sable de dune disponible en grande quantité dans la région, une formulation optimisée est développée à partir la méthode des plans d'expériences. Cette formulation est constituée d'un mélange de 46% de sable de dune, 36% de tuf, 11% de déchets de carrière et 7% d'eau, et elle répond à toutes les normes en vigueur liées à la conception des chaussées sahariennes.

Cette étude porte sur le comportement hydromécanique du mélange optimisé destiné à la construction de chaussées. Une série d'expériences combinant le compactage et des essais de résistance à compression simple à différentes teneurs en eau, variant de l'état sec à l'état saturé, ont montré l'effet dominant de l'humidité sur le comportement mécanique. La résistance à la compression simple diminue de 2,46 MPa à 0,13 MPa lorsque le degré de saturation augmente de 1,17% à 65%. Ainsi, l'influence du degré de saturation sur les propriétés mécaniques, telles que le module de déformation est proposée.

Abstract. Many geotechnical problems involve pavements in Algerian arid regions, the main among them is related to the glaring lack of normalized materials and extreme climatic conditions. Recently, numerous research studies were carried out on the valorization of Saharan local materials in road construction to compensate for the lack of standard materials. Many open dune sand deposits, available in abundance in the southwest region of Algeria, combined with tuff and quarry waste, are a promising alternative to meet needs of materials for road construction.

In this context, in order to valorize dune sand available in huge quantities in the region, an optimized formulation is developed on the basis of an appropriate design of experiments. This formulation consists of a mixture of 46% dune sand, 36% tuff, 11% quarry waste and 7% water, and meets all current standards related to the design of Saharan pavements.

This study deals with the hydro-mechanical behavior of the optimized mixture intended for the construction of road pavements. A series of experiments combining compaction and unconfined compressive tests for different water content values, varying from dry to saturated state, have shown the dominant effect of moisture on the mechanical behavior. The results have shown that the unconfined strength decreases from 2.46 MPa to 0.13 MPa when the degree of saturation increases from 1.17% to 65%. Thus, relationships between mechanical properties, such as strain modulus and degree of saturation are proposed.

Mots clés : Tuf, Sable de dunes, Valorisation, Résistance à la compression, zones Arides.

1. Introduction

La région d'Adrar, située dans le sud-ouest de l'Algérie à environ 1400 km d'Alger par route, elle est peu peuplée au regard de sa superficie (427368 km²) qui est généralement peu accidenté à l'exception de quelques zones montagneuses ou passages d'ergs. Le climat dans les régions arides est caractérisé par des étés très chauds (50° à l'ombre) et des hivers rudes avec d'importants écarts de température entre la nuit et le jour, avec une pluviométrie moyenne annuelle faible inférieure à 50mm.

La résistance à la compression simple est considéré l'un des principaux critères retenus pour le dimensionnement des chaussées. Plusieurs chercheurs [1]–[3] ont étudié l'évolution de la résistance en compression des tufs en fonction du temps et selon divers mode de conservation. D'autres ont étudié la résistance à la compression des tufs associés aux sables dans différentes régions du Sud Algérien[4]–[6]. Morsli (2007) [7] a constaté que tous les mélanges étudiés (tuf-sable de dune) sont classés dans un ordre décroissant en fonction du taux d'ajout de sable et le degré de compacité (la résistance décroît avec l'augmentation du taux de sable). Les travaux effectués par Akacem (2017) [8], consistaient à mesurer la résistance à la compression des éprouvettes de tuf mélangé avec du sable de dune à différents pourcentages en fonction du temps. Les résultats obtenus ont permis de constater que l'évolution de la résistance à la compression (à l'air libre) du tuf continue jusqu'à l'âge de 3 mois. Au-delà, la résistance à la compression reste constante. Par contre, la résistance maximale à la compression du matériau est atteinte au bout de 28 jours (à 1 mois) pour les échantillons séchés à l'étuve à 45°C.

Dans cette étude on s'intéresse à l'effet de la teneur en eau sur la résistance à la compression simple d'une formulation optimale issue des plans d'expériences [9]. Par la suite, nous présentons l'influence du degré de saturation sur les modules de déformations.

2. Matériels et Méthodes

Les matériaux intervenant dans cette étude seront utilisés dans le domaine de la construction routière au niveau du secteur des travaux publics ; il s'agit du tuf, le sable des dunes et le sable concassé.

Le tuf : Il provient d'une formation calcaire du quaternaire Crétacé présenté sous la forme de matériau pulvérulent poudreux de couleur blanche (figure 1 (a)). Ces tufs sont prolongés du Nord-Ouest à l'Ouest et du Sud-Ouest de la ville d'Adrar. Ce matériau est utilisé souvent dans les projets routiers.

Le sable de dune : C'est un matériau poreux composé de grains de formes arrondis et de diamètre uniforme (figure 1 (b)). Le sable de dune est largement disponible dans la région de l'étude, il est présenté sous une formation de dunes et situé au Nord-ouest, à l'Ouest et au Sud-Ouest. Ce matériau est le plus souvent utilisé dans les projets de bâtiments.

Le sable concassé : Le sable concassé est issu des résidus de la station de concassage des roches dite Station de KOUSAN (figure 1 (c)). Dans ces stations de concassage, le taux de la fraction granulaire 0/3 mm est supérieur à 25% des fractions globales extraites. Cette fraction contient des impuretés nocives à l'environnement, elle est indésirable pour la confection des bétons et elle considérée comme déchets.

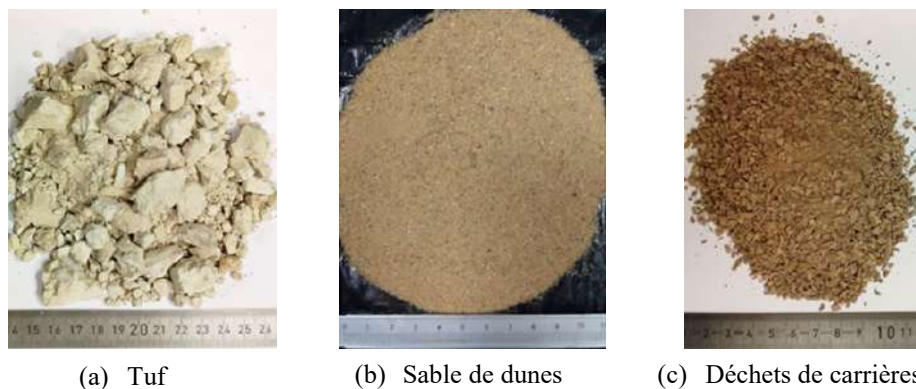


Figure. 1. Matériaux locaux utilisés

2. 1. Caractérisation des matériaux

L'étude expérimentale des caractéristiques des matériaux utilisés a été effectuée selon les normes françaises, elle concerne l'identification des sols à l'aide des essais courants de laboratoire. Ces essais d'identification permettent non seulement de classer les sols, mais aussi de cerner leurs comportements mécaniques. Dans notre étude, il s'agit d'une identification physico-mécanique et chimique qui nous a permis de constater que :

La courbe granulométrique du tuf est continue, étalée et se cale bien dans le fuseau des tufs 1 (0/40) ainsi que dans le fuseau Saharien. Tandis que les courbes granulométriques du sable des dunes et des déchets de carrière s'inscrivent en-dessus des fuseaux.

La densité sèche maximale du tuf et des déchets de carrières déterminée à partir de l'essai Proctor modifié est au voisinage de 20 KN/m³.

Le tuf et les déchets de carrières ont une portance acceptable ($I_{CBR} < 40$) (TRS, Fenzy, 1966) [10]. Par contre, le sable des dunes est un matériau léger caractérisé par une faible portance CBR.

La reconnaissance de la minéralogie des matériaux étudiés a mis en évidence la présence d'un pourcentage important de quartz dans le sable des dunes et les déchets de carrière, alors que le tuf est riche en calcite. Le tableau 1 résume les principales caractéristiques des matériaux utilisés.

Tableau1. Synthèse sur les caractéristiques des matériaux étudiés.

Paramètres	Sable de dunes	Tuf	Déchets de carrières	Unité
Coefficient d'uniformité(Cu)	3.66	21.2	10	-
Coefficient de courbure (Cc)	1.34	0.48	0.9	-
Limit de liquidité(W _L)	-	30.1	23.3	%
Limit de plasticité(W _P)	-	21.7	14.8	%
Index de plasticité(I _P)	-	8.4	8.8	%
Equivalent de sable	95	14.63	32.52	%
Poids spécifique des grains solides	-	2.66	2.72	g/cm ³
Poids volumique sec maximal (γ_{dOPM})	-	2.06	2.20	g/cm ³
Teneur en eau optimale (W _{OPM})	-	8.64	7.6	%
Indice CBR	-	53.93	28.10	%

2. 2. Méthodes expérimentales

L'objectif de la partie expérimentale est de déterminer l'évolution de la résistance à la compression en fonction de la variation de la teneur en eau. Le protocole de préparation des éprouvettes consiste à conserver les éprouvettes compactées dans un sac en plastique pendant 24h, elles sont posées horizontalement au-dessus de l'étuve en contact avec l'air à la température ambiante de la salle des essais, tout en suivant la variation de la masse des éprouvettes pendant une durée suffisante (jusqu'à 4 à 5 jours). Cette première phase de séchage lente permet d'éviter la fissuration des éprouvettes sous l'effet de la diminution rapide de la teneur en eau et donc l'augmentation brusque de la succion. Ensuite, les éprouvettes sont conservées horizontalement à l'étuve à 105°C pendant 24h pour que les teneurs en eau soient proches de zéro.

Les teneurs en eau de l'écrasement des éprouvettes ont été choisies selon deux chemins. Un premier chemin de séchage (cinq points de P1 à P5 ont été déterminés à partir la courbe de cinétique de séchage des éprouvettes)[9]. Le second chemin d'humidification est un peu compliquée. Les deux techniques ont été utilisées pour augmenter la teneur en eau des éprouvettes compactées sans que ces dernières soient déformées ou fissurées.

A noter que sur le chemin d'humidification, deux teneurs en eau différentes (la teneur en eau première est supérieure à la teneur en eau de compactage, et la deuxième est celle de saturation) ont été déterminées.

Avant l'écrasement des éprouvettes, le module de déformation initial est déduit sous un état de contraintes nulles.

3. Résultats et discussion

Afin de déterminer l'effet de la teneur en eau sur la résistance à la compression simple (R_c), différents états d'humidité dont deux essais ont été réalisés pour chaque teneur en eau. Toutes les éprouvettes écrasées ont été cisailées par poinçonnement, ainsi les plans de ruptures sont bien illustrés (selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb (figure 2), des plans de ruptures ont été observés, où l'angle α correspond à $(\pi/4 + \phi/2)$.

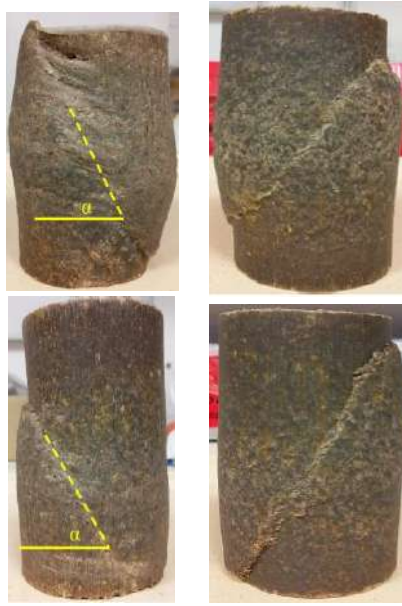


Figure. 2. Etats finaux des échantillons

3. 1. Effet de la teneur en eau et du degré de saturation sur la résistance à la compression simple

L'état des éprouvettes après écrasement montre l'effet de variation de la teneur en eau sur la résistance à la compression. Pour des teneurs en eau supérieures à la teneur en eau optimale de compactage, les deux parties cisailées restent liées ce qui signifie qu'il y a une résistance résiduelle. Par contre, lorsque la teneur en eau diminue et tend vers zéro, on remarque que cette résistance résiduelle disparaît, les deux parties sont rompues et la rupture devient brusque.

Pour l'ensemble des courbes, on remarque que la résistance à la compression simple diminue en fonction de l'augmentation de la teneur en eau. Cette diminution peut être décrite par une relation linéaire pour les teneurs en eau inférieures à la teneur en eau optimale. Ainsi, on constate que le matériau perd en moyenne 95% de sa résistance lorsque le matériau passe de son état sec à son état de saturation. Autrement dit, lorsque la teneur en eau diminue de 12,64% (teneur en eau de saturation) à 0,1% (teneur en eau résiduelle), la résistance à la compression simple augmente de 0,13 MPa à 2,46 MPa. Ceci peut s'expliquer facilement par une augmentation de la succion due à l'augmentation de la cohésion capillaire entre les particules pendant le séchage.

Concernant l'influence du degré de saturation sur la résistance à la compression, elle est similaire à la teneur en eau. En traçant la variation de la résistance simple en fonction du degré de saturation, on remarque qu'il y a une diminution linéaire brusque de la résistance en fonction de l'augmentation du degré de saturation jusqu'à 63% qui correspond au degré de saturation optimal de compactage (figure 3). La résistance des éprouvettes sèches est assurée en majeure partie par des forces capillaires qui relient les grains entre eux. L'augmentation progressive du degré de saturation a détruit progressivement ces forces, par conséquent une diminution de la résistance simple a été observée. Au-delà de ce pourcentage du degré de saturation 63%, la résistance atteint un palier de faibles valeurs et tend vers zéro lorsque les échantillons se rapprochent progressivement à la saturation.

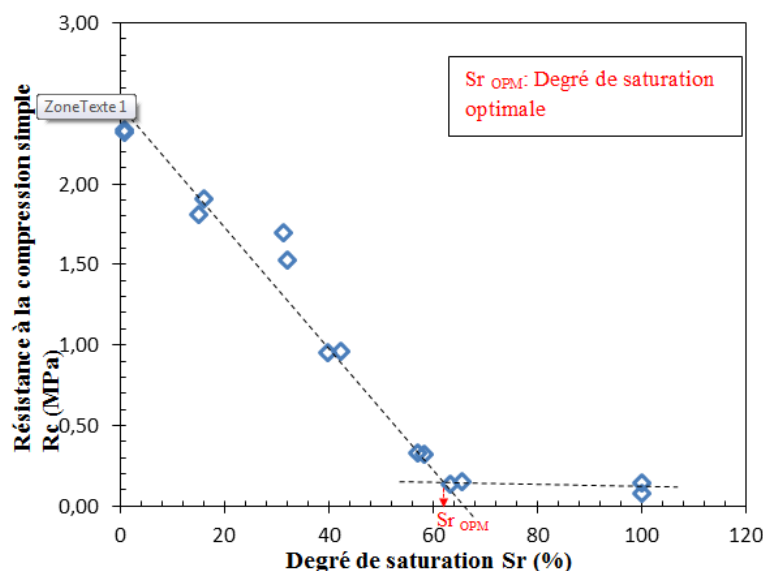


Figure. 3. Influence du degré de saturation sur la résistance simple à la compression

4. Conclusion

Le comportement mécanique de la formulation optimisée a été étudié à travers des essais de compression simple à des degrés de saturations différents. A partir des résultats expérimentaux obtenus, on conclut: Les essais de compression simple à des degrés de saturations différents ont montré que la résistance décroît avec l'augmentation du degré de saturation. A partir le degré de saturation optimal, la résistance en compression tend vers des valeurs proches de zéro, ce qui nécessite d'assurer une étanchéité parfaite des

Références

- [1] Alloul B, "Etude géologique et géotechnique des tufs calcaires et gypseux d'Algérie en vue de leur valorisation routière," *Thesis, Univ. Paris VI, Fr.* 1981., 1981.
- [2] M. H. Ben Dhia, "Les tufs et encroûtements calcaires dans la construction routière," *Thèse docteur 3eme cycle l'université Paris VI.*, 1983.
- [3] Boukezzi Z, "Etude des tufs calcaires: utilisation en construction routière," *Thèse Magister, USTO*, 1997.
- [4] M. Akacem, R. Zentar, B. Mekerta, A. Sadok, and H. Moulay Omar, "Co-valorisation of Local Materials Tuffs and Dune Sands in Construction of Roads," *Geotech. Geol. Eng.*, vol. 38, no. 1, 2020, doi: 10.1007/s10706-019-01035-4.
- [5] E. G. Daheur, I. Goual, S. Taibi, and R. Mitiche-Kettab, "Effect of Dune Sand Incorporation on the Physical and Mechanical Behaviour of Tuff: (Experimental Investigation)," *Geotech. Geol. Eng.*, vol. 37, no. 3, pp. 1687–1701, 2019, doi: 10.1007/s10706-018-0715-4.
- [6] I. Goual, M. Sayeh, S. Taibi, and N. Abou-bekr, "Amélioration des propriétés d'un tuf naturel utilisé en technique routière saharienne par ajout d'un sable calcaire," *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, vol. 16, no. 06, 2012, doi: 10.1080/19648189.2012.667653.
- [7] Morsli, "Contribution à la valorisation des tufs d'encroûtements en technique routière saharienne," *Thesis, Ec. Natl. Polytech. d'Alger, Algérie*, p. 148, 2007., 2007.
- [8] Akacem M, "Valorisation des matériaux locaux tuf et sable de dunes dans la construction routière Saharienne," *Thesis, Univ. des Sci. Technol. MB d'Oran, Algérie.*, p. 201, 2017.
- [9] H. Moulay Omar, B. Mekerta, A. Jarno, S. Imanzadeh, A. Alem, and S. Taibi, "Optimization of dune sand-based mixture material for pavement design," *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, vol. 0, no. 0, pp. 1–21, 2021, doi: 10.1080/19648189.2021.1877827.
- [10] Fenzy E., "Particularité de la technique routière au Sahara (TRS), *Revue générale des routes et aérodrômes*," vol. 411, pp. 57–71, 1966.

INFLUENCE DE LA NATURE DES FIBRES SUR LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT D'UN SABLE LIMONEUX COMPACTÉ

M. S. GHEMBAZA¹, A. HACHICHI², S. BOUROKBA², E. HALIMI¹, R. DJELLOUL²

Université de Sidi-Bel-Abbès, email : ghembaza_moulay@yahoo.fr ; ounsifsiradj20@gmail.com
USTO, email : hachichi_geotech@yahoo.fr ; souad.bourokba@univ-usto.dz ;
ramzi.djelloul@univ-usto.dz

Résumé. La stabilisation des sols aux liants en général, et leur renforcement en particulier est devenue très important dans l'amélioration des performances mécaniques des sols. Il recouvre des techniques qui consistent à incorporer des fibres de différentes natures, aléatoirement comme inclusion au sein de la matrice du sol ou sous forme de membranes ou grillages tissés servant de nappes intercalées dans sol. Le concept de sol renforcé a été étendu, par plusieurs auteurs dans les travaux d'infrastructure et de fondation. Ces techniques de renforcement constituent un élément majeur dans la conception et l'optimisation du dimensionnement des corps de chaussées en sols compactés et plus particulièrement sur l'amélioration de leur résistance. La présence de ces fibres constitue donc une stratégie d'utilisation des éco-matériaux dans le développement durable répondant à de nouvelles exigences et permettant d'associer des performances environnementales et techniques. On se limite dans ce travail au domaine des terrassements routiers, où nous allons valoriser un matériau de la région Ouest de l'Algérie en couche de forme ou remblai. L'objectif principal de ce travail est d'étudier l'effet de l'inclusion des fibres synthétiques de polypropylène et végétales d'Alfa à plusieurs pourcentages (0, 0.3%, 0.6% et 0.9%) sur la résistance maximale au cisaillement du sol traité à 4% de ciment. Dans cette optique, une étude expérimentale est menée au moyen d'essais en laboratoire visant à évaluer la compatibilité d'un sol renforcé et stabilisé comme matériaux de plate-forme ou de remblais. Des essais triaxiaux non saturés à température ambiante ont été réalisés sur des mélanges compactés statiquement à l'OPN ($\gamma_d = 1,7 \text{ kN/m}^3$ et $w\% = 16.6\%$) et traités à 4% de ciment en présence de fibres (sol-fibres/ciment). Les résultats des essais montrent que le sol classé en A_{1h} d'après GTR, 2000, présente une amélioration de la résistance maximale au cisaillement et du critère de rupture du sol étudié. On montre aussi que l'ajout des fibres dans la matrice du sol fait augmenter la cohésion et diminuer son angle de frottement. La diminution de l'angle de frottement est compensée par une augmentation de la cohésion. Ce travail a prouvé que l'inclusion de fibres serait un moyen efficace de maintenir la résistance de la structure géotechnique à un niveau élevé avec une réduction des déformations.

Mots clés: Limon, Fibres végétales (Alfa), Fibres de polypropylène, Résistance au cisaillement, Angle de frottement, Cohésion.

Abstract. The stabilization of soils with binders in general, and their strengthening in particular, has become very important in improving the mechanical performance of soils. It covers techniques which consist in incorporating fibers of different natures, randomly as inclusion within the soil matrix or in the form of membranes or woven grids serving as layers interposed in the soil. The concept of reinforced soil has been used by several authors in infrastructure and foundation works. These reinforcement techniques constitute a major element in the design and optimization of the dimensioning of pavement of compacted soils and more particularly in improving their resistance. The presence of these fibers therefore constitutes a strategy for using eco-materials in sustainable development that meets new requirements and makes it possible to combine environmental and technical performance. This study is limited to the field of road earthworks, where we will use a material from the western region of Algeria as a subgrade or backfill. The main objective of this work is to study the effect of the inclusion of synthetic polypropylene and vegetable fibers of Alfa at several percentages (0, 0.3%, 0.6% and 0.9%) on the maximum shear strength of the floor treated with 4% cement. For that, an experimental study is carried out in laboratory, in order to evaluate the compatibility of reinforced and stabilized soil as pavement or embankment materials. Triaxial saturated tests at room temperature were carried out on mixtures compacted statically at OPN ($\gamma_d = 1.7 \text{ kN / m}^3$ and $w\% = 16.6\%$) and treated with 4% cement in the

presence of fibers (soil- fibers / cement). The results of the tests show that the soil classified as A_{1h} according to GTR, 2000, exhibits an increase of the maximum shear strength and in the soil failure criterion studied. It is also shown that adding fibers to the soil matrix increases cohesion and decreases its friction angle. The decrease in the friction angle is compensated by an increase in cohesion. This work proved that the inclusion of fibers would be an effective way to maintain the strength of the geotechnical structure high with reduced strain.

Keywords: Silt, vegetable fibers (Alfa), Polypropylene fibers, Shear resistance, Friction angle, Cohesion.

1 Introduction

La stabilisation ou renforcement des sols réunit un ensemble de techniques qui ont pour but d'améliorer la résistance des sols et/ou de limiter les déformations sous des ouvrages. Par ailleurs, le renforcement des sols de fondations ou de remblai consiste aussi en l'amélioration de ses caractéristiques mécaniques. Ces techniques sont basées parfois sur des approches chimiques, par l'addition des matériaux cimentaires (ciment, chaux, cendres volantes, fumée de silice, laitier, etc...) ou sur des approches purement mécaniques par l'association d'éléments rigides ou souples au sol (terre armée, fibres, géotextile, etc...). Cependant, le choix entre ces méthodes dépend du type du sol et la nature du projet. Les premières études expérimentales sur les sols renforcés de fibres se sont concentrées sur les systèmes racinaires sol-plante (Gray, 1978 ; Waldron, 1977 et Wu et al., 1988), qui ont rapporté que les racines des plantes augmentent la résistance au cisaillement du sol et la stabilité des pentes naturelles. L'utilisation de fibres naturelles ou synthétiques en géotechnique a été appliquée comme matériau de renforcement physique et a fait l'objet d'une attention croissante et un centre d'intérêt intense ces dernières années (Maher et al., 1994 ; Unnikrishnan et al, 2002 ; Li et al, 2002 ; Khattak et Alarshidi 2006 ; Tang et al.2007, Park 2009, Consoli et al 2011, Xiao et al.2013 ; Xiao et al.2014 ; Hejazi et al., 2012 ; Nguyen et Fatahi, 2016 et Yannik et al., 2020) dans la construction de couches de chaussées, de remblais routiers et ferroviaires et de murs de soutènement. C'est une méthode efficace pour contrôler et améliorer le comportement fragile des sols traités au ciment. Elle présente plusieurs avantages: (i) les fibres peuvent être simplement ajoutées et mélangées avec le sol de la même manière que le ciment, la chaux et d'autres additifs, (ii) la distribution aléatoire des fibres fournit une augmentation isotrope de la résistance au cisaillement du composite du sol. L'utilisation de fibres végétales comme renfort de matériaux composites permet de valoriser et d'exploiter une ressource locale dans un pays en raison de leur abondance ainsi que de développer des matériaux et des technologies permettant de réduire les impacts sur l'environnement. Avec l'apparition de la fibre synthétique et son développement rapide, de nombreuses fibres synthétiques ont été utilisées dans de nombreux domaines comme matériaux d'ingénierie innovants, ainsi que comme principaux agents de renforcement pour l'amélioration des sols. L'objectif principal de cet article est une étude expérimentale de l'effet du renforcement par des fibres à deux natures différentes sur le comportement mécanique d'un sable limoneux traité au ciment. Les résultats des tests triaxiaux non consolidés non drainés montrent que le comportement est progressif plutôt que brusque.

2 Matériaux et Méthodes

2.1. Présentation du matériau

Le matériau de cette étude a été prélevé d'un site situé à 50 km de l'Ouest Algérien à une profondeur environ 65 cm. Le sol naturel présente une granulométrie essentiellement de sable fin et de limon avec une teneur en eau naturelle de 14,86%. La teneur en matière organique du sol est très faible de l'ordre de 1,35%, ce qui ne cause pas de perturbation lors du traitement avec une faible plasticité ($I_p = 6,25\% - 8,42\%$, Ikhlef, 2015 ; Senouci, 2018 et Fidouh et Elhouari., 2019). D'après la classification USCS¹, ce sol sableux limoneux est peu plastique (**ML**) et humide de classe A_{1h} selon GTR², 2000. La composition chimique du sol révèle une teneur élevée en silice (SiO_2) et en chaux (CaO), ce qui confère au sol des propriétés

¹ Unified Soil Classification System

² Guide des terrassements routiers

pouzzolaniques (Janz et Johansson, 2002). De plus, le sol présente une valeur de pH de 9,06, ce qui peut être convenablement stabilisé car son pH est supérieur à 6 (Vilenkina, 1956).

2. 2. Caractéristiques du ciment utilisé

Le ciment utilisé comme agent stabilisant est le ciment Portland de type CEM I 42,5R, provenant de la cimenterie de Zahana de la wilaya de Mascara. Les principales caractéristiques du liant sont présentées dans le Tableau 1.

Tableau 1. Propriétés physico-chimiques du ciment

Paramètres	Physiques		Chimiques							
	Surface spécifique	Temps de prise	SiO ₂ (%)	CaO (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	MgO (%)	SO ₃ (%)	Perte au feu	CaO libre
Notation	cm ² /g	h								
Valeurs	3500	133 mn	20,71	62,07	5,99	3,47	1,12	1,66	5,14	0,7

2. 3. Caractéristiques des fibres utilisées

Il s'agit de deux types de fibres utilisées comme matériau de renforcement. D'une part, des fibres synthétiques en polypropylène et d'autre part, des fibres végétales d'Alfa. Les caractéristiques de ces deux fibres sont regroupées dans le Tableau 2. Nous indiquons que les fibres d'Alfa ont subi un prétraitement avant d'être extraites par une méthode très simple et traditionnel qui est le rouissage à l'eau de mer, d'une salinité variant de 40,8 à 43,5 g/l.

Tableau 2. Caractéristiques de fibres utilisées (Hanana et al., 2015 ; Dallel, 2012)

Paramètres	Unité	polypropylène	Végétale (Alfa)
Longueur (l)	mm	18	18
Diamètre (d)	µm	26 - 32	10-30
Densité spécifique	g/cm ³	0,905	1,43 - 1,51
Résistance à la traction	kN/m ²	(400-300) x10 ³	75 ± 24,09 MPa
Module de Young	kN/m ²	(3500-3900) x10 ³	8 ± 2,7 GPa
Rapport l/d	-	563	1800 – 600

2. 4. Préparation des échantillons

Le programme expérimental consiste à réaliser des mélanges composés de sol/ciment-fibres. Les différents essais ont été effectués sur des échantillons remaniés séchés à l'étuve à 60°C pendant 24 h afin d'éviter toutes altérations des particules en substituant la quantité du sol par 4% de ciment. Il est à noter que le choix du pourcentage de ciment est fait en fonction de la nature du matériau et de son pH de 9,06 qui est supérieur à 6 (stabilisation du pH à 4% de ciment, lors du traitement). Ensuite on ajoute les différents pourcentages de fibres de polypropylène ou d'Alfa de 18 mm de longueur et compactés à l'OPN. Notre choix est fixé sur 0,3% ; 0,6% et 0,9% de fibres aux différentes compositions (sol-ciment/fibre), mélangées pendant environ 4 min (Correia et al., 2015). La teneur en fibre est exprimée en volume, ceci est basé sur la notion que l'effet de renforcement des fibres provient du renforcement physique et est donc généralement davantage lié à son rapport de volume que de masse.

Tableau 3: Propositions des mélanges

	Dénomination des mélanges étudiés
S 4% Fpp 0,3%	Sol avec 4% de ciment et 0,3% de fibres de polypropylène
S 4% Fpp 0,6%	Sol avec 4% de ciment et 0,6% de fibres de polypropylène
S 4% Fpp 0,9%	Sol avec 4% de ciment et 0,9% de fibres de polypropylène
S 4% FA 0,3%	Sol avec 4% de ciment et 0,3% de fibres d'Alfa
S 4% FA 0,6%	Sol avec 4% de ciment et 0,6% de fibres d'Alfa
S 4% FA 0,9%	Sol avec 4% de ciment et 0,9% de fibres d'Alfa

Le tableau 3 présente les dénominations ainsi que les proportions des matériaux intervenants dans la composition des différents mélanges testés dans cette étude. Des essais triaxiaux non consolidés, non drainés à court terme ont été réalisés sur des échantillons cylindriques de 35 mm de diamètres et de 70 mm de hauteur, soit un élancement de 2 et compactés à l'OPN.

3 Résultats et analyses

3.1. Effet du ciment et de la nature des fibres sur la résistance au cisaillement

Les essais triaxiaux non consolidés, non drainés ont été effectués sur un sol non renforcé et renforcé de fibres et traité à 4% de ciment conformément à la procédure expérimentale décrite en 2.4. Les données brutes ont été collectées et traitées avant analyse. Les Figures 1 et 2 montrent les variations du déviateur (q) avec la déformation axiale (ε_1) pour les sols non renforcés (SNR) et traités/renforcés de fibres (STR) ($l_f = 18$ mm, $\rho_f = 0,3\%$ à $0,9\%$) à une pression cellulaire de 100 kPa et 300 kPa. Il y a trois variables dans les tests triaxiaux, le taux d'inclusion de fibre (ρ_f), la nature de la fibre (Fpp ou FA) et la pression de la cellule (σ_3). Les influences de ces variables sur le comportement de la contrainte du déviateur des sols non renforcés et traités/renforcés de fibres sont discutées.

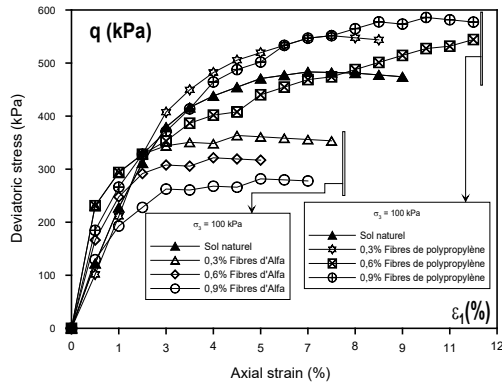


Figure. 1. Courbes de Contrainte – déformation du sol non traité et renforcé de fibres à 100 kPa de confinement

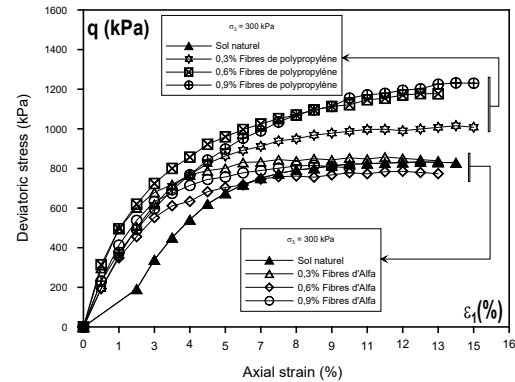


Figure. 2. Courbes de Contrainte – déformation du sol non traité et renforcé de fibres à 300 kPa de confinement

Dans le cas du sol non renforcé, on constate sur la Figure 1 que la contrainte déviatorique augmente jusqu'à environ 8% de déformation axiale à de faible pression cellulaire, $\sigma_3 = 100$ kPa et donc aucun changement évident n'a été marqué jusqu'au critère de rupture. En application de la même contrainte de confinement, le sol renforcé de fibres avec des taux d'inclusion différents, aucune valeur de pic n'est observée dans les courbes de déviateur de contrainte - déformation jusqu'à 12% de déformation axiale. Des tendances similaires ont été observées par Ranjan et al., 1996 ; Michalowski et Cermak, 2003 ; Yetimoglu et Salbas, 2003 ; Diambra et al., 2010 ; Uddin et al., 2011 ; Li et Zornberg, 2012 ; Maliakal et Thiyyakkandi, 2013 et Diambra et Ibrahim, 2014. Cependant, on peut observer qu'en présence de fibres de polypropylène, la contrainte déviatorique du sol augmente avec l'augmentation du pourcentage des fibres à la pression cellulaire testée. Par exemple, la contrainte de rupture de 8 à 11,5% de déformation axiale, d'un sol non renforcé est de 475 kPa à une pression de cellule de 100 kPa, et elle augmente avec l'augmentation du taux d'inclusion de fibre de polypropylène jusqu'à 550, 551 et 575 kPa pour un dosage de fibres égale à 0,3 %, 0,6% et 0,9% respectivement (voir Figure 1). En revanche, en présence de fibres d'Alfa et compte tenu de la performance globale du sol, on observe des effets négatifs du renforcement des fibres sur la résistance maximale au cisaillement, en effet, le déviateur de contrainte diminue, pour une faible contrainte de confinement ($\sigma_3 = 100$ kPa), comparativement au déviateur du sol non renforcé. Cette diminution est plus marquée, lorsque le taux de fibres d'Alfa augmente (voir Figure 2). Concernant, les fortes contraintes de confinement, ($\sigma_3 = 300$ kPa), on constate que le déviateur de contrainte pour le sol sans renforcement, augmente plus et atteint la valeur de 800 kPa jusqu'à une déformation environ 14% (voir Figure 2). Dans

le cas du sol renforcé de fibres d'Alfa avec le même confinement ($\sigma_3 = 300$ kPa), on remarque que le déviateur de contrainte pour un renforcement de 0,9%, dépasse légèrement la valeur du déviateur du sol sans fibres (voir Figure 2).

Concernant, le renforcement avec les fibres de polypropylène, la résistance maximale augmente avec l'augmentation des différents pourcentages de fibres (0,3 %, 0,6% et 0,9%). On note des valeurs de déviateurs de contraintes croissantes de 1000, 1150 et 1200 kPa. On note ainsi que l'effet de la contrainte de confinement a été bien rapporté qualitativement par Uddin et al., 2011 et Nguyen et Fatahi, 2016.

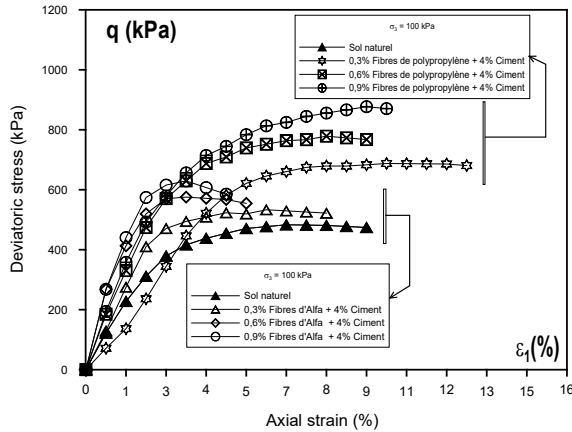


Figure. 3. Courbes de Contrainte – déformation du sol traité et renforcé à 100 kPa de confinement

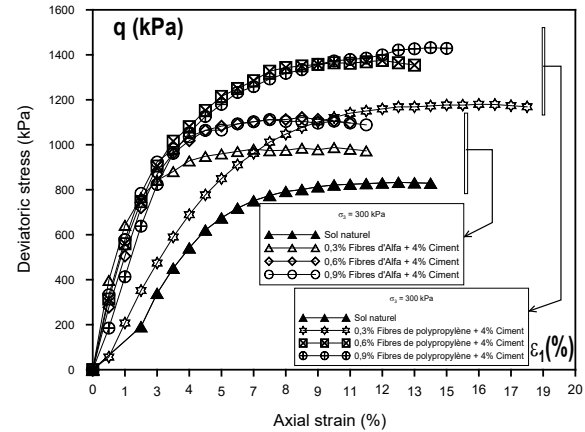


Figure. 4. Courbes de Contrainte – déformation du sol traité et renforcé à 300 kPa de confinement

Lorsque le sol est traité à 4% de ciment et renforcé de fibres (voir Figure 3), on observe une augmentation considérable du déviateur de contrainte. Cependant, pour les faibles contraintes de confinement (voir Figure 3), le sol renforcé de fibres d'Alfa présente les déviateurs de contraintes allant de 525 à 620 kPa jusqu'à des déformations axiales variant de 3,5% à 7%. Les mêmes tendances sont observées, pour le cas du sol traité et renforcé de fibres de polypropylène. On note ainsi des valeurs de déviateur de 700, 760 et 850 kPa pour des renforcements de 0,3% ; 0,6% et 0,9% respectivement jusqu'à des déformations prolongées de 9% à 12%. Pour les fortes contraintes de confinement (voir Figure 4), on observe une augmentation très marquée de la résistance maximale au cisaillement. En présence de fibres d'Alfa, la résistance augmente avec le pourcentage de fibres (0,3% ; 0,6% et 0,9%) et on note des valeurs importantes de résistances de 800, 900 et 1100 kPa à des déformations allant jusqu'à 10%. Concernant l'intégration des fibres de polypropylène dans la matrice du sol, on constate une forte augmentation du déviateur de contrainte du sol traité à 4% de ciment et renforcé de fibres (voir Figure 4). On marque des valeurs de 1170, 1400 et 1430 kPa jusqu'à des déformations allant de 10% à 16%. Des résultats triaxiaux consolidés non drainés similaires sont trouvés par Estabragh et al., 2011 sur une argile à faible plasticité renforcée de fibres de nylon et de fibres de palmier (Estabragh et al., 2012) et les deux études ont abouti aux mêmes conclusions. On peut dire que l'incorporation des fibres, quel que soit sa nature change le comportement du sol et prolonge sa déformation, autrement dit, devient plus ductile. Ces études indiquent que la résistance au cisaillement du sol peut être améliorée par l'ajout de fibre comme renfort et il existe une contrainte limite de confinement qui change la résistance. Les mêmes observations sont notées par Gray et Ohashi, 1983 qui précisent qu'au-dessous d'une certaine contrainte de confinement, les fibres ont tendance à glisser ou à se détacher. On note ainsi, qu'avec l'augmentation du taux d'inclusion de fibres, ces dernières répartissent les contraintes dans la structure de l'échantillon de sol et élargissent la tendance à la déformation de l'échantillon de sol, d'où un comportement ductile. Autrement dit, il existe une interaction sol-fibre-ciment lors de la déformation. Concernant l'influence du traitement et du renforcement par les fibres sur les paramètres plastiques de résistance à savoir l'angle de frottement interne ϕ et la cohésion c , les résultats montrent en général, une légère augmentation de la cohésion en présence de fibres d'Alfa, cette augmentation est plus prononcée lorsque le sol est renforcé de fibres de polypropylène. Ceci explique la contribution des fibres en présence

de ciment favorise une cimentation meilleure et par conséquent une augmentation de la cohésion. Un comportement similaire a été observé par Sivakumarbabu et al., 2008 ; Fidouh et Elhouari, 2019 et Safdar et al., 2020.

Concernant l'influence du traitement au ciment et de renforcement en fibres sur l'angle de frottement, les résultats sont représentés dans le Tableau 4. On montre une diminution significative des valeurs de l'angle de frottement pour tous les mélanges effectués, jusqu'à un optimum de traitement de 4% de ciment avec 0,3% des deux types de fibres.

Tableau 4. Valeurs des angles de frottement et cohésions des mélanges

	Angle de frottement		Cohésion	
	Fpp	FA	Fpp	FA
Sol seul	26	26	100	100
S 0% Fpp 0,3%	29	32	90	40
S 0% Fpp 0,6%	36	29	80	38
S 0% Fpp 0,9%	37	32	75	17
S 4% FA 0,3%	34	31	135	90
S 4% FA 0,6%	33	30	130	90
S 4% FA 0,9%	32	28	160	110

4 Conclusion

L'utilisation des fibres dans le domaine de la géotechnique est expansée et prend un champ très large d'application. La présence de ces fibres comme renfort au sein d'une matrice, dépend essentiellement de la compatibilité des propriétés physiques, mécaniques et chimiques, que possède la fibre avec les constituants de la matrice du matériau. A partir des données présentées dans cette étude, les conclusions suivantes peuvent être tirées:

- ✓ Le comportement global du sol est fortement influencé par l'inclusion de fibres seules et la combinaison fibres/ciment.
- ✓ En comparant les résultats désignant le sol sans aucune inclusion et le sol avec une teneur en ciment et de fibres, respectivement, on montre clairement l'effet de la cimentation sur la réponse du sol. La résistance au cisaillement est considérablement augmentée
- ✓ En parallèle, l'effet de l'inclusion de fibres par rapport au sol non cimenté se révèle moins prononcé mais cohérent. Une augmentation modérée de la résistance au cisaillement en présence des deux types de fibres, pour de fortes contraintes de confinement.
- ✓ Pour les échantillons traités à 4% de ciment et renforcées de fibres, on note une augmentation de la cohésion et une diminution de l'angle de frottement.

Références

- [1] Consoli, N.C., Zoré'a, F., de Souza, M., Festugato, L., 2011. *Studies on the dosage of fiber-reinforced cemented soils*. J. Mater. Civ. Eng. 23 (12), 1624–1632.
- [2] Correia, A.A., Oliveira, P.J.V., Custódio, D.G., 2015. *Effect of polypropylene fibres on the compressive and tensile strength of a soft soil, artificially stabilised with binders*. Geotext. Geomembr. 43 (2), 97–106.
- [3] Dallel, M., 2012. Evaluation du potentiel textile des fibres d'Alfa (Stipa Tenacissima L.) : *caractérisation physico-chimique de la fibre au fil* (PhD Thesis). Université de Haute Alsace – Mulhouse, France.
- [4] Diambra, A., Ibraim, E., 2014. *Modelling of fibre-cohesive soil mixtures*. Acta Geotech. 9 (6), 1029–1043.
- [5] Diambra, A., Ibraim, E., Wood, D.M., Russell, A., 2010. *Fibre reinforced sands: Experiments and modelling*. Geotext. Geomembr. 28 (3), 238–250.
- [6] Estabragh, A., Bordbar, A., Javadi, A., 2011. *Mechanical behavior of a clay soil reinforced with nylon fibers*. Geotech. Geol. Eng. 29 (5), 899.
- [7] Estabragh, A., Namdar, P., Javadi, A., 2012. *Behavior of cement stabilized clay reinforced with nylon fiber*. Geosynth. Int. 19 (1), 85–92.
- [8] Fidouh, K., Elhouari, Y., 2019. *Effet du traitement au ciment sur le comportement mécanique d'un limon renforcé par des fibres naturelles (alfa) et synthétiques (polypropylène)*. Projet de fin d'études, Master géotechnique, USTO
- [9] Gray DH, Ohashi H, 1983 *Mechanics of fiber reinforcement in sand*. Journal of Geotechnical Engineering 109(3):335-353, DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1983)109:3(335)
- [10] Gray, D.H., 1978. *Role of woody vegetation in reinforcing soils and stabilizing slopes*. In Proc. Symp. Soil Reinforcing and Stabilising Techniques, Sydney, Australia, pp. 253-306.
- [11] GTR LCPC-SETRA. (2000). *Guide Technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme, fascicule I, principes généraux*, 166p.

- [12] Hanana, S., Elloumi, A., Placet, V., Tounsi, H., Belghith, H., Bradai, C., 2015. *An efficient enzymatic-based process for the extraction of high-mechanical properties alfa fibres*. Ind. Crops Prod. 70, 190–200.
- [13] Hejazi, S.M., Sheikhzadeh, M., Abtahi, S.M., Zadhoush, A., 2012. *A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers*. Constr. Build. Mater 30, 100e116.
- [14] Ikhlef Nour-Said, Ghembaza Moulay Smaïne, Dadouch Mokhtar, 2015. *Effect of Treatment with Cement on the Mechanical Characteristics of Silt from Telagh Region of Sidi Belâbes, Algeria*. Geotech Geol Eng 33:1067–1079
- [15] Janz, M. and Johansson, S.E. 2002. *The Function Of Different Binding Agents in Deep Stabilization*. Swedish Deep Stabilization Research Centre, Report, 9, 1-35.
- [16] Khattak, M.J., Alrashidi, M., 2006. *Durability and mechanistic characteristics of fiber reinforced soil-cement mixtures*. Int. J. Pavement Eng. 7 (1), 53–62.
- [17] Li and D. W. Ding, 2002. *Nonlinear elastic behavior of fiber reinforced soil under cyclic loading*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 22, no. 9, pp. 977–983, 2002.
- [18] Li, C., Zornberg, J.G., 2012. *Mobilization of reinforcement forces in fiber reinforced soil*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 139 (1), 107–115.
- [19] Maher, M., Ho, Y., 1994. *Mechanical properties of kaolinite/fiber soil composite*. J. Geotech. Eng. 120 (8), 1381–1393.
- [20] Maliakal, T. and Thiyyakkandi, S., 2013. *Influence of randomly distributed coir fibers on shear strength of clay*. Geotechnical and Geological Engineering, 31(2), pp.425-433.
- [21] Michalowski, R.L., Cerna, J., 2003. *Triaxial compression of sand reinforced with fibers*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 129 (2), 125–136.
- [22] Nguyen, L., Fatahi, B., 2016. *Behaviour of clay treated with cement & fibers while capturing cementation degradation and fibre failure–C3F Model*. Int. J. Plast. 81, 168–195.
- [23] Nguyen, L., Fatahi, B., 2016. *Behaviour of clay treated with cement & fibre while capturing cementation degradation and fibre failure–C3F Model*. Int. J. Plast. 81, 168–195.
- [24] Park, S.-S., 2009. *Effect of fiber reinforcement and distribution on unconfined compressive strength of fiber-reinforced cemented sand*. Geotext. Geomembr. 27 (2), 162–166.
- [25] Ranjan, G., Vasan, R.M. and Charan, H.D., 1996. *Probabilistic analysis of randomly distributed fiber-reinforced soil*. Journal of Geotechnical Engineering, 122(6), pp.419-426.
- [26] Safdar Muhammad, Newson Tim, Schmidt Colin, Sato Kenichi, Fujikawa Takuro and Shah Faheem, 2020. *Effect of Fiber and Cement Additives on the Small-Strain Stiffness Behavior of Toyoura Sand*. Sustainability 2020, 12, 10468; doi:10.3390/su122410468.
- [27] Senouci, K., 2018. *Comportement mécaniques d'un sol limoneux stabilisé au ciment et renforcé par fibres de polypropylène*. Projet de fin d'études, Master géotechnique, USTO
- [28] Sivakumar Babu G and Vasudevan A 2008 *Strength and Stiffness Response of Coir Fiber Reinforced Tropical Soil*, Journal of Materials in Civil Engineering 20 (9) 571-577.
- [29] Tang, C., Shi, B., Gao, W., Chen, F., Cai, Y., 2007. *Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil*. Geotext. Geomembr. 25 (3), 194–202.
- [30] Uddin, S., Marri, A., Wanatowski, D., 2011. *Effect of high confining pressure on the behaviour of fibre reinforced sand*. Geotechn. Eng. J. SEAGS AGSSEA 42 (4), 69–76.
- [31] Unnikrishnan, N., Rajagopal, K., and Krishnaswamy, N. R., 2002. *Behaviour of reinforced clay under monotonic and cyclic loading*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 20, no. 2, pp. 117–133, 2002.
- [32] Vilenkina N. *Utilisation de matériau sol dans la construction des bâtiments ruraux*, Mouscou, 1956
- [33] Waldron LJ (1977) *The shear resistance of root-permeated homogeneous and stratified soil*. Journal of the Soil Science Society of America 41(5):843-849, DOI: 10.2136/sssaj1977.03615 995004100050005x
- [34] Wu, T.H., Beal, P.E. and Lan, C., 1988. *In-situ shear test of soil-root systems*. Journal of Geotechnical Engineering, 114(12), pp.1376-1394.
- [35] Xiao, H., Lee, F.-H., Zhang, M., & Yeoh, S. (2013). *Fiber reinforced cement treated clay*. In: Paper presented at the Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- [36] Xiao, H., Lee, F.-H., Chin, K.-G., 2014. *Yielding of cement-treated marine clay*. Soils Found. 54 (3), 488–501.
- [37] Yannick Choy Hing Ng, Huawen Xiao, Yohanes Armediar, Yutao Pan, Fook-Hou Lee, 2020. *Effect of short fibre reinforcement on the yielding behaviour of cement-admixed clay*. Soils and Foundations 60 (2020) 439–453.
- [38] Yetimoglu, T. and Salbas, O., 2003. *A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete fibers*. Geotextiles and Geomembranes, 21(2), pp.103-110.

TRAITEMENT D'UN SOL AFFAISSABLE (REGION D'AIN NOUISSY (MOSTAGANEM) PAR UN AJOUT DE SCORIE

N. BOUALLA¹, F.Z. HADJADJ¹

¹Université des Sciences et de la Technologie d'Oran. Oran. Algérie, Laboratoire LMST, email : nibrasnabila@yahoo.fr,

Résumé. Le risque de construction de structure sur des sols affaissables représente un défi significatif pour les ingénieurs géotechniciens en raison de la réduction soudaine du volume après mouillage. Ces sols sont rencontrés surtout dans les régions arides et semi arides.

Ce présent travail est une contribution à l'étude du comportement des sols affaissables, et au traitement avec la scorie, en vue d'améliorer les caractéristiques mécaniques de ce type de sol et de diminuer son effondrement lors de son humidification.

Les essais pour réaliser l'efficacité du traitement utilisé sont les essais de limites d'Atterberg. On a tracé les courbes représentatives, calculé le potentiel d'affaissement et par la suite une étude paramétrique a été faite. Cette étude montre des résultats satisfaisants en réduisant le potentiel d'affaissement.

Mots clés : Potentiel d'affaissement, Sol de AIN NOUISSY, Traitement, Scorie.

Abstract. The risk of structural construction on sagging soils poses a significant challenge to geotechnical engineers due to the sudden reduction in volume through wetting. These soils are found especially in arid and semi-arid regions.

This present project is a contribution to the study of the behavior of collapsible soils, and to the physical treatment of this phenomenon with slag, in order to improve the mechanical characteristics of this type of soil and reduce its collapse during its humidification.

The tests to achieve the effectiveness of the treatment used are the Atterberg limit tests (NF P 94-051). Representative curves were drawn, the sagging potential calculated, and subsequently a parametric study was carried out. This study shows satisfactory results in reducing the potential for sagging.

Key words: Subsidence potential, Soil of AIN NOUISSY, Treatment, Slag.

1 Introduction

Les sols dits affaissables et de structure métastable sont des sols qui deviennent instables sous un certain chargement ou sous des conditions environnementales données. Pour être métastables, ces sols doivent avoir une structure ouverte, c'est à dire que la matrice granulaire des particules solides doit avoir un arrangement ouvert capable de devenir rapidement et considérablement un arrangement serré produisant une structure stable (Sultan, 1969; Rogers, 1995).

Dans le cas où le choix d'un autre site pour l'ouvrage est impossible, la solution possible reste la stabilisation du sol : c'est-à-dire, l'amélioration des propriétés du sol. Plusieurs chercheurs se sont penchés sur le traitement des sols affaissables par des procédés, qui soucieux de la sensibilité et de l'importance des constructions que l'on allait réaliser au-dessus ou à proximité, optent pour tel ou tel choix de méthode et qui, le plus souvent obéissent à des contraintes techniques et surtout économiques.

Le traitement de ces sols se base généralement sur leur profondeur et de la capacité portante que requiert l'ouvrage (Ayadat, 1996).

Le programme d'essai a été réalisé dans deux laboratoires : le laboratoire du département de Génie Civil (MDS) de l'Université de Mohamed Boudiaf d'Oran et le laboratoire Serside.

Notre objectif est de montrer qu'il est possible de diminuer le potentiel d'affaissement, en utilisant la scorie, en substituant le pourcentage de notre sol par la scorie (12.5%, 25%, 37.5%).

2 Matériels et Méthodes

2.1. Localisation et géologie du site

Le sol étudié est situé dans la région d'Ain Nouissy Mostaganem (nord-ouest de l'Algérie), dont la superficie est de 680 Km² et qui ne dépasse guère 105 mètres d'altitude. Elle est distante de 17Km de Mostaganem. Cette région est considérée comme une zone semi-aride. Les précipitations annuelles moyennes dans cette région sont de 329mm. Selon la classification de Koppen-Geiger, le climat est de type semi-aride, ce qui explique une semi-aridité (sèche et chaude). Dans cette région, la faible pluviosité, la forte évaporation et les pratiques agricoles intensives induisent la surexploitation de l'eau d'irrigation et empêchent la lixiviation du sol (Figure 1 et 2).



Figure. 1. Photo satellitaire de la zone d'étude d'Ain Nouissy (Mostaganem) (Hadjadj, 2019).

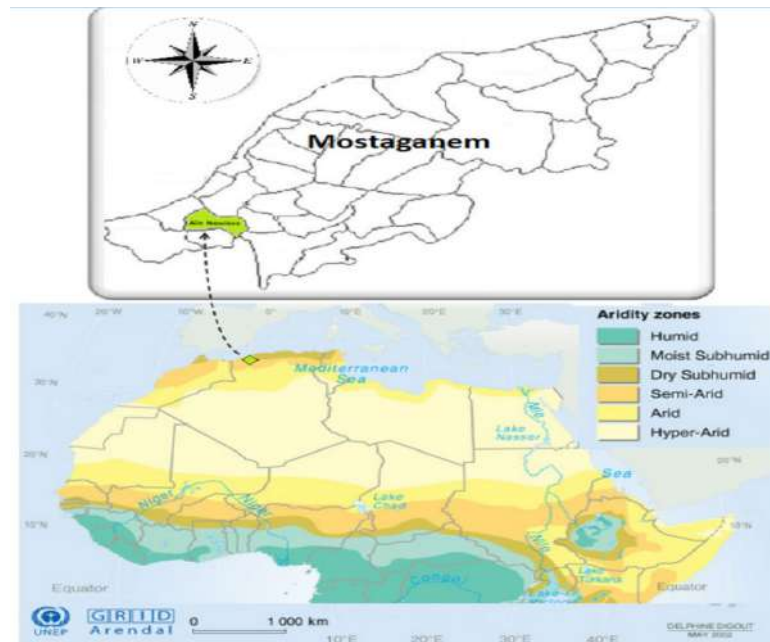


Figure. 2. Localisation du site d'Ain Nouissy Mostaganem (Hadjadj, 2019)..

2.2. La scorie

Les pierres poreuses de Scorie sont des roches volcaniques, caractérisées par un refroidissement très rapide, vu le taux élevé de pores (60 à 75%), qui se forment lors de la sortie des gaz. Leur faible densité se forme sous une température de 500 à 600 ° C. Ces pierres appartiennent à la même famille géologique à laquelle appartient la pouzzolane et ont presque les mêmes propriétés sauf qu'ils sont plus léger (Poids volumique : de 0.72 à 1.57 g / cm³) et plus poreux que le pouzzolane, car il en diffère par les proportions des composants.



Figure.4. Scorie volcanique.

La composition chimique des scories est représentée sur le tableau 1.

Tableau 1. Composition chimique des scories.

Élément	%
SiO ₂	43.73 - 50.84
Al ₂ O ₃	17.11 - 19.73
TiO ₂	01.70- 02.20
Fe ₂ O ₃	02.20- 02.85
FeO	05.61- 07.94
M ₄ O	00.13- 00.20
MgO	02.79 - 07.00
CaO	06.71- 09.20
Na ₂ O	03.62- 06.33
K ₂ O	00.70- 01.98
P ₂ O ₅	00.55 - 00.61
P.F.	02.70 - 04.20

L'objectif du traitement aux fines de scories est une amélioration des sols fins trop humides (limoneux ou argileux) dans le but de favoriser la mise en œuvre des couches et de permettre un compactage correct afin d'améliorer la portance. Ce traitement n'est pas applicable aux sols sableux (insensible à l'eau).

Les effets du traitement aux fines de scorie sont :

- Une correction granulométrique du mélange.
- Une réduction de la teneur en eau du mélange.
- Une floculation des particules argileuses, augmentant la perméabilité et réduisant la cohésion.

3 Résultats

3.1. Propriétés du sol étudié

Tableau2. Propriétés du sol étudié.

Paramètre	γ	γ_s	γ_d	γ_{dmax}	Wl	Wp	Ip	ω_{opt}
	(g/cm ³)				(%)			
Valeur	1.74	2.7	1.5	1.85	42.8	22.1	20.7	17.5

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer la répartition dimensionnelle en poids des particules constituant notre sol étudié. Elle a été effectuée par tamisage sous l'eau pour les éléments supérieurs à 80 µm et par sédimentation pour les éléments inférieurs à 80 µm. La courbe granulométrique représentée sur la figure 3 montre que l'argile a plus de 50% d'éléments inférieurs à 80 µm et que le pourcentage d'éléments inférieurs à 2 µm est de 23%.

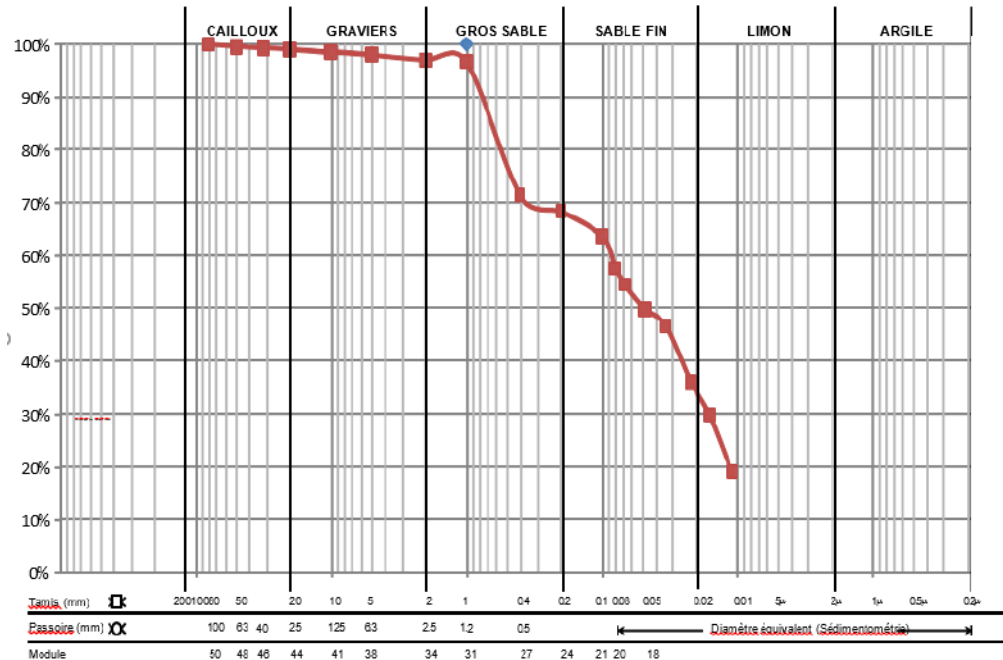


Figure.3. Courbe granulométrique du sol étudié (Hadjadj, 2019).

3.2. Classification de sol

JENNINGS et KNIGHT (1975) donnent une classification des sols affaissables en fonction de la gravité du problème et des valeurs de potentiel d'affaissement. Cette classification est représentée dans le tableau 3.

La courbe œdométrique (e , $\log \sigma$) est tracée sur la figure 4. Celle-ci nous permet de calculer les potentiels de collapse (C_p) (Tableau 4) qui donner par la relation suivante :

$$C_p = \frac{\Delta h}{h_0} \times 100 = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times 100 \quad (1)$$

Où :

C_p : potentiel de collapse (%).

Δh : Tassement observé au cours d'un cycle de chargement de 24h.

h_0 : Hauteur initiale de la cellule œdométrique.

Tableau 3. Classification des sols affaissables en fonction des valeurs de potentiel d'affaissement. Jennings et Knight (1975) (Abbech et al., 2005).

C_p (%)	Degré du problème
0 à 1	Pas de problème (sol non collapsible)
1 à 5	Troubles modérés (sol moyennement collapsible)
5 à 10	Troubles
10 à 20	Troubles sévère (sol très collapsible)
>20	Troubles très sévères

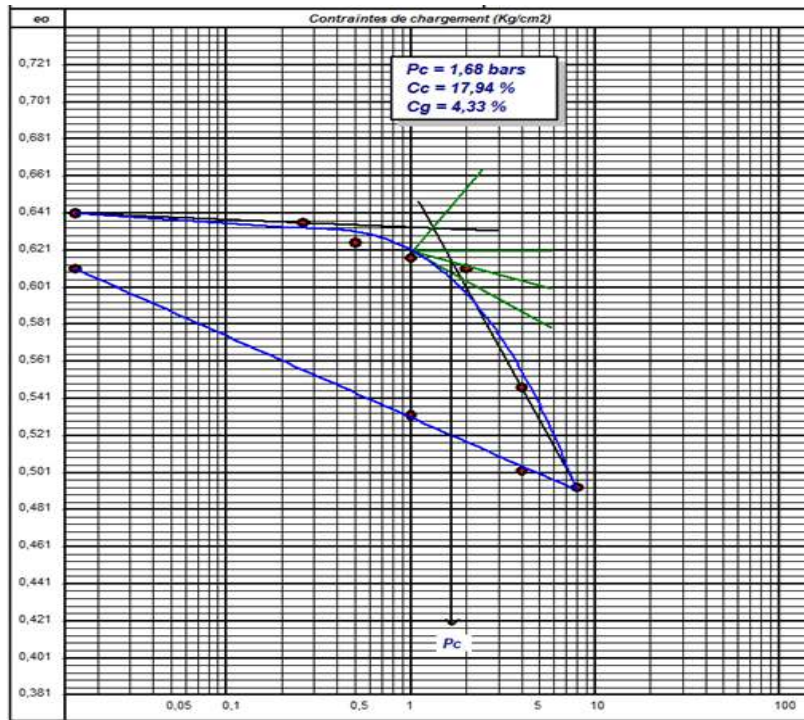


Figure.4. Courbe de compressibilité de l'argile d'Ain Nouissy (Hadjadj, 2019).

Tableau 4. Les résultats de l'essai œdométrique ($\omega=25$; $e_0=0.46$)

Contraintes (Kpa)	e	$\Delta e = e_0 - e$	$C_p = \left(\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right) \times 100$
0.01	0.641	0.0181	12.4
0.25	0.636	0.176	12.05
0.5	0.626	0.166	11.7
1	0.616	0.156	10.7
2	0.606	0.146	10
4	0.546	0.086	5.9
8	0.491	0.031	2.12
4	0.501	0.041	2.80
1	0.531	0.071	2.9
0.01	0.611	0.151	10.34

3.3. Reconstitution et préparation des échantillons

Trois mélanges de sol composés des différents pourcentages de l'argile-limoneux et de la scorie ont été proposés pour le programme d'essai (Tableau 5).

Tableau 5. Mélange des sols étudiés.

	Sol 1	Sol 2	Sol 3
Argile limoneux	350g	300g	250g
Scorie	50g (12.5%)	100g (25%)	150g (37.5%)

4 Discussion

D'après le tableau 4, la valeur du coefficient C_p varie entre 2.12 et 12.4. Ce qui donne que le degré du problème du sol étudié selon la classification de Jennings et Knight (1975) entre un sol non collapsible et sol très collapsible. En moyenne $C_p=8$, ce qui permet de classer le sol de Nouissy parmi les sols toubles (sol collapsible).

Les résultats du traitement sont exprimés dans les tableaux suivant :

Tableau 6. Résultats des valeurs des limites d'Atterberg.

	W_L	W_P	I_P	I_L	I_c
Sol 1	41.41	26.47	14.93	0.14	0.28
Sol 2	40.76	19.1	21.69	0.68	0.28
Sol 3	36.8	23.22	13.58	0.20	0.92

Selon Ayadat et Ouali (1999), si $I_p \leq 20$ et $15\% \leq W_L \leq 35\%$, le sol est collapsible. On constate d'après les résultats montrés sur le tableau 6 que les trois mélanges représentent des sols non collapsible avec un potentiel de gonflement est faible (Selon Snethen (1980) (Tableau 7)).

Tableau 7. Relation entre le potentiel de gonflement et l'indice de plasticité (Snethen, 1980).

I_p(%)	Potentiel de gonflement
>35	Très élevé
22-48	Elevé
22-32	Moyen
<18	Faible

5 Conclusion

L'argile étudiée est constituée principalement de fines de moyenne plasticité avec un taux d'affaissement remarquable. En présence d'eau, cette argile perd ses caractéristiques et devient médiocre et de ce fait elle tasse. D'après les analyses physiques, on constate qu'il s'agit d'un sol argileux peu plastique, classé comme argile-limoneux, pâteuse ou très molle, moyennement compressible, argile calcaire.

Afin d'augmenter la résistance de l'argile d'Ain Nouissy, nous avons procédé à l'amélioration de ses caractéristiques en ajoutant des scories en différentes proportions. Notre étude concerne seulement la variation de consistance tant que les caractéristiques des sols sont liées entre eux.

Selon les résultats obtenus, nous avons remarqué que l'argile devient de moins en moins plastique en fonction de l'augmentation des pourcentages de scories, avec une diminution de la limite de liquidité W_L et l'indice de plasticité I_p . Le sol devient moins cohérent et de ce fait le taux d'affaissement et la compressibilité diminuent et l'argile devient plus résistante et stable.

Références

- [1] Abbeche, K., Mokrani, L., & Boumekik, A. : *Contribution à l'identification des sols effondrables*. Revue française de géotechnique, (110), 85-90 (2005).
- [2] Ayadat, T. : Note technique: *Traitement d'un sol affaissable par la chaux*. Revue française de géotechnique, (77), 69-72 (1996).
- [3] Ayadat, T., Ouali, S. : *Identification des sols affaissables basée sur les limites d'Atterberg*. REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE 86, 53-56 (1999).
- [4] Hadjadj, F., Z. : Influence des constituants d'un sol sur la résistivité électrique. These de doctorat. Université Abdelhamid Ibn Badis. Mostagane (2019).
- [5] Jennings, J.E., Knight, K. : *A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure*. In: 6th Regional Conference Proceedings for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 99-105 (1975).
- [6] Rogers, C. D. F. : *Types and distribution of collapsible soil*. In DERBYSHIRE, E., DIJKSTRA, T. A. and SMALLEY, I. J., (eds). The Genesis And Properties of collapsible Soils, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, the Netherlands, 1-17 (1995).
- [7] Snethen, D. : *Expansive Soils*. American Society of Civil Engineers, New York, NY 2, 935 (1980).
- [8] Sultan, H. A. : *Collapsing soils: State of the Art*. Proc. 7th Int. Conference on Soil Mech. and Found. Engineering, Mexico, 3, 445-450 (1969).

ETUDE DE L'EFFET DU MELANGE BENTONITE-CIMENT SUR LA SUCCION ET LA MICROSTRUCTURE DES SOLS AFFAISSABLES

S. BELLIL¹

¹ Université Batna 2 Mostafa Ben Boulaid, Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée, LRHYA, email : bellil.soumia88@gmail.com.

Résumé. La présence de sollicitations thermiques modifient l'état de l'eau interstitielle et le comportement hydromécanique des sols non saturés. Le sud-est Algérien n'est pas épargné du phénomène d'affaissement des sols, car ces territoires ont un climat méditerranéen saharien, aride et semi-aride. Dans le présent article, on étudie l'effet de la succion sur le comportement hydrique du sol affaissable reconstitué au laboratoire humidifié à différentes teneurs en eau et soumis à différentes compacités ainsi que l'influence de l'ajout du mélange bentonite-ciment sur l'analyse microstructurale. Cette étude montre que le traitement modifie les caractéristiques mécaniques et les compositions chimiques du sol et donne des résultats satisfaisant en réduisant le potentiel d'affaissement et donne une liaison intergranulaire entre les grains sous forme des ponts argileux, ont conduit à la formation d'un matériau dense et stable.

Mots clés : Sol affaissable, Ciment, Bentonite, Suction, MEB.

Abstract. The presence of thermal stresses modify the state of the pore water and the hydromechanical behavior of unsaturated soils. Southeastern Algeria is not spared from the phenomenon of land subsidence, because these territories have a Saharan Mediterranean climate, arid and semi-arid. In this article, we study the effect of suction on the water behavior of the collapsible soil reconstituted in the laboratory humidified at different water contents and subjected to different compactness as well as the influence of the addition of the bentonite-cement mixture on the microstructural analysis. This study shows that the treatment modifies the mechanical characteristics and the chemical compositions of the soil and gives satisfactory results by reducing the potential for subsidence and gives an intergranular bond between the grains in the form of clay bridges, led to the formation of a dense and stable material.

Key-words: Collapsible soil, Cement, Bentonite, Suction, SEM

1 Introduction

Les sols affaissables sont définis comme des sols non saturé caractérisés par une faible teneur en eau cimentés par un faible pourcentage d'éléments fins, d'éléments chimiques ou de tensions capillaires qui subissent une dissipation des liaisons et un réarrangement radical des grains avec une grande diminution de volume après inondation, causer une structure lâche et poreuse [6], suite à leur saturation, même sans ajout de charges supplémentaires, sont sujet à de grands tassements. Lors d'une inondation, une diminution de la pression négative de l'eau interstitielle est observée, et le remplissage devient humide ce qui conduit à son effondrement. Le problème de tassement excessif est localisé dans plusieurs régions du monde et très répandu dans les zones arides ou semi-arides, comme la région du sud-est de l'Algérie (Effondrement d'Ouargla, Octobre 1986). La source des dégâts spectaculaires, a suscité l'intérêt des chercheurs géotechniciens qui se sont intéressés dans un premier temps à élaborer des méthodes d'identification pour pouvoir diagnostiquer d'abord ce type de sol [9]. D'autres chercheurs, à travers leurs études, ont tenté d'apporter des solutions à ce phénomène à travers des méthodes de traitement appropriées aux spécificités de ces régions [4], [5], [7], [14]. Dans cette communication nous expliquons l'effet de la pression capillaire sur l'effondrement, ainsi que le comportement du traitement choisi sur l'évolution de la succion. Puis nous avons révélé les transformations microstructurels en présence le mélange (bentonite-ciment).

2 Matériaux et programme expérimental

Cette partie présente les essais de laboratoire effectués sur un sol reconstitué obtenu à partir de 75 % de sable d'Oued-Jedi (< 2 mm) rajouté à 25 % de kaolin de Tamazert (< 80 μm). Les critères d'effondrement confirmés par plusieurs auteurs montrent que ce sol préparé artificiellement possède un comportement analogue aux sols naturels [1], [5], [4], [7].

Il se caractérise par sa granulométrie étalée. Sa teneur en eau à l'optimum Proctor normal est égale à 10,42 % et sa densité sèche est de 1,90 t/m³. Ensuite le mélange bentonite-ciment est utilisé comme traitement avec différentes doses selon la modalité indiquée dans le tableau 1. En travaillant sur une bentonite de Hammam Boughrara (en poudre) et le ciment d'Ain Touta (Type: CPJ-CEM II classe A 42,5). Les paramètres physico-chimiques et minéralogiques obtenus sont présentés dans le tableau 2:

Tableau 1. Modalité de traitement

Nature du traitement	Dosages (%)			
Bentonite	10	8	6	4
Ciment	2	4	6	8
			10	

Tableau 2. Caractéristiques physico-chimiques et caractérisation minéralogiques des matériaux

Paramètres	Sol reconstitué	Paramètres	Bentonite	Paramètres	Ciment
C_u (%)	12,65	I_p (%)	117,54	pH	6,88
VBS (g/100g)	1,60	W_r (cm³/g)	35,00	CaO (%)	66,31
CaCO₃ (%)	16	VBM (g/100g)	29,41	CSH (%)	40,30
SO₄⁻² (%)	0,5	pH	9,90	C₃S (%)	11,72
pH	8,10	Smectite (%)	82,00	C₃A (%)	7,31
Quartz (%)	28,490	Quartz (%)	58,455	Quartz (%)	24,830
Kaolinite (%)	9,655	Feldspaths (%)	10,143	Kaolinite (%)	4,790

Dans cet article, nous présentons les résultats de l'essai de la mesure de la succion exécuté par la technique du papier filtre type Whatman 42 exposé dans la norme ASTM D 5298-94 [2] pour étudier la relation entre la pression capillaire et le taux d'effondrement liée à la distribution de la taille des pores avant et après traitement. L'essai microscope électronique à balayage (MEB) assistée d'une microsonde (EDAX), a pour but de déterminer la composition des cristallites et leur morphologie.

Pour préparer nos échantillons, nous avons malaxés initialement à sec afin d'obtenir un mélange homogène, puis ils ont humidifiés avec différents teneurs en eau (4, 6 et 8 %) et placés dans un bague conçu au laboratoire avec d'un diamètre de 70 mm et d'une hauteur de 20 mm en deux couches séparées par un tripler de feuilles de papier filtre, compacté à différentes compacités (30, 50 et 70 Coups) à l'aide d'une dame de compactage [8]. L'ensemble sont placés dans un bocal en verre, ce dernier est placé dans un sac plastique, tous sont conservés dans un sac isotherme et laissés dans un endroit pendant 7 jours. Concernant l'analyse au MEB, nous utilisons la même série des échantillons récupérés après la réalisation de l'essai de la succion, séché à l'air libre pour éviter le changement significatif de leurs propriétés [11].

3 Résultat des essais et analyse

3.1. Etude de l'effet de la succion sur le potentiel d'affaissement C_p

D'après les résultats obtenus dans le tableau 3, on peut voir que l'augmentation de la teneur en eau induit une diminution de la succion et le potentiel d'effondrement progressivement du sol témoin (SNT) avec différents nombres de compactage (30, 50 et 70 Coups), [5]. Il est observé que la pression capillaire

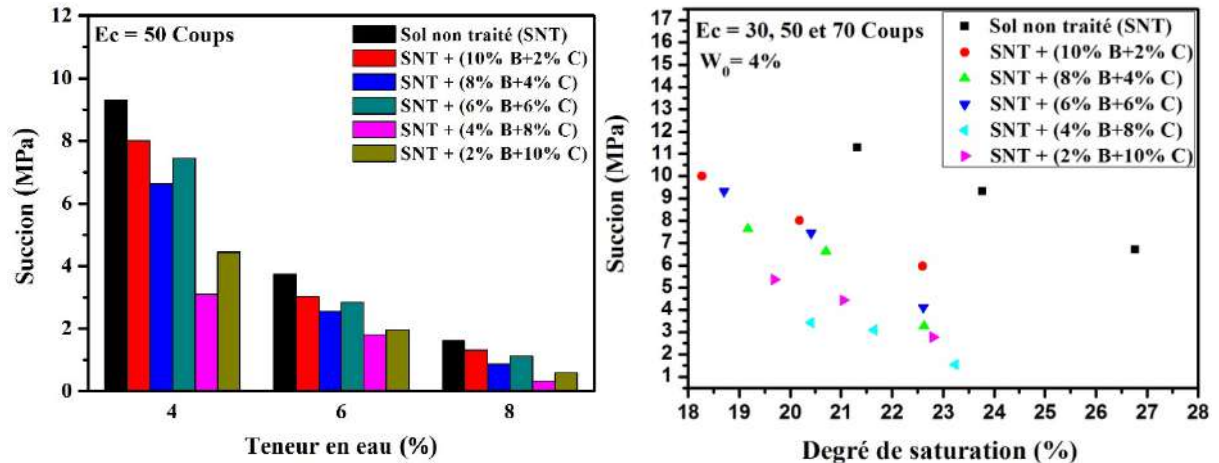
augmente lorsque la teneur en humidité ou le degré de saturation diminue, ce qui confirme les recherches antérieures [14]. Cela explique que les ponts capillaires entre les grains sont forts, il se produit une liaison entre les cristallites de kaolinite par rapport aux cristaux de quartz, ce qui stabilise le sol et rendant moins effondrable. En revanche, Une humidification du sol à 8 % réduira la succion et détruira les agents de liaisons [9]. Cela va cisailer les contacts inter-granulaires et par là un nouvel équilibre de la structure [12].

Tableau 3. Représentation de la succion et le potentiel d'effondrement avant et après traitement

Type de sol	Teneur en eau (%)	4			6			8		
	Nombre de coups E_c	30	50	70	30	50	70	30	50	70
Sol reconstitué (SNT)	S_r (%)	21,328	23,767	26,767	31,800	35,255	39,454	42,063	45,591	49,417
	C_p (%)	8,350	5,232	3,578	8,166	5,105	3,104	7,712	4,390	2,239
	S (MPa)	11,288	9,314	6,707	5,561	3,744	2,484	2,831	1,611	1,148
SNT+ (4%B+8%C)	S_r (%)	20,411	21,650	23,230	30,000	32,400	34,132	39,556	40,823	43,512
	C_p (%)	1,500	0,706	0,662	1,659	0,495	0,462	1,102	0,209	0,220
	S (MPa)	5,375	4,441	2,773	2,514	1,966	1,221	0,323	0,584	0,540

3. 2. Effet du mélange (bentonite-ciment) sur l'évolution de la succion

La figure 1, montre que la succion du sol traité diminue par rapport au sol témoin, ce qui justifie l'effet du traitement sur la tension capillaire qui a rendu le sol modéré effondrable. Ceci est dû au phénomène d'adsorption d'eau par les minéraux argileux montmorillonitiques [10], qui entraîne des produits cimentaires qui provoquent l'agglomération des particules de sol. Par ailleurs, l'attaque chimique du ciment, qui produit les cations Ca^{+2} nécessaires aux réactions d'échange cationique développées par le mode de contacts entre les agglomérats occupant de grands volumes de la structure [13], cela conduit une modification de la distribution de la taille des pores, ce qui rigidifie le matériau.



3. 3. *Influence de la succion sur la transformation microstructurale et les caractéristiques minéralogiques du sol non traité*

La figure 2.a montre une microstructure relativement aérée, il est constitué de petits agrégats d'argile de kaolinite jointifs, assemblés en amas de quartz avec une liaison entre les gros grains détruite dont la teneur en eau est de (4 %) rend la structure métastable avec présence de grands espaces inter-agrégats (4 à 8 μm) et beaucoup des vides inter-grains (1 à 2,5 μm) correspondant à un faible compactage ($E_c=30$ coups). Cette microstructure subit une légère modification en présence d'une cohésion apparente due à la tension capillaire lors de l'accroissement de l'humidité. La figure 2.b, est caractérisée par une microstructure relativement compacte ($E_c=70$ coups) dans laquelle les gros grains quartzeux sont régulièrement distribués dans la matrice argileuse malgré la présence des porosités inter-grains plus petits taille (0,25 à 0,05 μm). Donc on peut dire que le sol est peu affaissable, c'est-à-dire les agrégations de kaolinite remplissent les pores inter-agrégats avec une forte connectivité cristalline entre les minéraux argileux et les grains, pour retrouver une structure bien agglomérée et un mélange homogène.

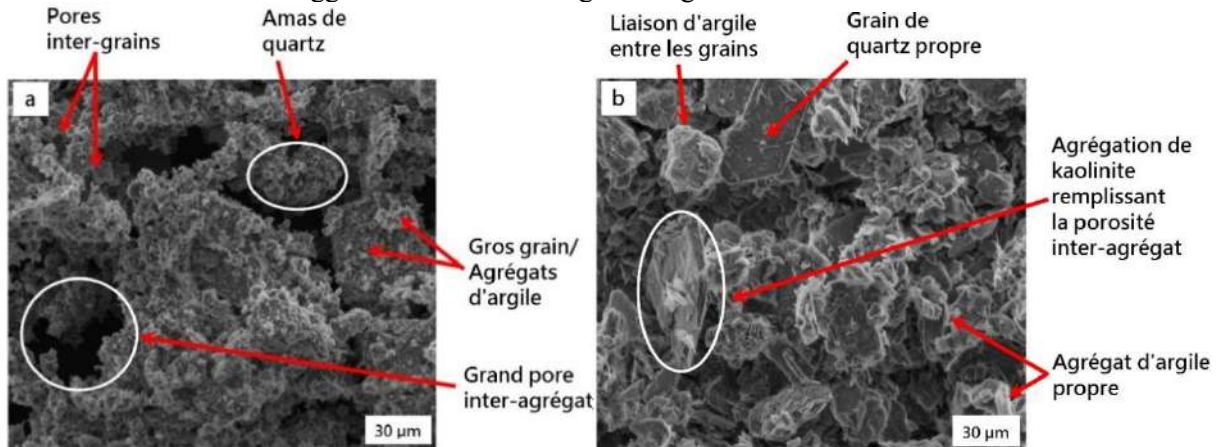


Figure. 2. Micrographe MEB du sol témoin: (a) $w_0 = 4 \%$ et $E_c = 30$ Coups (b) $w_0 = 4 \%$ et $E_c = 70$ Coups

3. 4. *Influence de la succion sur la transformation microstructurale et les caractéristiques minéralogiques du sol traité avec 4 % de bentonite et 8% de ciment*

Les images MEB illustrent un changement significatif dans la microstructure du sol traité avec un mélange de bentonite-ciment par rapport au sol non traité. On remarque la présence des blocs de cristaux de chaux vive (CaO) traduisant l'action d'adhésion à une nouvelle surface due à l'effet du ciment au contact de l'humidité (4%) absorbante par le sol, ce qui conduit à la formation d'hydroxyde de calcium sous forme réticulaire qui lie les agrégats [3], et évolue une structure assez homogène ($E_c=30$ coups). En plus la texture colloïdale résultant de l'effet de l'argile montmorillonite augmente le temps de prise du ciment et rigidifie rapidement le sol de manière irréversible pour produire les actions cimentaires [10]. Ainsi que, d'améliorer la résistance à l'adoucissement de l'eau, peut être intéressante pour développer le squelette des particules et diminuer la taille des pores [7], (Figure 3.a).

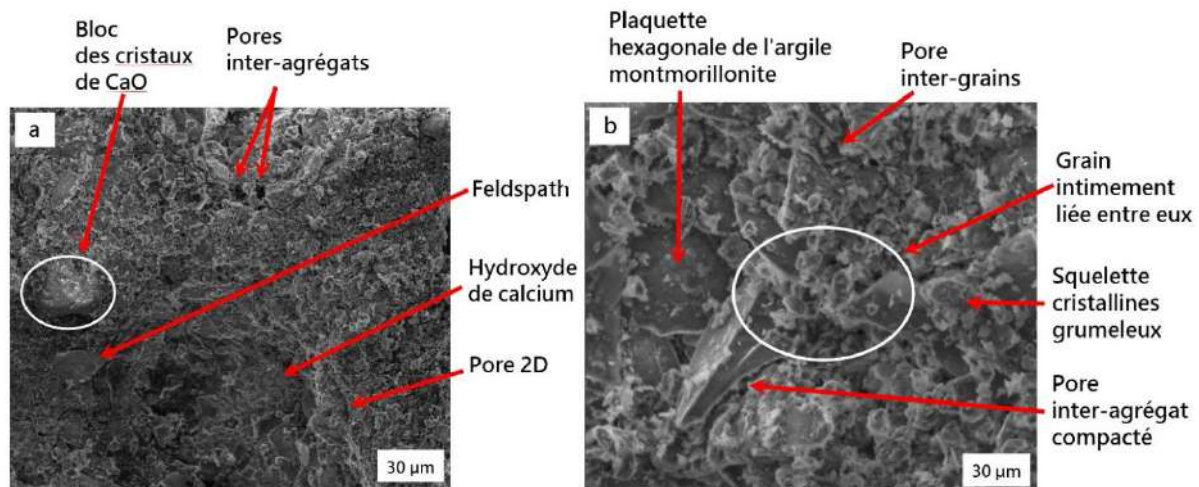


Figure 3. Photos au MEB du sol traité à 4 % de bentonite et 8% de ciment :
(a) $w_0 = 4\%$ et $E_c = 30$ Coups **(b)** $w_0 = 4\%$ et $E_c = 70$ Coups

Contrairement à la micrographie capturée par MEB sur la figure 3.b, on remarque clairement que les éléments se sont réarrangés en créant une densification du notre sol ($E_c = 70$ coups) avec les grains qui intimement liés en diminuant la taille des pores inter-grains. On note également que la taille des pores intra-agrégats a changé donc on résulte bien l'effet de l'attaque chimique du ciment former des composés à base de l'hydroxyde de calcium qui remplissent ces pores et forment de nombreux ponts solides [13]. Tandis que l'argile montmorillonite accélère l'hydratation du ciment (4%) due à sa forte activité [3], laquelle résulte de la réaction d'échange cationique entre les cations compensateurs des charges de l'échantillon et les cations Ca^{+2} qui dérivent de la dissociation de la portlandite en milieu aqueux ; un composé formé lors de l'hydratation du ciment et des particules constituées essentiellement de calcium et de soufre ont été observées sur l'EDAX [7].

4 Conclusion

Les conclusions principales qu'on peut tirer de cette étude se résument comme suit :

- D'après les essais de la succion, plus la teneur en eau est faible, plus les liaisons entre les particules sont fortes. La succion fournit une certaine force capillaire et renforce ainsi les liaisons entre les grains du sol témoin. Par contre, les liaisons capillaires sont détruites sous l'effet de l'ajout du mélange bentonite-ciment. En conséquence, le phénomène d'adsorption de l'argile montmorillonite (4%) et le durcissement du ciment (8%), qui engendre à une augmentation de connecteur composé par les cristallites, provoquant une structure grumeleuse et dense. Donc la susceptibilité d'effondrement n'est pas de risque.
- L'observation au MEB a montré que le sol reconstitué est caractérisé par une structure lâche avec une grande surface poreuse, par rapport au sol traité avec un mélange de bentonite-ciment est caractérisé par une structure dense avec réarrangement des particules. En conséquence, les ions de sodium (Na^{+}), et de calcium (Ca^{++}) sont capturés par les particules d'argile pour former des produits cimentaires, qui laisse des espaces poreux occupés. Ces résultats prouvent l'effet du traitement sur le comportement hydromécanique, qui donne une structure cristalline grumeleuse avec l'apparition des cristaux de chaux vive et évolue la surface spécifique de la montmorillonite et forme des liaisons très fortes par les forces attractives ioniques. Cela conduit à une structure rigide et stable.

Références

- [1] Abbeche, K., Bahloul, O., Ayadat, T., Bahloul, A.: *Treatment of collapsible soils by salts using the double consolidation method*. Experimental and Applied Modeling of Unsaturated Soils. Proceedings of Geoshanghai, Shanghai, Chine, doi: 10 1061/41103 (396)10 (2010).

- [2] ASTM D 52980-094: *Standard test method for measurement of soil potential (Suction) using filter paper*. Vol. 4.09, pp 154–159, (1995).
- [3] Ata, A.A., Salem, T.N., Elkhawas, N.M.: *Properties of soil-bentonite-cement bypass mixture for cutoff walls*. Construction and Building Materials, 93, 950–956 (2015).
- [4] Bahloul, O., Abbeche, K., Bahloul, A., Halitim, A.: *Effect of sodium chloride on the wetting induced collapse strain of soils*. MJCE, 26, 119–135 (2014).
- [5] Bakir, N., Abbeche, K., Panczer, G.: *Experimental study of the effect of the glass fibers on reducing collapse of collapsible soil*. Geomechanics and Engineering, 12(1), 71–83 (2017).
- [6] Barden, L., McGown, A., Collins, K.: *The collapse mechanism in partly saturated soil*. Engineering Geology, 7, pp 49–60 (1973).
- [7] Bellil, S., Abbeche, K., Bahloul, O.: *Treatment of a collapsible soil using a bentonite–cement mixture*. Studia Geotechnica et Mechanica, 40(4), 233–243 (2018).
- [8] Benkadja, R.: *Influence de l'essence sur le degré de l'affaissement des sols*. The Geological Society of London, IAEG 2006, pp 742 (2006),
- [9] Delage, P.: *Effondrement d'un matériau de remblai compacté trop sec*. ICSMFE, Rio (1989).
- [10] Duc, M., Zadjaoui, A., Maloula, A., Lubineau, F.: *Contribution of microstructural analysis to the quantification of the swelling-shrinkage phenomenon in some bentonitic clays*. EuroClay, Aveiro Portugal, 22–27 (2007).
- [11] Eisazadeh, A.: *Physicochemical behavior of lime and phosphoric acid stabilized clayey soil*. Doctoral dissertation, Universiti Teknologi Malaysia, Faculty of Civil Engineering, (2010).
- [12] Likos, W.J., Lu, N.: *Filter paper technique for measuring total soil suction*. Transportation Research Record 1786, Paper No. 02–2140, 120–128 (2002).
- [13] Sasanian, S., Newson, T.A.: *Basic parameters governing the behaviour of cement-treated clays*. Soils and Foundations, 54, 209–224 (2014).
- [14] Ziani, H., Abbeche, K., Ibrahim, M., Andrade Pais, L.J.: *Treatment of Collapsible Soils by Additions of Granulated Slag and Natural Pozzolan*. KSCE Journal of Civil Engineering 23(3), 1028–1042 (2019).

ÉTUDE EXPERIMENTALE DE L'EFFET DE LA POZZOLANE NATURELLE SUR LE COMPORTEMENT D'UN SOL AFFAISSABLE

H. ZIANI¹, S. DEBOUCHA², A.R. AMRIOU²

¹Université de Bordj Bou Arreridj, Laboratoire LARHYA, email : zianihicine@yahoo.fr

²Université de Bordj Bou Arreridj, Laboratoire. Structures I, email : debouchas@gmail.com

²Université de M'sila, Laboratoire développement Géo, email : rachiddz1@yahoo.fr

Résumé. En Algérie, le phénomène d'affaissement des sols se manifeste le plus dans le sud où le cisaillement des pipelines assurant le transport des hydrocarbures vers le nord fait preuve. L'exploitation des sols à risque oblige les spécialistes à prévoir de multitudes de traitements afin de les rendre constructibles. Les études portent sur les causes, leurs types et le choix d'un traitement fiable, non coûteux, durable et ami de la nature. Dans cette étude expérimentale on propose la stabilisation du sol par ajout des taux de la pouzzolane naturelle (PZN), à cet effet des tests de compressibilité à l'oedomètre et de mesure de succion au papier-filtre Whatman 42, pour évaluer les modifications sur l'eau interstitielle et le comportement hydromécanique du sol non saturé. Les résultats montrent que, l'augmentation du taux de la PZN, de la teneur en eau et du compactage, réduit le potentiel d'affaissement (CP) et l'aspiration du sol.

Mots clés : Sol affaissable, oedomètre, succion, pouzzolane.

Abstract. In Algeria, the phenomenon of soil subsidence is most evident in the south where the shearing of pipelines transporting hydrocarbons to the north is demonstrated. The exploitation of the soils at risk obliges the specialists to envisage multitudes of treatments in order to make them constructible. Studies focus on the causes, their types and the choice of a reliable, inexpensive treatment, sustainable and nature-friendly. In this experimental study we propose the stabilization of the soil by the addition of natural pozzolan (PZN) rates, for this purpose compressibility tests with the oedometer and suction measurement with Whatman 42 filter paper, to evaluate changes in pore water and hydromechanical behavior of unsaturated soil. The results show that, increasing the rate of PZN, water content and compaction reduces the potential of collapse (CP) and suction of the soil.

Key words: Collapsible soil, oedometer, suction, pozzolan.

1 Introduction

Vu les désordres observés sur les ouvrages (tassements différentiels des constructions civiles, industrielles et routières, glissements de talus, digues ou barrages en terre, éboulements de parois de galeries souterraines ou encore les tassements des remblais, ont obligé les géotechniciens au milieu des années 1980 de donner plus d'importance aux sols non saturés. Parmi eux les sols affaissables qui sont largement répandus dans le monde, caractérisés par des structures lâches ou peu denses formées souvent de grains allant du limon au sable fin (Abbeche, 2005). Ils sont localisés dans les régions arides et semi arides, occupent 13 millions de km² du globe, habitées par le 5^{ème} de la population mondiale (1,2 milliard d'habitants en 2000). Plus de 110 pays sont menacés par le phénomène de désertification. Les 2/3 du continent africain sont recouverts par des déserts ou des terres sèches (UNESCO 2006). La présence d'argile avec un pourcentage signifiant de fines dans un sol, suivi par une humidification volontaire ou involontaire favorise les phénomènes de retrait-gonflement et peut engendrer l'affaissement du sol en surface lorsqu'il est meuble (Abbeche et al ,2005), (Lade et Yamamuro, 1997). L'Algérie n'est pas épargnée de ce phénomène qui touche plusieurs régions et surtout le sud- est. L'extension urbaine, incite les spécialistes au milieu des années 80, d'établir de multitudes de méthodes de stabilisation où la profondeur de sol à risque et le type de fondation désignent la nature de traitement à appliquer (Ayadat, Dahili, Maiz H. A, 1998). L'efficacité de tel traitement consiste à réduire le potentiel d'affaissement

maximal ($C_{p_{max}}$) du sol. Notre travail consiste à étudier l'effet de l'addition de la pouzzolane naturelle (PZN), sur le potentiel d'affaissement ($C_{p_{max}}$) d'un sol reconstitué au laboratoire reconnu comme affaissable.

2 Matériels et Méthodes

Afin d'atteindre les objectifs de la présente étude un protocole d'essais à été réalisé au laboratoire, en se basant sur des tests de caractérisations géotechniques, des essais de compressibilité à l'oedomètre, des mesures de la succion au papier filtre whatman 42 et une analyse microstructurale associée au spectromètre à dispersion d'énergie (MEB/EDAX).

2.1. Matériaux Utilisés

Le kaolin trié (KT1) utilisé dans la composition du sol (S), provient du gisement de Tamazert de la wilaya de Jijel au nord-est de l'Algérie. Séché, broyé et tamisé à 80 μ m, plus le sable de la région de Boussaâda (Algérie), tamisé à 2mm. La pouzzolane en provenance du gisement de Beni saf, à l'ouest de l'Algérie. Broyée et tamisée à sec à 80 μ m.

Tableau 1. Analyse chimique et minéralogique du kaolin.

Pourcent age en poids	Analyse Chimique	Al ₂ O ₃	18,60
		CaO	0,07
		Fe ₂ O ₃	0.58 – 1.22
		K ₂ O	0.82 – 3.18
		MgO	0.22
		Na ₂ O	0.39
		SiO ₂	67.90
		TiO ₂	0.31
		P.A.F	5.68
	Analyse Minéralogique	Feldspath	10.00
		Kaolinite	25.00
		Quartz	50.00
		Matière micacée(Mica)	13.00
		Autres	2.00

L'analyse chimique et minéralogique est faite par la cimenterie Lafarge (Mascara) qui utilise ce type de pouzzolane naturelle pour la fabrication des ciments pouzzolaniques.

Tableau 2. Analyse chimique de la Pouzzolane de Bouhmidj, Beni Saf-Algérie.

Elément	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	P.A.F
Teneur (%)	49.60	15.01	5.72	15.10	6.50	0.77	1.20	2.60	3.25

2.2. Reconstitution des Sols

Le tableau 2 récapitule les formulations et l'appellation des différents sols utilisés.

Tableau 3. Appellation de sol non traité et sols traités

Sol	Appellation	Formulation
Sol non traité	S	80% Sable (2mm) +20% Kaolin (80 μ m)
Sols traités à la Pouzzolane Naturelle	S _{1P}	S + 1% pouzzolane naturelle (80 μ m)
	S _{3P}	S + 3% pouzzolane
	S _{5P}	S + 5% pouzzolane
	S _{7P}	S + 7% pouzzolane

2.3. Programmes d'Essais

Des essais standards ont été effectués sur les deux composants du sol (le sable et le kaolin) puis le sol reconstitué (S), des essais de compressibilités à l'œdomètre et de mesure de succion, pour caractériser le potentiel d'affaissement (C_p) du sol avant et après l'ajout de la PZN.

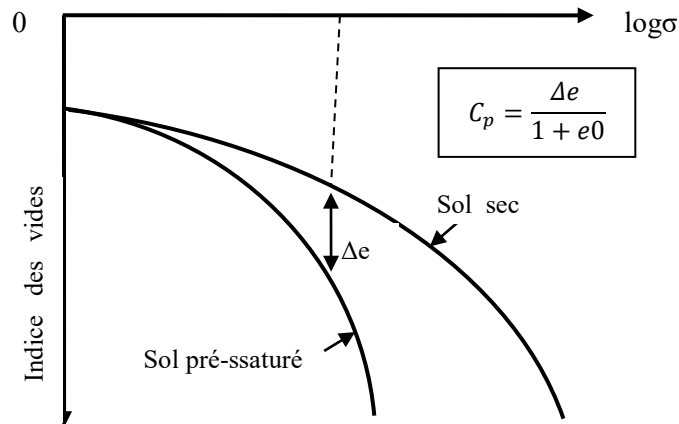


Figure 1. Essai double œdomètre.

3 Résultats

Les résultats des essais standards sont récapitulés dans le tableau 5 suivant.

Tableau 4. Caractéristiques géotechniques de (S).

Matériaux	Caractéristiques Géotechniques	
Sol non traité (S)	Limite de liquidité	$w_L = 21.56\%$
	Limite de plasticité	$w_p = 13.05\%$
	Poids volumique sec optimal	$\gamma_{dopt} = 2.013 \text{ g/cm}^3$
	Teneur en eau optimale	$w_{opt} = 8.83\%$
	Densité spécifique	$G_s = 2.59$
	Coefficient d'uniformité	$C_u = 16.12$
	Coefficient de courbure	$C_c = 2.26$
	Taux de particules fins $< 2\mu\text{m}$	$PF_{<2\mu\text{m}} = 7.16\%$
	Valeur du bleu de méthylène	$VBS = 0.592$

3.1. Essais de compressibilité à l'œdomètre

L'essai le plus performant pour l'appréciation du potentiel d'effondrement (C_p) des lœss et des sols affaissables et celui de l'œdomètre (Reznik.Y.M. 2000). À cet effet les essais de compressibilité effectués sur les échantillons de (S) montrent clairement son effondrabilité ($C_p > 1$). Ces résultats classe (S) dans la rubrique des sols allant de trouble modéré au trouble sévère selon la classification de Jennings et Knight (1975), et par conséquent justifié l'utilité de son traitement.

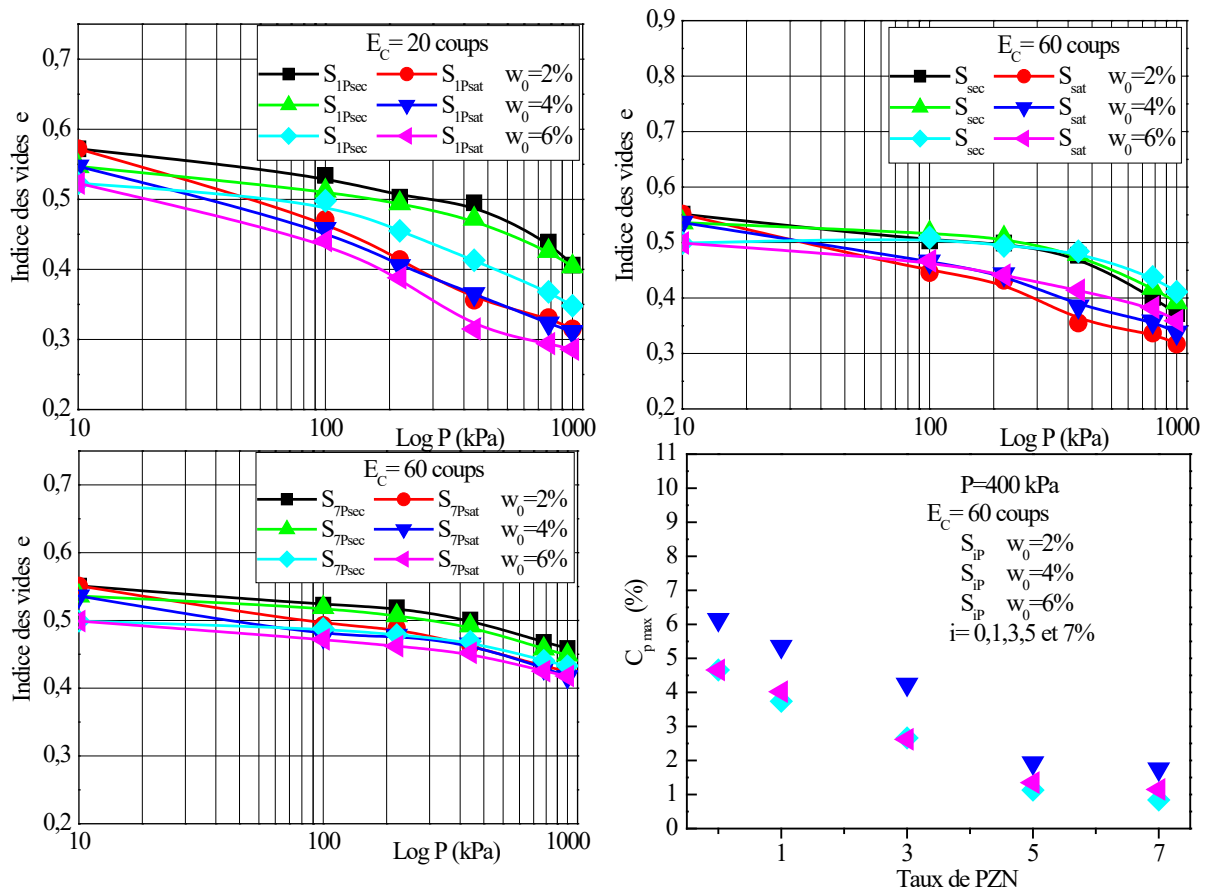


Figure.2. a) Courbe de compressibilité, b) variation de $C_{p \max}$ en fonction du taux de PZN

3. 2. Essais de succion au papier filtre (pf)

Les échantillons de sol sont préparés, mélangés dans un mortier en porcelaine, puis humidifiés à des teneurs en eau 2, 4, et 6% puis placés la bague oedométrique en deux couches séparées par un triplet de feuilles de papier filtre Whatman 42 dont le diamètre de l'intermédiaire et réduit de quelques millimètres pour préserver sa propreté, compactée à 20, 40 et 60 coups. L'ensemble est conservé dans un endroit où la température évoluée peu $25 \pm 1^\circ\text{C}$, pendant 7 jours.

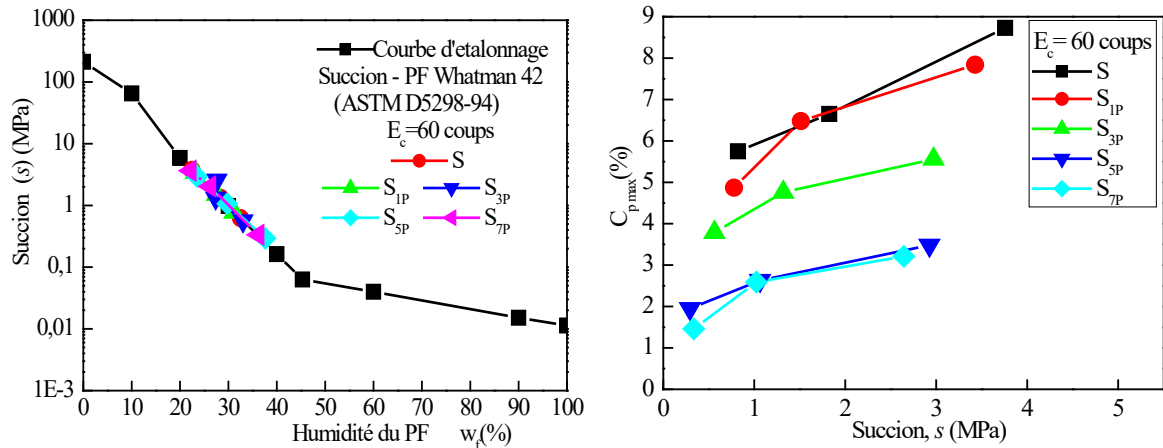


Figure. 3. Effet de la succion sur le $C_{p \max}$ des sols au PZN

3. 3. Analyse microstructurale au MEB/EDAX

Les images de la microscopie électronique à balayage (MEB) de la présente étude sont fournies par un microscope de type Quanta 250 à filament de tungstène de la compagnie FEI. Le Quanta MEB-EDAX est équipé de systèmes analytiques du spectre du rayonnement X qui permet la microanalyse par dispersion des rayons X.

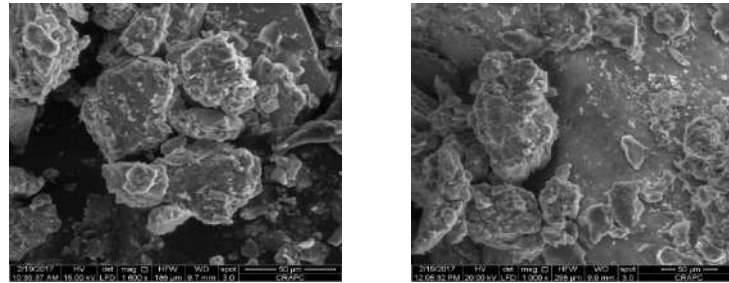


Figure. 4. MEB de sol avant traitement et après ajout de 7% de PZN

4 Discussion ou Interprétation

La variation du taux de la PZN de [0-5%], dans le sol (S), entraîne une réduction du potentiel d'affaissement ($C_{p \max}$) de 67,74%. Cela s'explique par la présence d'une pente descendante forte, indiquant la diminution des déformations dans la matrice granulaire des sols traités et par conséquent l'amélioration de leurs caractéristiques physiques et mécaniques. Au-dessus de 5% d'ajout les pentes s'aplatissent et les déformations inter granulaires deviennent faibles, allant de 3,61% à 4,10%, ce qui explique la stabilisation du sol. Cependant, on observe une diminution de la succion de 59.3% ce qui induit une régression du $C_{p \max}$ de 75.3% dans les échantillons traités à 7% de PZN, compactés à 60 coups et humidifiés à 6%. Les figures montrent que l'augmentation de (w_0), de (E_c) et le taux d'addition de la PZN diminuent la valeur du $C_{p \max}$ de 75.3% pour atteindre le taux de 1,15 dans l'échantillon S_{7p} humidifié à 6% et compacté à 60 coups.

La micrographie du sol traité à la PZN, montre une structure plus solide en raison de la cendre de pouzzolane et une meilleure microstructure du sol traité avec une meilleure cristallinité. Cet état d'hétérogénéité dans le matériau permet de piéger l'eau circulant dans des cavités, ce qui augmente la teneur en humidité et diminue la succion ainsi que le potentiel d'affaissement maximal ($C_{p \max}$) à une valeur proche de 1.

5 Conclusion

Le potentiel d'affaissement (C_p) diminue au fur et à mesure de l'augmentation du pourcentage des ajouts, la teneur en eau et le degré de compactage. Les valeurs minimales du potentiel d'affaissement sont obtenues dans les échantillons traités à 7% de PZN, compactés à 60 coups et humidifiés à 6%, le C_p atteint est légèrement supérieur à 1% (1.15%), ce qui caractérise un sol à troubles modérés (faibles). Ces résultats nous permettent de bâtir nos structures sur des assiettes traitées à la PZN sans aucun problème. L'augmentation de w_0 et le degré de compactage réduit la succion dans le sol non traité (S). Cependant le traitement localise les sols sur la pente raide de la courbe d'étalonnage ASTM D5298-94 avec des déplacements vers le bas au voisinage du point d'inflexion de coordonnées (45.3%, 0.06282MPa), ce qui explique l'augmentation de la teneur en eau et la régression de la succion dans les échantillons traités à la PZN.

Références

- Abbeche K. (2005). *Etude de l'influence de la densité relative et de l'indice de consistance sur le taux et l'amplitude de l'affaissement des sols*. PhD Thesis, University of Batna, Alegria.
- Abbeche et al., (2005). *Contribution à l'identification sols effondrables*. Revue Française de Géotechnique 110 : pp.85-90.

- Ayadat, Dahili et Maiz H.A,1998. *Traitement d'un sol effondrable par un liant hydrocarboné (bitume)*. Rev. Fr. Geotech., 85 (1998) 57-64
- Jennings, J. E., and Knight, K. (1975). "A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain-structure." *Proc of the 6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering.*, Durban, South Africa, pp. 99-105.
- Lade P.V and Yamamuro J.A. 1997. *Static liquefaction of very loose sands*. Canadian Geotechnical Journal, **34**(6): 905-917.
- Reznik, Y.M.2000. Engineering approach to interpretation of oedometer tests performed on collapsible soils. Engineering Geology, Volume 57, Issues 3-4, July 2000, Pages 205-213.

ETUDE DE L'EFFET DE L'AJOUT DE LA FIBRE DE VERRE SUR LA VARIATION DE LA PRESSION CAPILLAIRE ET DE L'EFFONDREMENT D'UN SOL AFFAISSABLE

Nassima BAKIR¹, Khelifa Abbeche²

¹Université Mohamed Boudiaf de M'sila, email : nassima.bakir@univ-msila.dz

²Université de Batna2, email : abbechek@yahoo.fr

Résumé.

Les sols affaissables dont l'effondrement sous humidification est le problème majeur du sol de fondation des différentes structures, sont localisés essentiellement dans les zones arides et semi arides. Plusieurs études d'identification ont prouvé que parmi les différents facteurs provoquant cet effondrement, la pression capillaire ou succion demeure la plus importante à citer.

Nous allons présenter dans ce papier d'abord l'influence de la succion sur l'effondrement des sols affaissable. Puis mettre en évidence l'effet du traitement par de la fibre de verre sur la succion et par conséquent sur la diminution du taux d'effondrement du sol affaissable. Pour se faire nous avons utilisé dans notre travail expérimental la méthode du papier filtre pour l'estimation de la pression capillaire.

Les résultats obtenus ont montré que les valeurs de la succion varient de 8.82 MPa pour une teneur en eau de 2% et un degré de compactage de 20 coups pour un sol sans traitement (sans fibres), à 0.26MPa pour une teneur en eau de 6% et une énergie de compactage de 60 coups et un dosage de traitement de 6% de fibre de verre.

Mots clés : Sols affaissables, zones arides, succion, papier filtre, fibres de verre.

Abstract.

The collapsible soils, whose collapse under humidification is the major problem of the foundation soils for the different structures, these are mainly located in the arid and semi-arid zones. The various identification studies have shown that among the different factors causing this collapse, in particular capillary pressure or suction remains the most important to be cited. In this paper, in the first part we will present the influence of suction on the failure of collapsible soils. Secondly, we try to highlight the effect of soil treatment using glass fiber on suction and consequently on the decrease the collapse rate of this type of soil. To achieve these objectives, we used the filter paper method for the estimation of the capillary pressure. The obtained results showed that the suction values vary from 8.82 MPa for a water content of 2% and a degree of compaction of 20 blows for untreated soil (without fibers). While, a treated soil gives a lower value of 0.26 MPa for a water content of 6% and a compaction energy of 60 strokes and a 6% of glass fiber treatment dosage.

Key words: Collapsible soils, arid zones, suction, filter paper method, glass fiber.

1. Introduction

La succion totale d'un sol est définie comme étant la somme de deux composantes principales, la succion matricielle et la succion osmotique (Aitchinson, 1965). La succion matricielle dépend des propriétés capillaires du milieu et des propriétés d'adsorption des particules d'un sol, ces dernières sont liées aux forces d'adsorption des minéraux argileux (forces de type électrique) et des ions superficiels développées par les particules d'un sol (forces de type Van de Waals), elles dépendent de la surface spécifique des particules du sol. Les propriétés capillaires sont quant à elles, caractérisées par le rayon de pores, soit par la structure du sol.

La composante osmotique met en évidence un déséquilibre de composition ionique entre l'eau interstitielle et la surface des particules solides. La succion matricielle décrit donc le comportement rhéologique du sol.

La succion matricielle correspond à une contrainte agissant sur la surface du ménisque, normale au contact entre les grains. (Jennings et Burland 1962) affirme que l'action de "collage" de la succion matricielle sur les contacts provoque l'augmentation de la résistance du sol. Alonso et al. (1987), jugent que le comportement mécanique des sols saturés et non saturés trouve son explication quand on fait intervenir la notion de potentiel d'eau dans le sol.

Les premières notions de la capillarité dans les sols non saturés ont été données en 1907 par Buckingham, Richard (1928), il est parvenu par la suite à définir le potentiel total de l'eau dans les pores du sol non saturé comme étant la somme des potentiels capillaire et gravitationnel.

Différentes techniques peuvent être adoptées pour la mesure de la succion dont nous pouvons citer ici celle exécutée avec le tensiomètre à eau, le tensiomètre osmotique, le psychromètre ou avec le papier filtre, cette dernière permet d'évaluer la succion du sol indirectement en mesurant la teneur en eau massique du papier filtre à l'équilibre, qui est liée à la succion du sol par une courbe d'étalonnage prédéterminée entre la teneur en eau du papier filtre et la succion. Chacune de ces méthodes couvre un intervalle de mesure de succions. A l'issue des résultats des essais exécutés, nous avons essayé de faire une analyse de l'influence du traitement par la fibre de verre sur les caractéristiques de consistance du sol traité, puis d'étudier par un essai indirect qui est l'essai de la succion par la méthode du papier filtre, afin de suivre l'évolution de la succion avec la teneur en eau, le degré de saturation puis de l'effondrement du sol non traité puis traité à la fibre de verre.

2 Matériaux et Méthodes utilisés

Les différents essais de cette étude ont portés sur l'utilisation de deux matériaux essentiels pour la confection des échantillons : le sable d'oued Maytar de la ville de Boussaâda avec un pourcentage en poids de 80%, et l'argile (Kaolin) avec 20% de la masse du sol utilisé, cette dernière provient du gisement de Tamazert situé dans la région d'El-Milia localisée à l'Est Algérien. Les caractéristiques des matériaux utilisés sont présentées dans le tableau 1.

La fibre de verre moulu (F_v) est rajoutée en différentes proportions (0, 2, 4 et 6%) pour servir de traitement des échantillons de sol.

Les essais expérimentaux ont été menés sur des échantillons de sols humidifiés à différentes teneurs en eau ($w=2, 4$ et 6%), et compactés à différentes énergies de compactages ($E=20, 40$ et 60 coups.) dans la cellule œdométrique.

Il faut noter que le sol utilisé est reconstitué au laboratoire.

Tableau 1. Caractéristiques des matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristiques	
Sable d'Oued	Équivalent de sable $E_s = 79,38 \%$ Coefficient d'uniformité (de Hazan) $C_u = 2,63$ Coefficient de courbure $C_c = 1,62$ γ_s (g/cm ³) = 2,64	
Kaolin	Limite de liquidité $W_L = 46,5 \%$ Limite de plasticité $W_P = 33,30 \%$ Densité spécifique des grains γ_s (g/cm ³) = 2,54	
sol reconstitué	Désignation	Valeurs
	Kaolin %	20
	Sable d'Oued %	80
	γ_s (g/cm ³)	2,62
	C_u	9,44
	C_c	2.64

Tableau 2. Correspondance entre le nombre de coups de la dame et l'énergie de compactage

Nbre de coups	M (kg)	g(m/s ²)	H(m)	E (KJ)
20	0,121	9,81	0,15	3,56
40	0,121	9,81	0,15	7,12
60	0,121	9,81	0,15	10,68

La méthode adoptée pour la mesure de la succion est une méthode indirecte, c'est celle du papier filtre dont nous présentons le principe d'exécution dans ce qui suit :

La méthode consiste à insérer trois papiers filtres dans un échantillon formé de deux parties, puis à emballer le tout dans du papier aluminium afin d'éviter les pertes d'eau. L'eau circule de l'échantillon vers le papier filtre jusqu'à l'équilibre. La succion mesurée est la succion matricielle. Théoriquement, cette méthode permet de mesurer aussi bien la succion totale que la succion matricielle (Fredlund, et al. 1993). Cette méthode est couramment utilisée en laboratoire, elle est simple et facile à mettre en œuvre. Dans notre cas, nous utilisons le papier initialement sec et la courbe sèche d'étalonnage du papier filtre Wattman 42 (figure 1) pour l'appréciation des valeurs de la succion. La température est un facteur important pour la précision de la mesure ainsi que l'utilisation d'une balance de haute précision. Enfin, il faut s'assurer qu'aucun grain de sol ne reste collé sur le papier filtre central, car initialement le sol est mis en place dans la cellule œdométrique en deux couches entre lesquelles on place les trois papiers filtres dont le papier filtre sandwich.

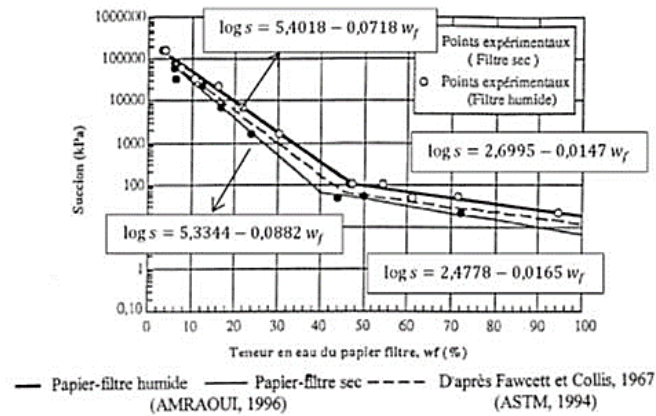


Figure. 1 Courbe de la succion en fonction de la teneur en eau du papier filtre Wattman 42.

3 Résultats et Discussions

3.1. Discussion des résultats du sol non traité

Les résultats de la variation de la succion du sol non traité en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sont représentés par la figure 2.

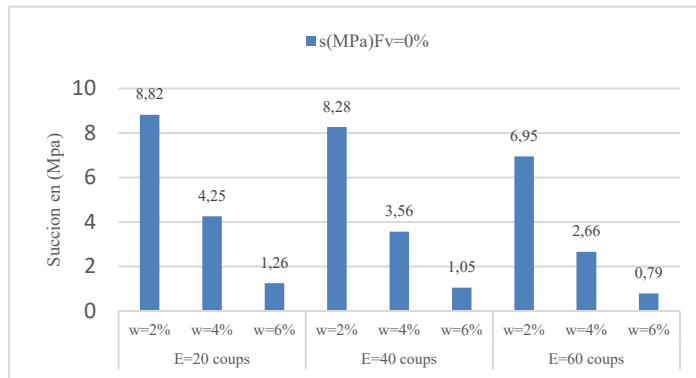


Figure. 2. Variation de la succion du sol non traité en fonction de la teneur en eau sous différentes énergies de compactage. (N.Bakir, 2017)

D'après les résultats illustrés par la figure 2, on remarque que les valeurs de la succion pour le sol non traité, varient de 8,82 MPa pour une teneur en eau de 2% et un degré de compactage de 20 coups à 0,79 MPa pour une teneur en eau de 6% et une énergie de compactage de 60 coups. Les résultats obtenus pour notre sol, et qui est plutôt sableux, se trouvent bien situés d'après la courbe donnée par Duchaufour (1991) pour différentes textures du sol (figure 3).

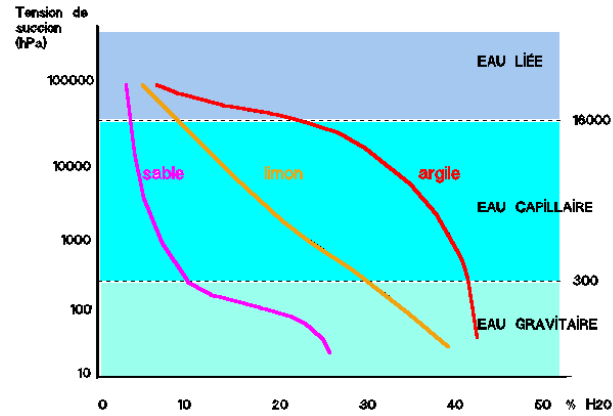


Figure 3. Tension de succion selon la texture du sol, d'après Duchaufour (1991).

3.2 Discussion des résultats du sol traité à la fibre de verre

Les résultats obtenus après traitement par la fibre de verre moulue sont illustrés par en premier lieu la figure 4. Les histogrammes montrent clairement l'évolution de la succion en fonction du taux de traitement à la fibre de verre : On peut remarquer sur cette figure que pour une énergie de compactage de 20 coups, c'est-à-dire correspondant à un état lâche du sol, lorsque le sol est traité avec un ajout de fibre de verre 2%, la succion baisse de 8,82MPa, pour une teneur en eau de 2%, à 1.03MPa pour une teneur en eau de 6%. Pour 4% de traitement, la succion diminue de 8,28MPa, pour une teneur en eau de 2%, à 0.62MPa pour une teneur en eau de 6%. Enfin pour un taux de traitement de 6%, la succion diminue de 7,84MPa, pour une teneur en eau de 2%, à 0,3MPa pour une teneur en eau de 6%.

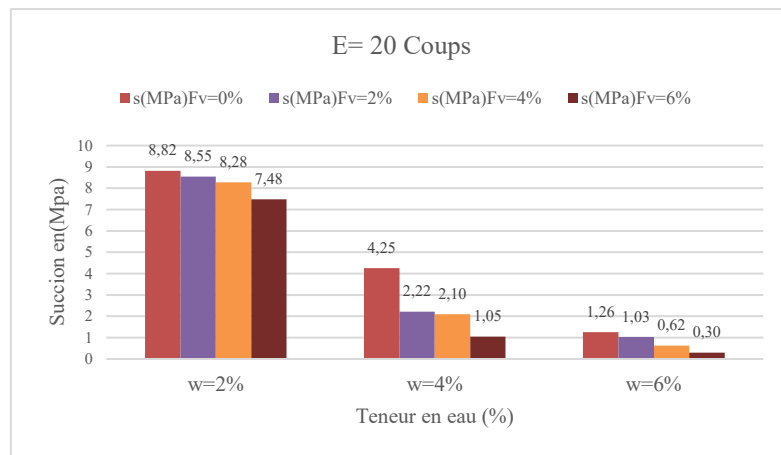


Figure 4. Variation de la succion en fonction de la teneur en eau (E=20coups), à différents pourcentage de traitement à la fibre de verre. (N.Bakir, 2017)

4 Conclusion

L'un des facteurs essentiel soupçonné agissant sur l'effondrement des sols affaissable et cité dans la littérature est la succion. Par cette étude nous avons pu aboutir à des résultats confirmant cette hypothèse et mettre en évidence l'influence de l'ajout de la fibre de verre vis à vis de la diminution de la succion et donc du taux d'effondrement du sol étudié.

En conclusion, nous pouvons dire que les résultats obtenus pour le sol étudié (sol identifié par les essais œdométriques comme étant affaissable, c'est à dire que l'inondation provoque son effondrement), montrent que la succion du sol (essai exécuté par la méthode du papier filtre), qu'il soit traité ou non, augmente si la teneur en eau ou le degré de saturation diminue confirmant ainsi les travaux de recherche antérieurs. Et que le traitement avec la fibre de verre diminue la succion surtout si la teneur en eau est de 6%.

Nous pouvons conclure que le taux de traitement par la fibre de verre agit favorablement sur le comportement mécanique du sol, c'est-à-dire que la tension capillaire ou succion diminue si le taux de traitement augmente.

Références

- 1- Aitchinson G.D. (1965).
- 2- Bakir N. (2017) : « Etude de L'effet du renforcement par les fibres de verre sur le taux et l'amplitude de l'affaissement d'un sol à effondrement brusque ».thèse de doctorat 2017
- 3- Editeur scientifique. *Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas. A Symposium in print, convened by Soil mechanics section, Commonwealth scientific and industrial research Organization, Australia.* 278p.
- 4- Alonso E., Gens A. et Hight D.W. (1987). *Special problem soils. General Report. 9th European Conference on Soil Mechanics, Dublin*, vol. 3.
- 5- Buckingham E. (1907). *Studies on the movement of soil moisture. Bur. Of Soils Bull. 38, U.S. Dept. of Agric. Washington, D.C.*
- 6- Duchaufour P. (1991) - *Pédologie*. Masson.
- 7- Fredlund D. G. & Rahardjo H., 1993, *Soil mechanics for unsaturated soils*, John Wiley-Interscience Publication, JOHN WILEY & SONS, INC.
- 8- Jennings J.E. et Burland J.B. (1962). *Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils. Géotechnique* 12 (2), 125-144.
- 9- Richards L.A. (1928). *The usefulness of capillary potential to soil moisture and plant investigators. J. Agric. Res.* 37. 719-742.

IDENTIFICATION DES SOLS GONFLANTS DE LA VILLE DE TEBESSA (ALGERIE)

A.DJELLALI¹, K. RAIS¹, Z. BENGHAZI¹, M. S. LAOUAR¹, R. MALAOUI¹, R.
BOUFARH¹, S. GUERAIDIA¹, M. DJELLALI¹, R. CHEGROUCHE¹

¹Université Larbi Tébessi, Tébessa, email : adel.djellali@univ-tebessa.dz ;
khaledrais1966@gmail.com ; zied.benghazi@univ-tebessa.dz ; c_laouar@yahoo.fr ;
rachida_malaoui@yahoo.fr ; boufarhrafik@yahoo.fr ; saida.gueraidia@univ-tebessa.dz ;
mouna.djellali@univ-tebessa.dz ; chegroucherabab@yahoo.com

Résumé. Les déformations des sols gonflants sont la cause majeure de nombreux dommages qui affectent les ouvrages de génie civil. Ces déformations sont étroitement liées aux conditions climatiques qui favorisent la variation de l'état hydrique des matériaux, traduit par expansion ou retrait des sols. Ces phénomènes cycliques provoquent des contraintes parasites sur les infrastructures. Cet article s'intéresse particulièrement à l'identification des matériaux gonflants de la ville de Tébessa (Algérie), par l'utilisation des différentes approches disponibles dans la littérature. Ces méthodes sont basées sur les paramètres physico-chimiques. Les résultats d'identifications montrent que ces approches donnent souvent des indications contradictoires. C'est pourquoi l'adoption d'une démarche unifiée d'identification des sols gonflants est primordiale. Dans ce cadre, des recommandations techniques ont été adoptées. Si cette démarche a été optée, elle aidera les ingénieurs à mieux identifier les sols gonflants sans confusion.

Mots clés : Matériaux gonflants, Identification, Approches théoriques, Cartographie, Chaussées souples.

Abstract. The deformations of swelling soils are the major cause of numerous damages affecting civil engineering structures. These deformations are closely linked to the climatic conditions which favorite the variation of the water state of the materials, reflected by the expansion or the shrinkage of the soils. These cyclical phenomena cause stresses on the infrastructures. This paper is particularly interested on the identification of swelling materials of city Tébessa (Algeria), by using the different approaches available in the literature. These methods are based on physicochemical parameters. The identification results show that these approaches often give contradictory indications. This is why adopting a unified approach to identifying swelling subgrade materials is essential. In this context, technical recommendations have been adopted. If this approach is approved, it will better help engineers to identify the swelling soils without confusing.

1 Introduction

Les déformations des matériaux gonflants (couches argileuses) sont la cause majeure de nombreux dommages des structures et ouvrages de génie civil. Elles sont en relation avec les conditions climatiques accentuées par la variation de l'état hydrique des sols [1]. Ces phénomènes génèrent des contraintes parasites dans les structures, et au niveau des fondations. Ces contraintes engendrent des dommages dans les bâtiments, autoroutes, pavages, pistes d'aéroport et dans les structures légèrement chargées [2]. Dans le cas des chaussées souples, ces dégâts sont considérables soit en matière de construction « durée de vie très limitée », soit dans le coût d'entretien. Ces dégradations se manifestent par plusieurs déformations (fissures longitudinales ou transversales, nid de poule, etc...). Dans cet article, nous mettons en relief les contradictions que fournissent les différentes approches d'identification des sols gonflants sur les sols support de la ville de Tébessa (Algérie). D'où l'intérêt que revêtirait une unification des démarches d'identification en vue de faciliter la tâche à tous les intervenants dans le domaine du génie civil et travaux publics.

2 Matériels et Méthodes

Dans le but de renforcer la route nationale RN 10 (tronçon entre la rocade Tébessa et la commune de Bekarria), et de réaliser l'évitement de la ville de Tébessa qui est en parallèle de cette dernière. Vingt et un (21) puits de 2.00 à 3 mètres de profondeur a été réalisé, avec la récolte des données de dix (10) sondages des sites environnants, en vue d'établir la nature géologique de l'assiette et aussi de pouvoir disposer d'une quantité suffisante d'échantillons intacts et remaniés. Les données nécessaires ont été triées et sélectionnées de façon à faciliter leur exploitation. Ces prélèvements sont répartis sur une longueur de 13 Kms. La route commence à l'intersection de la RN 10 et la RN 82 route El Kouif et aboutie à l'intersection de la RN 16 (route El Malabiod) et la route de Bekkaria avec une altitude moyenne de 814 à 842 mètres.

3 Classification des sols selon GTR 92

3.1 Selon la granularité

La granularité est la détermination des dimensions maximales des plus gros éléments contenus dans le sol. Ce paramètre est déterminant pour préjuger les ateliers de terrassements utilisables et notamment pour évaluer l'épaisseur des couches élémentaires, et les conditions de malaxage éventuel avec un liant.

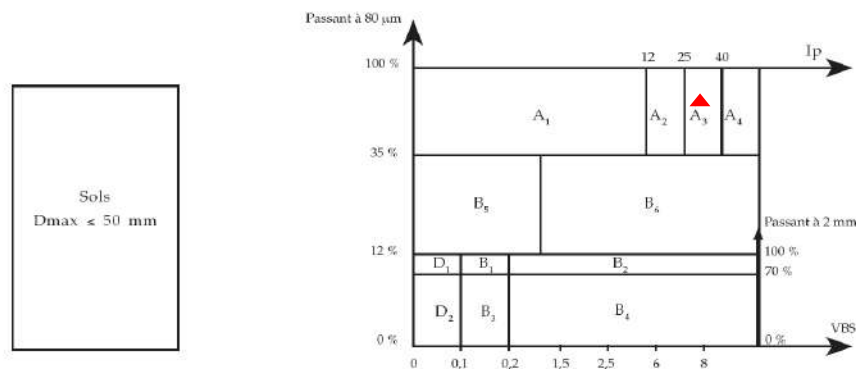


Tableau 1. Tableau synoptique de Classification des Matériaux selon Leur Nature [3]

Les résultats des analyses granulométriques montrés que 100 % des sols des terrains d'étude renferment des d'éléments de dimensions inférieurs à 80 μm . Ces sols sont de type A3, décrits visuellement comme des argiles marneuses, argiles limoneuses et des marnes.

3.2 Selon l'indice de plasticité IP

D'après les résultats des limites d'Atterberg ; les indices de plasticités varient entre $14 < IP < 42$, et selon la norme NFP 94- 051 [4], on est en face d'une variante de matériaux dont la majorité des sols sont moyennement et très argileux (figure 1).

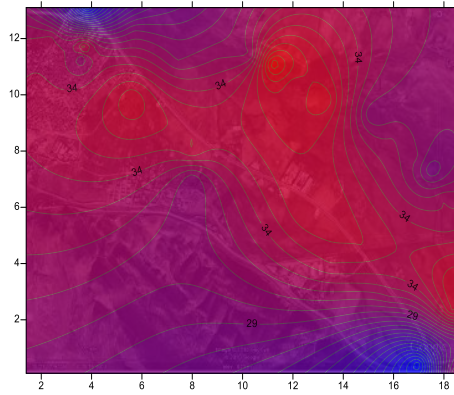


Figure. 1. Répartition de l'indice de plasticité IP sur la zone d'étude

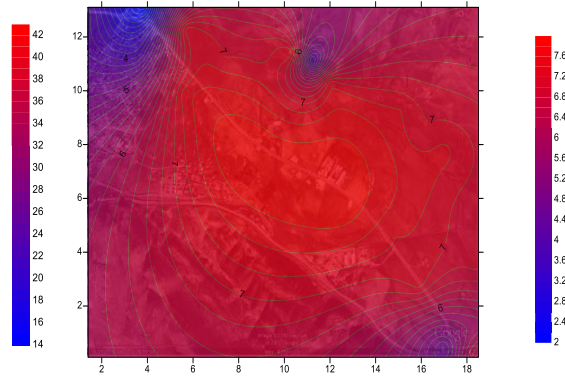


Figure. 2. Répartition de la valeur de bleu de méthylène VBS sur la zone d'étude

3.3 Selon la valeur de bleu de méthylène

Selon les résultats de bleu de méthylène (VBS), dont' elles varient entre $2 < VBS < 7.6$, et selon GTR 92 [3]. On est en présence des limons argileux et des argiles (figure 2).

3.4 Selon la surface spécifique totale

La surface spécifique totale est la surface des grains solides sur laquelle le bleu de méthylène se fixe est donnée par :

$$s_{st} = 21VBS(m^2/g) \quad (1)$$

Sur base de la figure 3, qui représente la répartition de la surface spécifique totale lequel varie entre $40 < Sst < 165$, on est en présence d'argiles de types Illites.

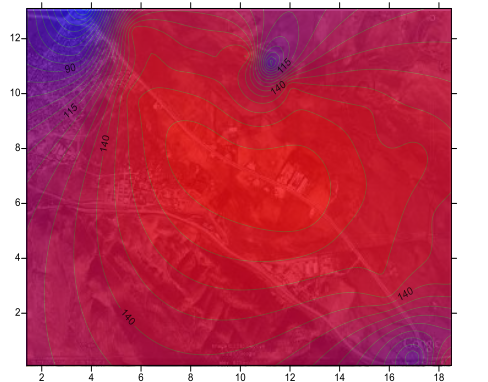


Figure. 3. Répartition de la surface spécifique totale sur la zone d'étude

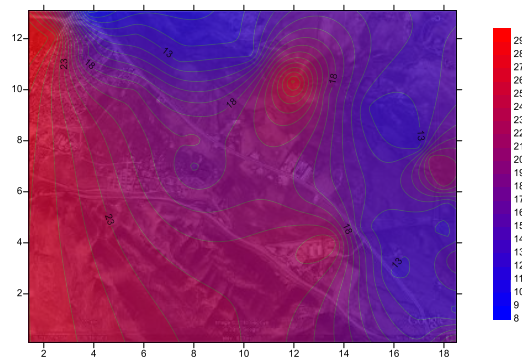


Figure. 4. Répartition de la teneur en eau sur la zone d'étude

3.5 Selon l'état hydrique

D'après la figure 4, on peut classer la région d'étude à un site légèrement humide ($8 < W\% < 29$). Ce taux d'humidité influent considérablement sur l'état de comportement des matériaux argileux, d'où les variations hydriques soudaines (précipitations intenses) favorisent le déclenchement du phénomène retrait gonflement [5].

4. Classification des sols selon les auteurs

4.1 Selon l'abaque de Casagrande

L'exploitation des résultats d'essais représentés sur l'abaque de Casagrande par un nuage de point, et suit au report des valeurs de limite de liquidité W_L et l'indice de plasticité I_p , ces sols sont des argiles moyennement plastiques à très plastiques et des limons organiques à très plastiques (Figure 5).

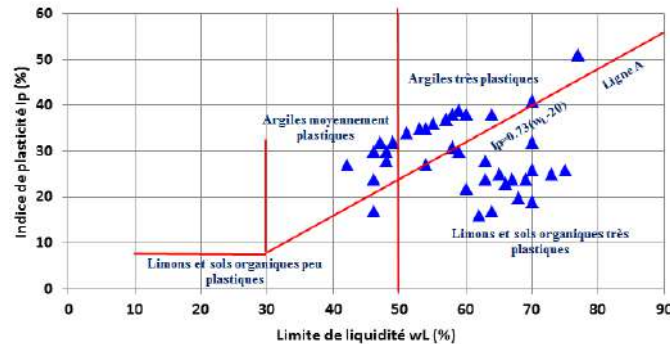


Figure. 5. Classification du sol à base de l'abaque de Casagrande

4.2. Classification selon Dakshanamurthy et Raman

La classification de Dakshanamurthy et Raman [6] permet de classer ces mêmes matériaux comme des argiles de gonflement intermédiaires à très élevés (Figure 6).

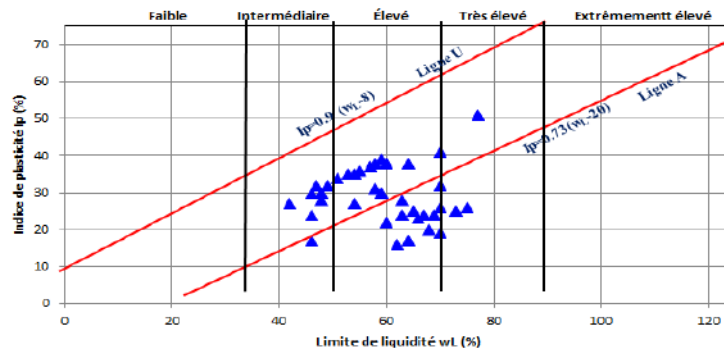


Figure. 6. Classification selon Dakshanamurthy et Raman [6]

4.3 Classification selon Chen

Chen [7] a proposé d'utiliser la limite de liquidité W_L pour quantifier le potentiel de gonflement des matériaux argileux. D'après cette classification, les matériaux du sol support on a un potentiel de gonflement moyen à très élevé ($34 > W_L > 63$).

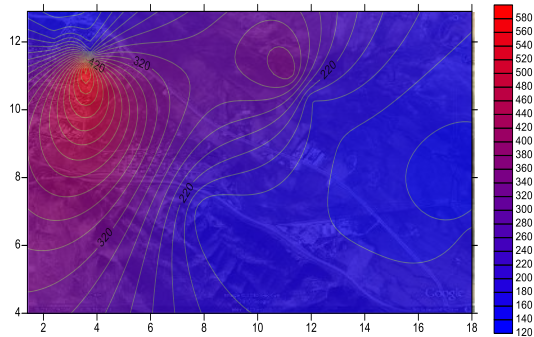
4.4 Classifications directes à base du coefficient et la pression de gonflement

Dès que le coefficient de gonflement dépasse 0,07 on peut considérer que le soulèvement des fondations risque de poser de graves problèmes. On peut classer les sols suivant l'indice de gonflement comme le montre le tableau ci-dessous :

Tableau 2. Tableau Relatif au Gonflement des Sols [5]

L'indice de gonflement C_g (%)	Gonflement
$4 < C_g < 25$	Sol Gonflant
$2 < C_g < 4$	Sol peu gonflant

Sur la base le tableau 2, on peut classer la zone d'étude à des matériaux gonflants ($4 < C_g < 12$). Selon la figure 7 qui présente la distribution de la pression de gonflement P_g sur la zone d'étude, et d'après Sanglerat [5], les matériaux du sol support sont moyennement à fort gonflant [7].

**Figure. 7.** Distribution de la pression de gonflement P_g sur la zone d'étude

5 Conclusion

Dans le but de l'identification des sols supports argileux de la ville de Tébessa (Algérie) par des différentes approches on peut conclure que : La zone d'étude et d'après les résultats d'essais ; tamisât à $80\mu\text{m} > 35\%$, indices de plasticités entre $14 < IP < 42$ et des valeurs des bleus de méthylène entre $5.67 < VBS \leq 7.8$. On constate que les matériaux du sol support sont de classe A3 de nature : argiles, argiles marneuses, marnes et des limons très plastiques. Ces sols sont très cohérents à teneur en eau moyenne et faible, collants ou glissants à l'état humide, d'où leurs difficulté de mise en œuvre sur chantier. Une augmentation de teneur en eau assez importante est nécessaire pour changer leur consistance. L'abaque de plasticité de Casagrande montre que ces matériaux sont des argiles moyennement plastiques à très plastiques et des limons organiques à très plastiques. La classification de Dakshanamurphy et Raman indique que ces sols sont des argiles de gonflement intermédiaires à très élevés. Les cartes numériques ont permet de faciliter la tâche pour les ingénieurs. À base de ces cartes on peut visualiser et estimer les paramètres qu'elle soit physico- mécaniques ou chimiques à n'importe quel endroit et au voisinage des sondages et puits réalisés.

Références

- [1] Snethen, D.R., Townsend, F.C., Johnson, L.D, Patrick, D. M, Vedros, P. J.: Review of Engineering Experiences with Expansive soils in Highway Subgrades. US Army Engineer Water Ways Experiment Station, FHWA, 009751, USA (1975).
- [2] Djellali, A., Houam, A., Saghafi, B., Hamdane, A., Benghazi, Z.: Static Analysis of Flexible Pavements over Expansive Soils, Int. J. Civ. Eng., vol. 15, no. 3 (2017).
- [3] Guide technique. GTR 92.: Réalisation des remblais et des couches de forme. Principes généraux (2000).
- [4] NFP 94- 051.:Détermination des limites d'Atterbeg la limite à la coupelle –limite de Plasticité au rouleau (1994).
- [5] Costet, J., Sanglerat, G.: Cours pratique de mécanique des sols, vol. 2 : calcul des ouvrages Dunod, Paris (1983).
- [6] Dakshanamurthy, V., Raman, V.: A simple method of identifying an expansive soil. (Soils and Foundations, Vol. 13, No 1, 97-104 (1973).
- [7] Djellali, A., Houam, A., Saghafi, B.: Indirect Estimation of Swelling Pressure of Clayey Subgrade Under Pavement Structures,” Arab. J. Sci. Eng., vol. 42, no. 9 (2017).

ETUDE DE LA VARIABILITE DES PARAMETRES DE GONFLEMENT DU SITE DE MASCARA EN UTILISANT LE SYSTEME D'INFORMATION GEOGRAPHIQUE

F. Z. MEROUANE¹, S. M. AISSA MAMOUNE¹

¹université belhadj bouchaib -ain temouchent, email : merouanefatima@hotmail.fr ;
aissa_mamoune@yahoo.fr

Résumé. Les sols argileux présents dans les zones arides ou semi arides sont connus par leur sensibilité aux variations hydriques et/ou mécaniques, ainsi, ils provoquent des désordres importants aux ouvrages qu'ils supportent. Pour le besoin des ingénieurs, l'appréciation ou l'estimation du potentiel ainsi que des paramètres de gonflement (pression et amplitude) est nécessaire lors des phases de reconnaissance préliminaire. Le but est d'étudier la variabilité des paramètres de gonflements du site de Mascara en utilisant le système d'information géographique et de construire des cartes préventives de la pression et l'amplitude, ceci en introduisant les résultats obtenus par les modèles neuronaux (RNA), les valeurs estimées sont utilisées comme entrées pour l'élaboration de ces cartes. Les résultats montrent que l'utilisation des équations prédictives obtenues par la méthode des RNA pour l'élaboration des cartes préventives est très pratique puisque les cartes des mesures et des prévisions obtenues sont semblables. Par conséquent, le recours à ces cartes peut faciliter la projection urbanistique tout en prenant en compte l'existence de ces sols gonflants.

Mots clés : Sols gonflants, Pression/Amplitude, Estimation, Variabilité, Cartographie.

Abstract. The clay soils present in arid or semi-arid zones are known for their sensitivity to water and / or mechanical variations, thus, they cause significant damage to the structures they support. For the needs of engineers, the appreciation or estimation of the potential and the swelling parameters (pressure and amplitude) are necessary during the preliminary reconnaissance phases. The aim of this article is to study the variability of the swelling parameters of MASCARA site using the geographic information system and to construct preventive maps of the pressure and the amplitude, this by introducing the results obtained by the neural models (ANN), the estimated values are used as inputs for the evaluation of these maps.

The results show that the use of predictive equations obtained by the ANN method for the development of preventive maps is very practical, the maps of measurements and forecasts obtained are similar. Therefore, the use of these maps can facilitate urban planning while taking into account the existence of these swelling soils.

Keywords: Swelling soils, Pressure / Amplitude, Estimation, Variability, Cartography.

1. Introduction

De nombreux problèmes étendus de sols gonflants et des dommages connexes ont été signalés par plusieurs chercheurs (Chen, 1988 ; Basma, 1991 ; Al-Rawas, 1999 ; Derriche et al.2000). Bien qu'un nombre limité de ces études se soient concentrées pour développer des équations qui pourraient être utilisées pour prédire le potentiel de gonflement des argiles expansives à partir de leurs propriétés, ils ont fourni des informations utiles pour les ingénieurs praticiens. En outre, un petit nombre d'études ont été conduites sur la cartographie des sols gonflant / rétrécissant et l'évaluation des risques (Ramana, 1993; Oteo et al., 1995; USGS, 2000; Meisina, 2002 ; Erguler, 2006 ; Aissa Mamoune, 2009; Türköz, M.,2011 ; Merouane,F 2020).

Le présent article est consacré à l'étude de la variabilité des paramètres de gonflement d'un sol argileux qui se trouve au nord-ouest de l'Algérie, à savoir, la région de Hacine, Sig et Mascara, wilaya de Mascara. Il s'agit en particulier d'analyser l'aspect expansif des argiles en utilisant le Système d'Information Géographique « S.I.G. » qui est un outil d'appréciation de l'information sur support cartographique.

D'abord, nous avons utilisé la technique des Réseaux de neurones artificiels (RNA) pour la prévision de la pression et de l'amplitude de gonflement du sol étudié. Ces RNA sont un groupe de ces neurones interconnectés. Ils imitent les fonctions des neurones biologiques dans le cerveau pour résoudre les problématiques d'apprentissage, de classification, de prévision... etc. En géotechnique, les applications des RNA pour la prévision des différents paramètres sont nombreuses, mais seules quelques études sont liées aux sols gonflants. Par exemple (YILMAZ, 2011) a proposé 2 modèles RNA performants pour estimer la pression de gonflement d'une argile et (TALEB bahmed, 2017) a développé des modèles RNA puissants pour la prévision de la plasticité d'un sol argileux stabilisé par la chaux. (Aissa Mamoune SM, 2009) et (Merouane F, 2019), ont estimé l'amplitude et la pression de gonflement des argiles non saturées des régions de l'ouest algérien en utilisant les RNA

Ensuite, les équations empiriques obtenues par les modèles RNA pour prédire les paramètres de gonflement de l'argile de la région étudiée qui ont un bon degré de précision, vont servir à la construction des cartes de gonflement pour la ville de Mascara.

2. Identification du sol étudié

Une analyse géotechnique du site étudié a été effectuée. Le tableau 1 rassemble les résultats des essais d'identification et présente la caractérisation du sol. L'analyse des résultats met en évidence la présence de sols argileux et plastiques sur la région étudiée avec une fraction argileuse dépassant les **50%** et un indice de plasticité supérieure à **30%**, le sol est humide, actif et d'une densité moyenne.

Tableau 1. Résultats des essais d'identification du site étudié.

Paramètres	Intervalle	Caractéristiques
Site de Mascara (46 échantillons)		
Teneur en eau (%)	12,09 – 28,8	Sol moyennement humide, moyennement dense à dense, argileux à moyennement argileux, plastique et moyennement actif.
Densité sèche (kN/m ³)	1,31 – 2,05	
Fraction argileuse (%)	37 - 77	
Limite de liquidité (%)	34,5 – 90,4	
Indice de plasticité (%)	22 – 59,6	
Activité (Ac)	0,43 – 1,04	
La pression de gonflement (bars)	0,7 – 8,88	
L'amplitude de gonflement (%)	0,15 – 15,2	

3. Utilisation des réseaux de neurones artificiels pour la prévision des paramètres de gonflement du sol étudié

Dans ce travail, nous avons élaboré des modèles RNA pour la prévision de la pression et de l'amplitude de gonflement du sol étudié. Pour se faire, nous avons utilisé le programme MATLAB pour développer deux modèles, RNA 1 pour la pression et RNA 2 pour l'amplitude.

L'architecture des réseaux utilisée est présentée sur la figure 1, nous avons utilisé les valeurs de sept paramètres physiques de l'argile étudiée comme des données d'entrée (Merouane F, 2019). La pression et l'amplitude de gonflement sont définies comme paramètres de sortie. Le nombre de neurone dans la couche cachée varie pour chaque réseau comme montré dans le tableau 2. Pour l'apprentissage, la fonction de transfert utilisée est de type tan-sigmoïd. La performance des modèles élaborés est évaluée à l'aide du coefficient de corrélation R.

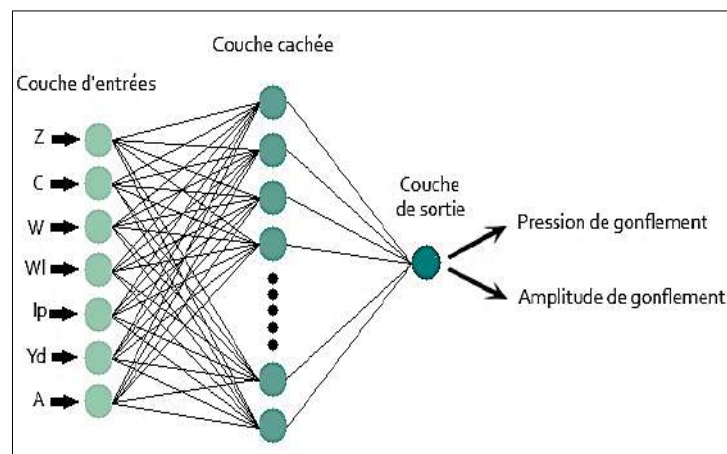


Figure 1. L'architecture des RNA utilisés pour la prévision des paramètres de gonflement.

Tableau 2. Paramètres des modèles RNA développés pour le Site de mascara.

Réseaux	Nbr. INPUTS	Architecture du réseau	Nbr. OUTPUTS
RNA 1 (Pression de gonflement) (log Pg)	7 x 46	7-7-1	1 x 46
RNA 2 (Amplitude de gonflement) (Ag)	7 x 46	7-5-1	1 x 46

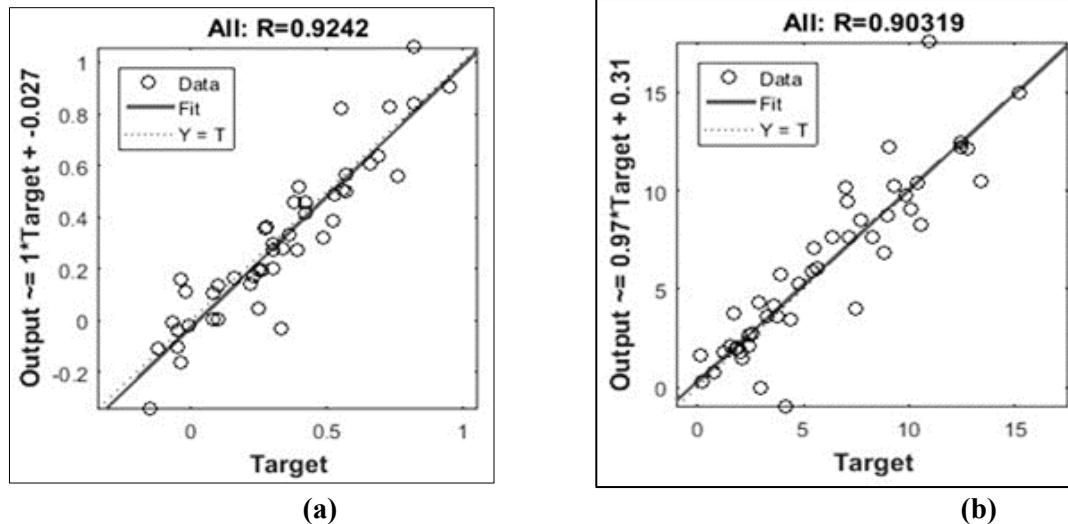


Figure 2. Résultat des modèles RNA pour l'estimation des paramètres de gonflement du **site de Mascara**.
(a) RNA 1: Pression de gonflement, (b) RNA 2: Amplitude de gonflement

Le modèle RNA 1 est très représentatif puisque les valeurs estimées de la pression de gonflement sont assez voisines de celles mesurées avec un coefficient de corrélation égal à **92,42%**,

Le modèle RNA 2 est aussi fiable pour prévoir l'amplitude de gonflement du sol étudié, son coefficient total est supérieur à **90%**.

Ces résultats seront exploités par la suite pour cartographier les sols étudiés.

4. CARTOGRAPHIE DES SOLS GONFLANTS

4.1. Localisation et variation des paramètres de gonflement au niveau du site de Mascara

L'élaboration d'une carte de localisation des sols expansifs au niveau de l'ouest Algérien a un grand intérêt dans la compréhension des nombreux dommages enregistrés et la projection de nouveaux projets. A cet effet, nous avons utilisé la technique de Système d'Information Géographique (SIG). Cette technique, largement utilisée dans le traitement et la visualisation des informations de paramètres physiques, permet de mettre en place sur un support graphique les outils d'appréciation nécessaires à l'urbaniste.

Afin de visualiser les propriétés des échantillons prélevés du site de Mascara, des mises en page SIG ont été générées pour afficher les paramètres de gonflement.

Deux cartes ont été élaborées pour chaque paramètre de gonflement (Pression et Amplitude), une en utilisant les échantillons mesurés et l'autre utilisant les prévisions obtenues à partir des modèles RNA élaborés précédemment.

4.2. Résultats

Les cartes de variation de la pression et de l'amplitude de gonflement élaborées pour le site de Mascara sont données, (Figures .3 et .4).

Les paramètres mesurés indiquent que les parties centrales ont une pression de gonflement moyenne de **1,5 à 2,5 bars** et une amplitude de gonflement allant de **4 à 7%**.

Les zones de l'est et de l'ouest du site de Mascara présentent des paramètres de gonflement plus élevés, la pression est comprise entre **4 et 9 bars** et l'amplitude entre **7 et 13%**.

Le même constat est fait pour les cartes de prévision, une grande similitude apparait entre les deux cartes pour l'amplitude de gonflement,

Pour la pression, la carte prédictive présente une légère sous-estimation sur 3 ou 4 points dans la partie du centre. Cette différence peut être expliquée par:

- La faible variation de la pression au niveau de cette région,
- L'influence de la procédure utilisée pour la mesure de la pression de gonflement.

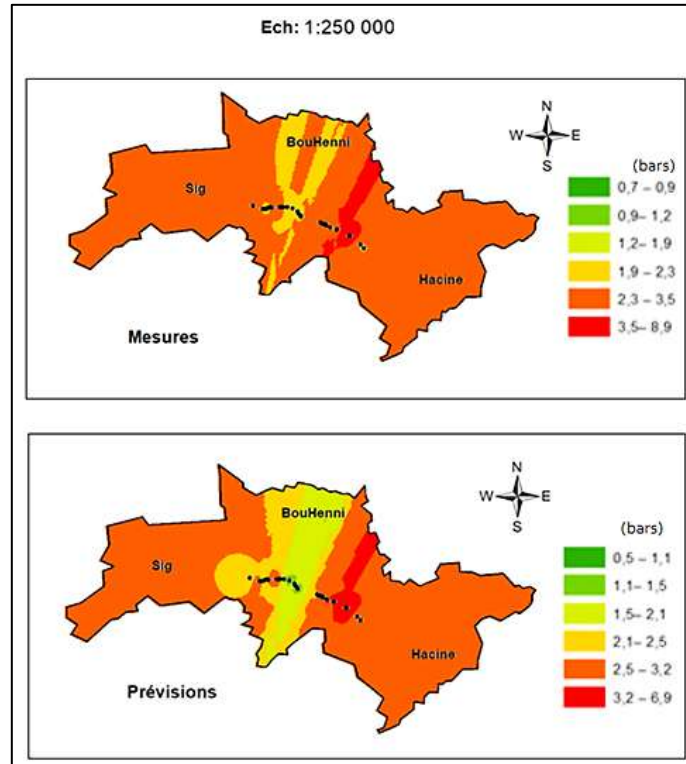


Figure 3. Variation de la pression de gonflement du site de Mascara.

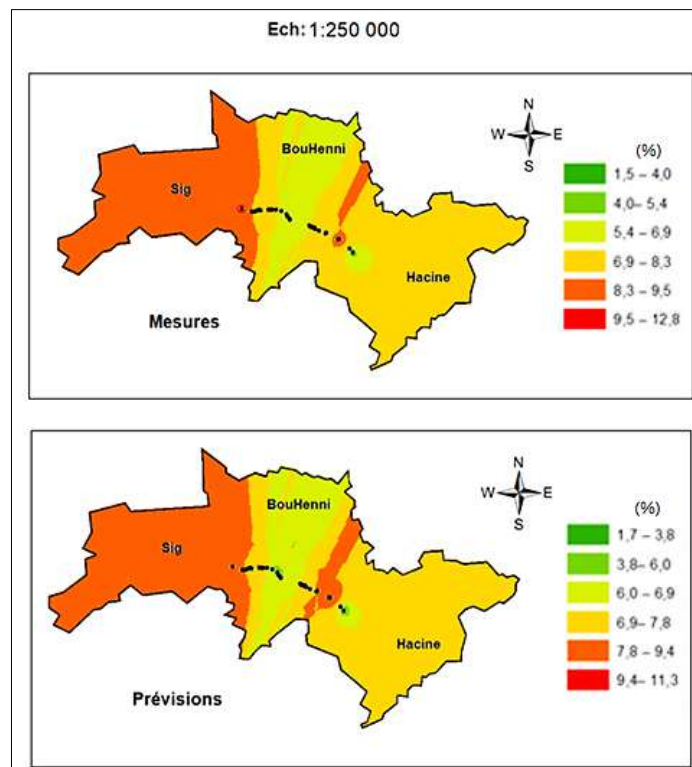


Figure 4. Variation de l'amplitude de gonflement du site de Mascara.

5. Conclusion

- Une approche d'analyse de variabilité des paramètres de gonflement du site étudié de Mascara a été présentée, en utilisant le Système d'Information Géographique.
- Ce système, peut être utilisé efficacement pour visualiser et analyser les résultats des études expérimentales réalisées dans des zones présentant un risque potentiel de gonflement.
- L'utilisation des équations prédictives obtenues par RNA pour l'élaboration des cartes préventives est très pratique puisque les cartes des mesures et des prévisions obtenues sont semblables.
- Le recours à ces cartes peut faciliter la projection urbanistique tout en prenant en compte l'existence de ces sols gonflants.
- Le système SIG, utilisé dans cette étude, fournit aux concepteurs un outil rapide, pertinent et intégré pour évaluer avec précision et rapidité les propriétés de gonflement du sol étudié.

Références

- Ramana, K.V., (1993).** *Humid tropical expansive soils of Trinidad: Their geotechnical properties and areal distribution.* Engineering Geology, 34, 27–44.
- Oteo, C.S., Salinas, J.L, Ayala, F.J, & Ferrer, M., (1995).** *Risk map for swelling of soils in Spain: results.* Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils, Paris, Vol. 34, 915–920.
- USGS, (2000).** *Swelling clays map of the conterminous U.S.* US Geological Survey (http://www.webbwebs.com/surevoid/surevoid_web/soil/intro1.htm, 14.04.2000).
- Meisina, C., (2002).** *Swelling/shrinkage hazard assessment applications in Italy*, Proceedings of the 9th Congress of International Association for Engineering Geology and Environment, Durban, South Africa, 625–635.
- Erguler Za, Ulusay R (2006).** *Swelling behavior of Ankara Clay: Predictive techniques, damage details, and swelling maps*, Proceedings and Monographs in Engineering, Water and Earth Sciences: Expansive soils: recent advances in characterization and treatment 150-172.
- Merouane F.Z., & Aissa Mamoune S.M., (2019).** *Prediction Of Swelling Parameters Of Two Clayey Soils From Algeria Using Artificial Neural Networks*, Mathematical Modelling in Civil Engineering Vol. 14(3) : 11-26, Doi : 10.2478/mmce-2018-0008.
- Aissa Mamoune. S.M, (2009).** *Caractérisation et modélisation des argiles de la région de Tlemcen en utilisant les réseaux de neurones* ; thèse de doctorat. Université aboubekr belkaid Tlemcen.
- Türköz, M., & Tosun, H. (2011).** *A GIS model for preliminary hazard assessment of swelling clays, a case study in Harran plain (SE Turkey).* Environnement Earth Science 63, 1343–1353. doi.org/10.1007/s12665-010-0805-y.
- Taleb Bahmed I, Harichane K, Ghrici M, Boukhatem B, Rebouh R & Gadouri H (2017).** *Prediction of geotechnical properties of clayey soils stabilised with lime using artificial neural networks (ANNs)*, International Journal of Geotechnical Engineering, DOI: 10.1080/19386362.2017.1329966.
- Merouane F.Z., (2020).** *Utilisation des méthodes ANN pour la prédiction des paramètres de gonflement des argiles*; thèse de doctorat. Université Belhadj Bouchaib-Ain Temouchent.
- Yilmaz, I., & Kaynar, O. (2011)** *Multiple regression, ANN (RBF, MLP) and ANFIS models for prediction of swell potential of clayey soils.* Expert systems with applications, 38(5), 5958-5966.

PROPOSITION D'UNE NOUVELLE FORMULE D'ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT DES SOLS ARGILEUX

B. SARI AHMED¹, M. GHRICI¹, M. ZERARKA¹ et D. OUCIF¹

¹*Université de Chlef, Laboratoire de Géomatériaux, email : sariahmedbillal2020@gmail.com, m_ghrici@yahoo.fr, zerarkamiloud1@gmail.com, oucif.djilali@gmail.com*

Résumé. Le phénomène du retrait-gonflement des sols argileux est à l'origine des déformations de ces sols et des dommages au bâti. Vu la complexité et l'importance de ce phénomène qui caractérise parfois le comportement des sols non saturés, plusieurs méthodes expérimentales ont été proposées pour sa caractérisation. En plus, ces méthodes sont non seulement fastidieuses, coûteuses et consommatrices de temps, mais aussi donnant des résultats très distinctifs. L'objectif principal du présent travail consiste à proposer une nouvelle formule d'estimation du potentiel de gonflement des sols argileux, en utilisant des propriétés élémentaires du sol. À cet effet, de nombreuses sources de données ont été collectées à partir des projets de recherche publiées dans la littérature au cours des années précédentes (de 1996 à 2020). L'utilisation combinée de plusieurs propriétés élémentaires des sols tels que la limite de liquidité (LL), l'indice de plasticité (PI), la teneur en eau (w) et la fraction argileuse (CF) comme variables explicatives, nous a permis de développer un modèle de prévision du potentiel de gonflement. Les indicateurs statistiques fournis par ce modèle ont été largement acceptables, caractérisés par un coefficient de détermination (R^2) acceptable. Le modèle empirique développé a été validé avec une efficacité satisfaisante. Des tests statistiques de Fisher (F -test) et de Student (t -test) ont été menés et ont montré que ce modèle ainsi que ses paramètres sont globalement significatifs. En outre, la comparaison entre les valeurs prédites du potentiel de gonflement et les données expérimentales correspondantes, ainsi que les études paramétriques menées, ont montré que le modèle proposé peut être raisonnablement utilisé comme un outil fiable pour prédire le potentiel de gonflement des argiles en utilisant des propriétés élémentaires du sol.

Abstract. The phenomenon of shrinkage-swelling of clayey soils is the cause of deformation of these soils and damage to buildings. Given the complexity and importance of this phenomenon that sometimes characterizes the behavior of unsaturated soils, several experimental methods have been proposed for its characterization. In addition, these methods are not only tedious, costly and time consuming, but also give very distinctive results. The main objective of the present work is to propose a new formula for estimating the swelling potential of clayey soils, using elementary soil properties. To this end, numerous data sources were collected from research projects published in the literature over the previous years (1996 to 2020). The combined use of several elementary soil properties such as liquid limit (LL), plasticity index (PI), water content (w) and clay fraction (CF) as explanatory variables, allowed us to develop a prediction model of swelling potential. The statistical indicators provided by this model were largely acceptable, characterized by an acceptable coefficient of determination (R^2). The empirical model developed has been validated with satisfactory efficiency. Statistical tests of Fisher (F -test) and Student (t -test) were carried out and showed that this model and its parameters are globally significant. Furthermore, the comparison between the predicted values of swelling potential and the corresponding experimental data, as well as the parametric studies conducted, showed that the proposed model can be reasonably used as a reliable tool for predicting the swelling potential of clays using elementary soil properties.

Mots clés : potentiel de gonflement, base de données, modèle de prévision, propriétés de plasticité, propriétés de compactage.

1 Introduction

La caractérisation du phénomène de gonflement a motivé la proposition de plusieurs méthodes expérimentales. Cependant, en plus que ces méthodes expérimentales sont souvent fastidieuses, coûteuses et chronophages, elles peuvent donner aussi des résultats très différents. Le recours chaque fois aux méthodes expérimentales peut-être remplacé par des approches estimatives du potentiel de gonflement. Dans ce cadre, la littérature contient plusieurs modèles de prévision de cette propriété et d'autres

propriétés, proposés par de nombreux chercheurs [1-4]. Le présent travail a pour but de développer un modèle de prévision à simple usage, déterminant le potentiel de gonflement des sols argileux. Dans ce cadre, des bases de données ont été collectées à partir de nombreux projets de recherche publiés dans la littérature [5]. Ces données ont été utilisées pour ajuster et valider le modèle proposé.

2 Justification des propriétés géotechniques retenue dans le modèle proposé

Plusieurs chercheurs ont prouvé l'existence des corrélations entre les propriétés de gonflement et quelques propriétés élémentaires de sol telle que la limite de liquidité (LL), l'indice de plasticité (IP), la fraction argileuse (CF) et la teneur en eau (W) [1, 6, 7]. Pour cette raison, ces propriétés ont été retenues dans l'élaboration du modèle proposé. Pour ajuster le modèle de prévision du potentiel de gonflement (SP), une base de données a été collectée contenant 201 couples de points obtenus à partir de 60 études de recherche publiées dans la littérature au cours des années précédentes (de 1996 à 2020) [5]. Le tableau 1 résume les paramètres statistiques de la base de données de l'ajustement.

Tableau 1. Paramètres statistiques des variables considérées dans le modèle SP

Propriétés	Nombre de points	Valeur min	Valeur max	Moyenne	Ecart Type
SP (%)	201	0.80	120.00	18.67	17.56
LL (%)	201	24.00	385.00	71.88	33.79
IP (%)	201	12.00	350.00	46.78	37.92
FC (%)	201	5.00	96.16	45.04	16.84
W (%)	201	3.40	47.00	20.56	7.73
Ac	201	0.19	5.20	1.12	0.73
Ic	201	0.36	1.91	1.15	0.24

Avec SP (%) : le potentiel de gonflement, LL (%) : la limite de liquidité, IP (%) : l'indice de plasticité, CF (%) : la fraction argileuse, W (%) : la teneur en eau, Ac : l'activité de Skempton ($Ac=IP/FC$) [8] et Ic : un indice de consistance : $Ic=(LL-W)/IP$ [9].

3 Résultats

Une relation entre le potentiel de gonflement (SP) des sols argileux comme variable dépendante et l'indice (Ic), l'indice de plasticité (IP) et l'activité des sols (Ac) comme variables indépendantes a été proposée, examinée et présentée. L'élaboration de cette relation a été envisagée en deux phases : phase d'apprentissage (ajustement), dans laquelle l'équation (1) a fourni le meilleur ajustement avec une base de données collectée pour cet objectif, et phase de validation en utilisant des données supplémentaires [3]. Un total de 201 couples de données a été utilisé au cours de la phase d'ajustement.

$$SP = a * Ic * |\log_{10}(b * IP - c * Ac)| \quad (1)$$

a, b et c sont des constantes empiriques évaluées par l'ajustement du modèle proposé sur la base de données d'apprentissage.

Tableau 2. Analyse statistique du modèle de prévision du potentiel de gonflement

Paramètres	Résultats des (t-test)	Signif.	F-value	P _r	Signif.
a=75.295	Std. Err. = 2.3552	Oui	316.61	≅0	Oui
	P > t ≅0				
	[95% Conf. Interval] 70.650 79.939				
b=0.0422	Std. Err. = 0.0012	Oui			
	P > t ≅0				
	[95% Conf. Interval] 0.0397 0.0447				
c=-0.0513	Std. Err. = 0.0288	Oui			
	P > t =0.077				
	[95% Conf. Interval] -0.1082 0.0055				

Le tableau 2 résume l'analyse statistique de l'opération d'ajustement de l'équation (1). Des tests statistiques (t -test et F -test) ont été réalisés afin d'examiner la signification du modèle proposé (tableau 2). La contribution de chaque variable explicative retenue dans le modèle construit a été étudiée en calculant sa signification statistique (signif.). Le risque d'erreur ($\alpha=0.05$) a été adopté dans cette étude [10,11] (donc un intervalle de confiance au niveau $1-\alpha=95\%$). Comme le montre le tableau 2, le modèle (SP) proposé et ces paramètres sont suffisants pour une meilleure prédiction du potentiel de gonflement des sols argileux. La figure 1-(a) montre la corrélation entre les résultats expérimentaux du potentiel de gonflement (SP) (utilisés dans la phase d'ajustement) et ceux prédites en utilisant l'équation (1).

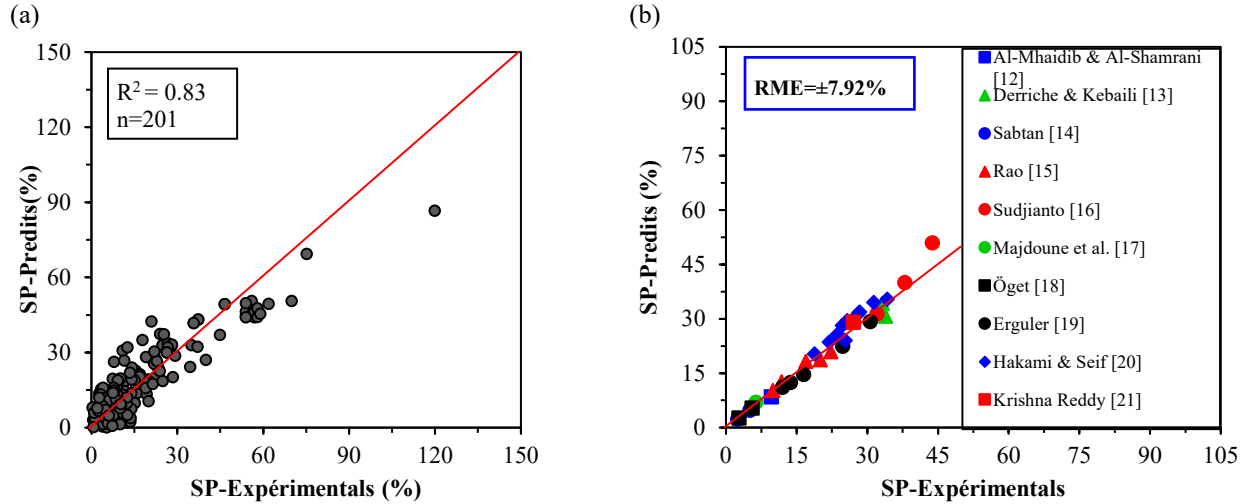


Figure. 1. Comparaison entre les valeurs du potentiel de gonflement expérimentales et celles prédites :
(a) données d'ajustement (b) données de validation

4 Discussion

Un coefficient de détermination ($R^2 = 0.83$) indique qu'il existe une bonne corrélation entre les paramètres d'entrée et de sortie. La capacité du modèle proposé a été testée sur de nouvelles données obtenues par des résultats supplémentaires d'autres chercheurs [12-21] exclus des données d'apprentissage (figure 1-b). L'erreur moyenne relative (RME) est la moyenne des erreurs relatives calculées en utilisant l'équation 2 [4].

$$E(\%) = \text{ABS} \left(\frac{SP_{\text{Exp}} - SP_{\text{pred}}}{SP_{\text{Exp}}} \right) * 100 \quad (2)$$

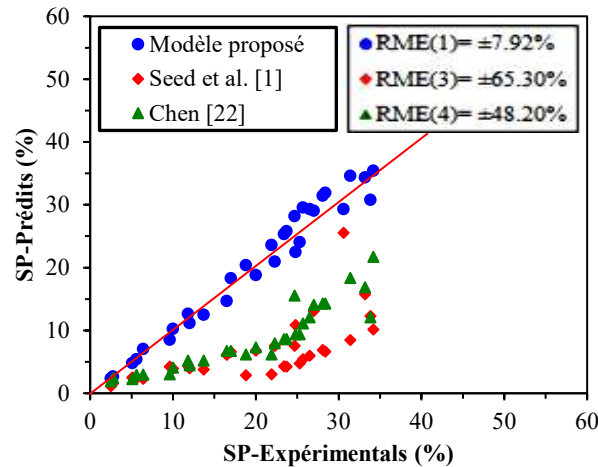


Figure. 2. Comparaison du (RME) fournie par le modèle proposé et celles fournies par les modèles de Seed et al. [1] et de Chen [22]

Où E (%) est l'erreur relative, SP_{Exp} et SP_{pred} sont respectivement, les valeurs expérimentales (extraites des travaux de recherche supplémentaires) et prédites (en utilisant le modèle proposé) du potentiel de gonflement [4]. Pour une (RME) entre les résultats expérimentaux du potentiel de gonflement et ceux prévus par notre modèle, égale à $\pm 7.92\%$ (figure 1-b), on peut dire que le modèle (SP) proposé peut être utilisé comme un outil fiable pour la prévision du potentiel de gonflement des sols argileux. La figure 2 illustre une comparaison entre l'erreur moyenne relative (RME) fournie par le modèle proposé dans le présent travail et celles fournies par les modèles de Seed et al. (1962) et Chen (1975), donnés par les équations 3[1] et 4[22] respectivement :

$$SP = 3.6 \times 10^{-5} \times Ac^{2.44} \times CF^{3.24} \quad (3)$$

$$SP = 0.2558 \times e^{0.0838 \times IP} \quad (4)$$

La fiabilité du modèle proposé se confirme en comparant la (RME) fournie par le modèle (SP) proposé qui est nettement inférieure à celles fournies par les modèles de Seed et al. [1] ($\pm 62.30\%$) et de Chen [22] ($\pm 48.20\%$). Une étude paramétrique a été réalisée afin de vérifier la capacité du modèle proposé (équation 1) à évaluer les relations de quelques variables explicatives retenues dans le modèle (SP) et le potentiel de gonflement des sols argileux. Les résultats sont présentés dans la figure 3.

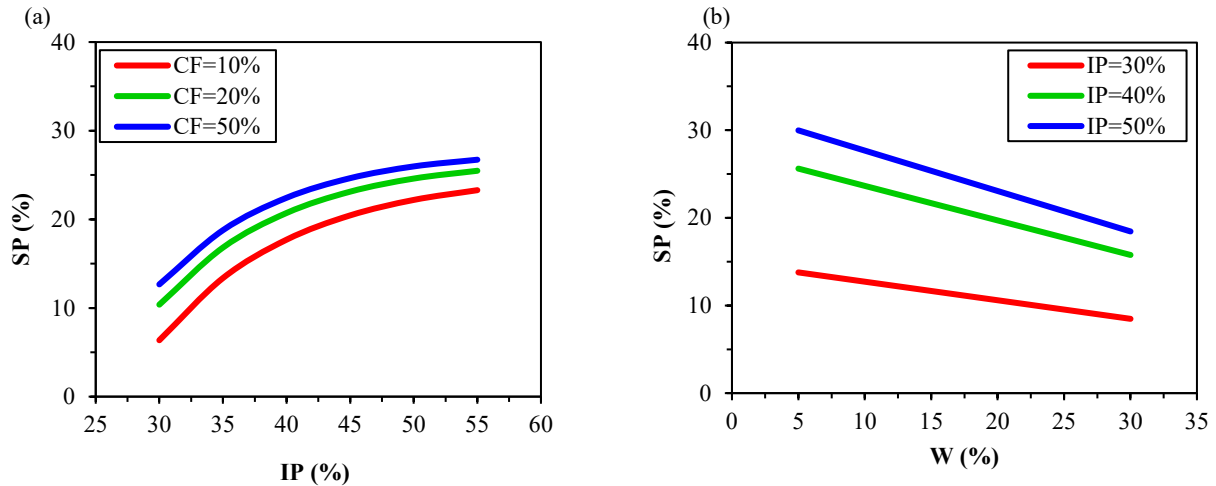


Figure 3. Relation entre le potentiel de gonflement et : (a) l'indice de plasticité (b) la teneur en eau

Dans la figure 3-(a), l'analyse paramétrique était basée sur des sols argileux dont les indices de plasticité théoriques (IP) sont compris entre 30% et 55% pour des fractions argileuses (CF) prises égales à 10%, 20%, et 50%. Pour la figure 3-(b), l'analyse paramétrique était basée sur des sols argileux dont les teneurs en eau théoriques (W) sont comprises entre 5% et 30%, pour des indices de plasticité théoriques prises égales à 30, 40 et 50%. L'étude paramétrique illustrée par la figure 3-(a) a montré l'existence d'une relation proportionnelle entre l'indice de plasticité (IP) et le potentiel de gonflement (SP). La figure 3-(a) a montré aussi des augmentations légères du potentiel de gonflement en augmentant la fraction argileuse théorique des sols. Des tendances similaires ont été stipulées par plusieurs chercheurs [1, 23]. Pour le cas de figure 3-(b) on peut constater, clairement, l'existence d'une relation inversement proportionnelle entre la teneur en eau (W) et le potentiel de gonflement (SP). Des résultats similaires ont été évoqués par d'autres chercheurs [23, 24].

5 Conclusion

Dans le présent travail, une étude statistique a été élaborée en vue de proposer un modèle empirique estimant le potentiel de gonflement des sols argileux. Dans ce cadre, une approche prédictive du potentiel de gonflement (SP) a été proposée et ajustée avec succès sur la base des données collectées. □ l'approche proposée a fournie des indicateurs statistiques acceptables caractérisés par un coefficient de détermination élevé. Une étude de comparaison avec un modèle proposé dans la littérature, a confirmé la précision d'estimation du modèle (SP) proposé. Enfin, une étude paramétrique a été élaborée et qui a montré

l'existence d'une relation proportionnelle entre le potentiel de gonflement (SP) et l'indice de plasticité (IP) et la fraction argileuse (CF), et une relation inversement proportionnelle avec la teneur en eau. Ces tendances ont été évoquées par plusieurs chercheurs.

Références

- [1] Seed, H.B., Woodward, R.J., de Lundgren R.: *Prediction of swelling potential for compacted clays*. Soil Mech and Found Div. ASCE (88), 107-131 (1962).
- [2] Komornik, A., & David, D.: *Prediction of swelling pressure of clays*. Journal of Soil Mech. & Found. Div 95(SM1), 209-225 (1969).
- [3] Sari Ahmed, B., Gadouri, H., Ghrici, M., Harichane, K.: *Best-fit models for predicting the geotechnical properties of FA-stabilised problematic soils used as materials for earth structures*. International Journal of Pavement Engineering 21(7), 939-953 (2018).
- [4] Taleb Bahmed, I., Harichane, K., Ghrici, M., Boukhatem, B., Rebouh, R., Gadouri, H.: *Prediction of geotechnical properties of clayey soils stabilised with lime using artificial neural networks (ANNs)*. International Journal of Geotechnical Engineering 13(2), 191-203 (2017).
- [5] Zerarka, M., Oucif, D.: *Proposition de quelques approches d'estimation préliminaire du potentiel et de la pression de gonflement des sols argileux*. Master dissertation, Université Hassiba Ben Bouali, Chlef (2020).
- [6] Abduljawwad, S. N.: *Study on the performance of calcareous expansive clays*. Bulletin of the Association of Engineering Geologists 30(4), 481-498 (1993).
- [7] Cantillo, V., Mercado, V., Pájaro, C.: *Empirical correlations for the swelling pressure of expansive clays in the city of Barranquilla, Colombia*. Earth Sciences Research Journal 21(1), 45-49 (2017).
- [8] Skempton, A. W.: *The colloidal activity of clays*. Selected papers on soil mechanics, 106-118 (1953).
- [9] Zidan, A. F.: *Strength and Consolidation Characteristics for Cement Stabilized Cohesive Soil Considering Consistency Index*. Geotechnical and Geological Engineering 38, 5341-5353 (2020).
- [10] Khoury, N. N.: *Durability of cementitiously stabilized aggregate bases for pavement application*. Doctoral dissertation, University of Oklahoma (2005).
- [11] Jafer, H. M., Hashim, K. S., Atherton, W. I. L. I. A. M., & Al-attabi, A.: *A Statistical Model for the Geotechnical Parameters of Cement-Stabilised Hightown's Soft Soil: A Case Study of Liverpool, UK*. International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering, 10(7), 885-890 (2016).
- [12] Al-Mhaidib, A. I., & Al-Shamrani, M. A.: *Swelling characteristics of lime-treated expansive soils*. Geotechnical engineering 27, 37-54 (1996).
- [13] Derriche, Z., & Kebaili, M.: *Prévision du gonflement des argiles d'In-Aménas*. Bulletin des Laboratoires des ponts et Chaussées 218, 15-23 (1998).
- [14] Sabtan, A. A.: *Geotechnical properties of expansive clay shale in Tabuk, Saudi Arabia*. Journal of Asian Earth Sciences 25(5), 747-757 (2005).
- [15] Rao, B. H., Venkataramana, K., & Singh, D. N.: *Studies on the determination of swelling properties of soils from suction measurements*. Canadian Geotechnical Journal 48(3), 375-387 (2011).
- [16] Sudjianto, A. T., Cakrawala, M., & Aditya, C.: *The effects of water contents on free swelling of expansive soil*. Int J Civ Environ Eng 12(06), 13-17 (2012).
- [17] Medjnoun, A., Khiatine, M., & Bahar, R.: *Caractérisation minéralogique et géotechnique des argiles marneuses gonflantes de la région de Médéa, Algérie*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 73(4), 1259-1272 (2014).
- [18] Öget, G. D.: *Estimating swelling characteristics of clays using methylene blue test-a machine learning approach*. Doctoral dissertation, Middle East Technical University Civil Engineering, Ankara (2014).
- [19] Erguler, Z. A.: *A quantitative method of describing grain size distribution of soils and some examples for its applications*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment 75(2), 807-819 (2016).
- [20] Hakami, B. A., & Seif, E. S. S. A.: *Expansive potentiality of Sabkha soils of Rabigh Lagoon, Saudi Arabia: a case study*. Arabian Journal of Geosciences 12(4), 107 (2019).
- [21] Krishna Reddy, K.: *Rutting resistance of pavements on fly ash-lime stabilized expansive subgrade*. International Journal of Geotechnical Engineering 3(1), 147-152 (2009).
- [22] Chen, F.H.: *Foundations on Expansive Soils*. Elsevier Scientific Pub. Co., Amsterdam, New York, NY (1975).
- [23] Mowafy, Y. M., Bauer, G.E., & Sakeb, F.H.: *Treatment of expansive soils: A laboratory study*. Transportation Research Record 1032 (1985).
- [24] Johnson, L.D., and Snethen, D.R.: *Prediction of potential heave of swelling soil*. Geotechnical Testing Journal 1(3), 117-124 (1978).

L'EFFET DE LA DISTANCE DE SEPARATION ENTRE LES PARTICULES SUR LA FORME SIMPLE CUBIQUE D'UN SOL NON SATURÉ

K. BENCHEIKH¹

¹université skikda , email : koukou_bencheikh@yahoo.fr

Resume. L'objectif de ce travail est d'introduire un modèle de simulation numérique pour prévoir des valeurs approximatives de la succion matricielle dans les sols non saturés. Le modèle proposé peut être utilisé pour prédire la relation entre la teneur en eau et la succion matricielle et la distance qui se trouve entre les grains d'un sol étudié pour construire la courbe caractéristique sol-eau. En outre, le modèle peut être utilisé pour combiner la succion matricielle prédite avec les paramètres du sol obtenus expérimentalement, ce qui nous permet d'expliquer comment la succion matricielle peut affecter le comportement des sols non saturés, sans qu'il soit nécessaire d'utiliser des appareils de mesure avancés ou des techniques de test spéciales.

Mots clés : Sol non saturé, succion, grains, simulation numérique

Abstract. The objective of this work is to introduce a numerical simulation model to predict approximate values of matrix suction in unsaturated soils. The proposed model can be used to predict the relationship between water content and matrix suction and the distance between the grains of a soil studied to construct the soil-water characteristic curve. In addition, the model can be used to combine predicted matrix suction with experimentally derived soil parameters, which allows us to explain how matrix sucking can affect the behavior of unsaturated soils without the need for use advanced measuring devices or special test techniques.

Key words: Unsaturated soil, suction, grains, numerical simulation

1. Introduction

Le comportement mécanique des sols non saturés est fortement influencé par le degré de saturation et, par conséquent, par la succion matricielle. La succion matricielle est en fonction de nombreuses propriétés du sol telles que la taille des grains et la géométrie entre les particules du sol. De plus, la succion matricielle dépend des propriétés du fluide des pores telles que les forces interfaciales, la densité et le degré de saturation. Dans ce modèle, on va introduire la notion (la distance entre les grains $x \neq 0$). Sur la base de ces relations, un modèle de simulation numérique simple est introduit dans cette étude pour prédire la relation entre la succion matricielle et la teneur en eau et la distance entre les grains dans des échantillons non saturés. Le modèle proposé, fondamentalement, utilise la tension superficielle et les phénomènes d'action capillaires de l'eau entre les particules en plus de la courbe de distribution granulométrique du sol étudié. Cependant, les valeurs de la succion prédite sont approximatives donc elles peuvent être utilisées comme un indicateur simple et rapide de la quantité de la succion matricielle dans le sol étudié.

2. La succion dans les sols non saturés :

La succion totale (ψ_t) dans un sol non saturé, est généralement composée de deux composantes, la succion matricielle et la succion osmotique. La somme de ces deux composantes est appelée la succion totale. La succion matricielle est définie comme la différence entre la pression des pores d'air et la pression des pores d'eau (c'est-à-dire $u_a - u_w$).

$$\psi_t = \psi_m + \psi_o \quad (1)$$

Dans la plupart des cas, les changements environnementaux affectent principalement la composante de la succion théorique, alors que les changements osmotiques sont généralement moins importants. En d'autres termes, un changement dans la succion totale est essentiellement équivalente à une variation de la succion matricielle ($\Delta\psi_t \approx \Delta(u_a - u_w)$).

3. L'équilibre à l'interface air-eau-Solid

3.1 La tension superficielle :

L'une des propriétés les plus importantes qui affectent la succion matricielle est la tension superficielle (T_s). L'interface air-eau (La peau contractile) possède une propriété appelée tension superficielle. Le

phénomène de tension superficielle résulte des forces intermoléculaires qui agissent sur des molécules dans la peau contractile. Ces forces sont différentes de celles qui agissent sur des molécules à l'intérieur de l'eau.

$$\Delta u = T_s \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \quad (2)$$

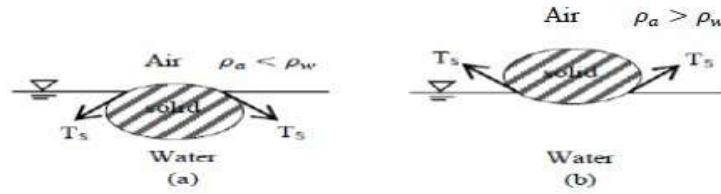


Fig. 1. Manifestation des forces de tension de surface à l'interface air-eau-solide montrant (a) la solidité plus léger peut être immergé dans l'eau et (b) la solidité plus lourd peut flotter dans l'eau.

3.2 Angle de contact α et angle de remplissage θ

3.2.1 Angle α

L'angle de contact α est une propriété intrinsèque des deux phases quelconques en contact dans un système solide-liquide-gaz. Pour les systèmes de sols non saturés, l'angle de contact peut être défini comme étant l'angle entre une ligne tangente à l'interface air-eau et une ligne définie par l'interface solide-eau. Le solide est soit mouillée par le liquide, ce qui est le cas pour la plupart des solides du sol et de l'eau, ou non mouillées par le liquide, ce qui est le cas pour la plupart des solides et liquide tel que le mercure. Le changement de pression totale ($u_a - u_w$) à travers une interface air-eau courbé dans un tube capillaire ou pores du sol idéalisé de rayon r et de l'angle de contact α a été dérivé plus tôt que

$$u_a - u_w = \left(\frac{2T_s \cos \alpha}{r} \right) \text{ Si } \alpha = 0 : u_a - u_w = \left(\frac{2T_s}{r} \right) \quad (3)$$

Fig (2.a) montre des exemples de type interactions solides air-eau et l'emplacement correspondant de l'angle de contact solide-liquide. Dans le cas d'une interaction de mouillage (**fig. 2.a**), l'angle de contact varie entre 0° et 90° .

(**Fig. 2.b**) angles de contact entre 90° et 180° . Interactions neutres ont un angle de contact égal à 90° . L'Angle de contact a une influence importante sur la géométrie des interfaces solides - liquides et le comportement physique du système.

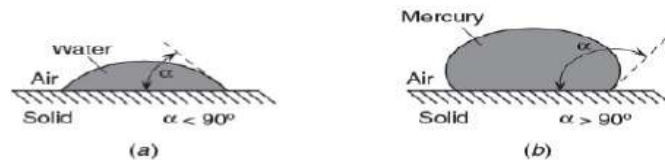


Fig. 2. Interactions air-eau-solide montrant l'emplacement de l'angle de contact solide-liquide pour goutte de liquide sur une surface solide : l'interaction (a) le mouillage et (b) l'interaction répulsive.

Les cinq possibilités de l'amplitude de l'angle de contact dans un tube capillaire sont résumées ci-dessous :

1. $\alpha=0^\circ$; une surface parfaitement mouillant; la courbure R de l'interface air-eau est identique au rayon du tube capillaire r . La plupart des sols présente un angle proche de zéro contact pendant les processus de séchage avec l'eau.

2. $0^\circ < \alpha < 90^\circ$; une surface partiellement mouillante; la courbure R de l'interface air-eau est égal au rayon r du tube capillaire divisé par $\cos \alpha$. La plupart des sols présente considérable l'angle de contact au cours des processus de mouillage avec l'eau. Les angles de contact aussi élevées que 65° sont couramment rapportés dans la littérature (par exemple, Letey et al, 1962; Kumar et Malik, 1990).

3. $\alpha=90^\circ$; une surface neutre.

4. $90^\circ < \alpha < 180^\circ$; une surface partiellement répulsif. Le rayon R de l'interface air-eau est égal au rayon r du tube capillaire divisé par $\cos \alpha$ et s'est une valeur négative. La dépression capillaire se produit. L'équation (2) détermine que la pression de l'eau est supérieure à la pression atmosphérique. Cela peut se produire pour les sols soumis à des températures extrêmement élevées (par exemple, après les incendies de forêt) ou pour certains liquides de pores organiques ou des sols riches d'organiques (par exemple, DeBano, 2000).

5. $\alpha=180^\circ$; une surface parfaitement hydrophobe. La courbure de l'interface air-eau est égal au négatif rayon du tube capillaire ($-r$). L'équation (2) détermine que la pression d'eau est supérieure à la pression atmosphérique.

Ceci est un cas peu probable pour le sol dans des conditions non saturées.

3.2.2 Angle de remplissage θ

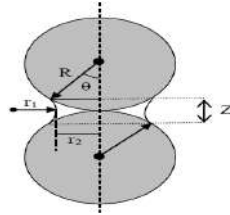


Fig. 3. Interaction solide air-eau pour deux particules sphériques et ménisque d'eau

le régime de la teneur en eau correspondant à une pression d'eau interstitielle négative correspond à l'angle θ décrit par

$$0 \leq \theta \leq 53.13^\circ \quad r_1 < r_2.$$

et le régime de la teneur en eau correspondant à la pression d'eau interstitielle positive est décrite par

$$53.13^\circ \leq \theta \leq 90^\circ \quad r_1 > r_2.$$

Pour des particules relativement peu compacts, tels que le (SC) cubique simple, l'angle de remplissage ne peut pas être supérieure à 45° , car les lentilles d'eau adjacentes commencent à se chevaucher les uns sur les autres. La condition décrite par les deux équations ci-dessus est peu susceptible de se produire dans le sol non saturé avec zéro angle de contact, ce qui indique que la pression d'eau interstitielle dans la lentille d'eau est susceptible d'être négative. L'état dans lequel l'angle de contact est non nul est souvent le cas dans un sol réel et sera couvert dans le bas.

3.3 Interface Air-Eau-solide dans le sol non saturé

Le modèle d'interface sphérique développée pour les tubes capillaires fournit un modèle conceptuel pour décrire le changement de pression à travers une interface air-eau et une explication physique pour une composante importante de la succion dans les sols non saturés. En sol réel, le tissu poreux complexe formé entre les particules adjacentes contrôle également la géométrie de l'interface. Les hypothèses doivent être faites à propos de cette géométrie complexe des pores afin d'étendre le modèle de tube capillaire simple à des analyses de sol non saturé. L'analyse qui suit suppose que deux particules sphériques de sable identiques et d'une interface air-eau est décrites par l'approximation que l'on appelle toroïdale. Une géométrie idéalisée de l'interface air-eau entre deux grains sphériques de sol peut être caractérisée par deux rayons de courbure r_1 et r_2 , comme représenté sur la **Fig. 4.a**. La question fondamentale est de savoir si l'interface décrite par r_1 et r_2 provoque une augmentation de pression ou une diminution de la pression dans le ménisque d'eau formée entre les particules. La réponse à cette question est moins simple que la précédente discussion pour une interface sphérique dans un tube capillaire. D'après le modèle sphérique, la courbure décrite par r_1 tourner autour d'un axe perpendiculaire au plan de la figure devrait provoquer une chute de pression dans l'eau des pores depuis l'interface sphérique vers la phase d'eau (c.-à-d. r_1 décrit une forme concave de courbure vers la phase aqueuse). D'un autre côté, le rayon r_2 en rotation autour de l'axe $A-A'$ décrit un liquide "bouteille" qui conduit à une augmentation de pression dans l'eau (à savoir, r_2 décrit une courbure convexe à partir de la phase aqueuse). En trois dimensions, le ménisque toroïdal décrit par r_1 et r_2 ressemble à une selle de cheval, tourné 90° dans la **Fig. 4**. Les changements de pressions régies par les courbures agissent pour s'opposer mutuellement. Considérez l'équilibre de force dans le sens horizontal et le diagramme du corps libre représentée sur la **fig. 4b**. Il y a trois contributions de force dans le diagramme du corps libre: tension de surface le long de l'interface décrite par r_1 qui résulte dans le sens positif horizontalement, la tension de surface le long de l'interface décrite par r_2 qui résulte dans le sens négatif horizontalement, et la pression de l'air et de l'eau appliquées de part et d'autre de l'interface. La projection de la tension superficielle dans le sens horizontal est positive

$$F_1 = (T_s \sin \alpha)(2r_3)(2) = 4r_3 T_s \sin \alpha$$

(4)

La projection de la tension superficielle dans le sens horizontal est négative

$$F_1 = -(T_s)(r_1 \sin \alpha)(2)(2) = -4r_1 T_s \sin \alpha$$

(5)

et la projection de l'air et de la pression de l'eau $u_a - u_w$ dans le sens horizontal (en supposant que $r_2 \geq r_1$) est

$$F_3 = (u_a - u_w)(2r_1 \sin \alpha)(2r_2) = 4r_1 r_2 (u_a - u_w) \sin \alpha$$

(6)

Équilibrer les trois forces conduit à

$$T_s(r_2 - r_1) = (u_a - u_w)r_1 r_2 \quad (7)$$

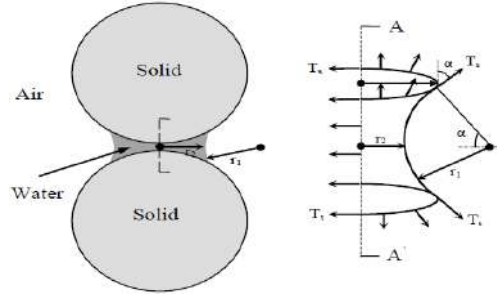


Fig. 4. Géométrie d'interface air-eau idéalisée dans un sol non saturé : (a) du ménisque d'eau entre deux particules de sol sphérique - (b) diagramme du corps libre pour ménisque d'eau.

D'où

$$u_a - u_w = T_s \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right) \quad (8)$$

l'éq 8 donne une expression mathématique simple décrivant la variation de pression à travers une interface solide-air et d'eau entre deux grains de sol idéalisée. La quantité $(u_a - u_w)$ est la succion matricielle, en fonction de l'importance relative des r_1 et r_2 , pourrait être positif, nul ou négatif. Très probablement, la valeur de la succion matricielle est positive en raison du fait que la plupart du temps r_1 est inférieur à r_2 dans des conditions non saturées. Notez que pour un ensemble donné de sphériques rayons r_1 et r_2 , l'ampleur de la succion matricielle est indépendante de l'angle de contact α . En principe, il existe trois régimes possibles de l'amplitude de la différence de pression $(u_a - u_w)$ en fonction des valeurs de r_1 et r_2 .

1. $r_1 < r_2$: $u_a > u_w$, une diminution de la pression d'eau dans le sol. Par exemple, lorsque la teneur en eau est faible entre les deux grains de sable.

2. $r_1 = r_2$: $u_a = u_w$, pas de changement de pression à travers l'interface air-eau. Par exemple, lorsque le sol sablonneux est presque saturé.

3. $r_1 > r_2$: $u_a < u_w$, une augmentation de pression dans l'eau interstitielle. Ce cas est susceptible de se produire dans les systèmes sol-eau réels lorsque le sol est presque saturé ou lorsqu'il y a un grand vide mais une distance étroite entre les particules de plaque.

4. Contacter Sphère Modèle

Un aperçu significatif du comportement quantitatif de la courbe caractéristique sol-eau peut être obtenue en isolant le rôle de la capillarité sur le comportement des pores de l'eau d'adsorption. Ceci peut être accompli par des systèmes de grains de sol sphériques disposées dans différentes géométries d'emballage idéalisée d'envisager. Une relation entre la succion matricielle $u_a - u_w$, la tension de surface T_s , et deux r_1 rayons et r_2 décrivant la géométrie du ménisque d'eau entre deux particules sphériques de rayon R identiques comme on le voit sur la figure 9a, l'«angle de remplissage» peuvent être introduits pour décrire des changements dans la taille, la géométrie et le volume de la lentille d'eau. Plus précisément, l'angle de remplissage décrit l'angle entre les vecteurs des axes de rotation R et r_2 et R et r_1 . Le volume de la lentille d'eau entre les particules est égal à zéro quand est égal à zéro et augmente lorsqu'il augmente. Dallavalle (1943) a présenté les approximations suivantes parmi r_1 , r_2 , R , et pour un angle de contact égal à zéro :

$$r_1 = R \left(\frac{1}{\cos \theta} - 1 \right), \quad r_2 = R \tan \theta - r_1, \quad 0 \leq \theta \leq 85^\circ \quad (9)$$

Substituer eq. (10) dans l'équation. (9) aboutit à une description de la matrice de succion en fonction de l'angle de remplissage (radians):

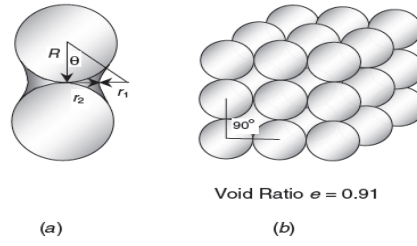


Fig. 5. Illustration géométrique pour ménisque en trois dimensions entre les particules sphériques : (a) lentille d'eau entre deux particules, (b) le remplissage cubique simple qui représente l'ordre de remplissage lâche.

$$u_a - u_w = \frac{T_s}{R} \frac{\cos \theta (\sin \theta + 2 \cos \theta - 2)}{(1 - \cos \theta)(\sin \theta + \cos \theta - 1)} \quad (10)$$

Dallavalle (1943) a également montré que le volume de la lentille d'eau, V_l , dans un plan orthogonal pour les sphères coordonnées dans le simple cubique (SC) _ le remplissage (**fig. 5b**) peut être approximée comme pouvant

être normalisée par rapport au volume d'une sphère, V_s , comme

$$V_l = 2\pi R^3 \left(\frac{1}{\cos \theta} - 1 \right)^2 \left[1 - \left(\frac{\pi}{2} - \theta \right) \tan \theta \right] \quad (11)$$

$$\frac{V_l}{V_s} = \frac{3}{2} \left(\frac{1}{\cos \theta} - 1 \right)^2 \left[1 - \left(\frac{\pi}{2} - \theta \right) \tan \theta \right] \quad (12)$$

Le nombre de lentilles d'eau entre une particule sphérique et toutes les particules adjacentes dans une unité de volume cubique avec des dimensions $2RX2RX2R$ ($8R^3$) en remplissage Simple cubique est de trois (six lentilles demi comme représenté sur la **Fig. 5b**).

Par conséquent, la gravimétrie de la teneur en eau en poids d'un volume unitaire dans trois plans orthogonaux peut être déterminée à partir de l'équation. (11) en tenant compte de la masse volumique des solides du sol G_s :

$$\begin{aligned} W &= \frac{3V_l \rho_w}{V_s \rho_s} = \frac{3V_l}{V_s G_s} = \frac{3V_l}{(4/3)\pi R^3 G_s} \\ &= \frac{9}{2G_s} \left(\frac{1}{\cos \theta} - 1 \right)^2 \left[1 - \left(\frac{\pi}{2} - \theta \right) \tan \theta \right] \end{aligned} \quad (13)$$

Reconnaissant le fait que le rapport de vide e est de **0,91** pour le remplissage Simple cubique, les ws teneur en eau saturée pour les solides ayant une G_s de 2,65 est la suivante :

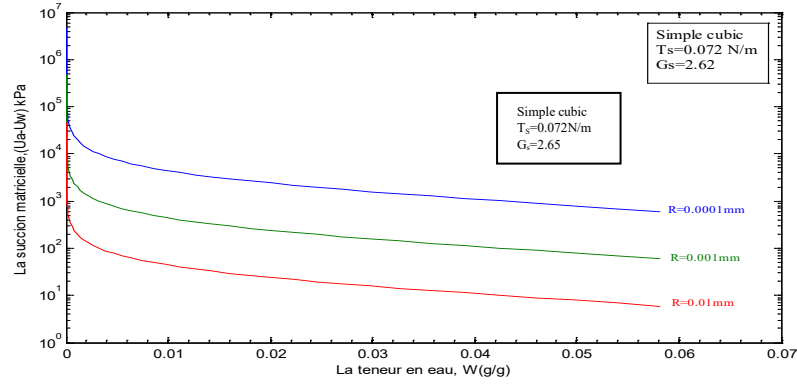
$$W_{s(SC)} = \frac{e}{G_s} = \frac{0.91}{2.65} = 0.343 \quad (14)$$

Ainsi, pour la simple arrangement de remplissage cubique de sable idéalisé non déformable, **34,3%** représente la limite supérieure de la teneur en eau gravimétrique à pleine saturation.

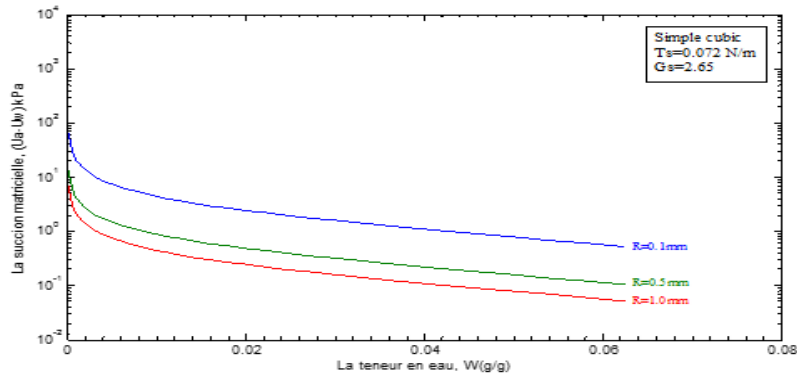
Les équations (10) et (13) établissent une relation théorique décrivant le rôle de la capillarité dans la courbe caractéristique sol-eau pour des particules sphériques uniformes et simples remplissage cubique.

La fig 06 montre les courbes caractéristiques sol-eau calculées en utilisant le modèle de la sphère de contact pour les différents rayons de particules en Simple de remplissage cubique. La limite supérieure de la teneur en eau de **6,3%** correspond à un angle de remplissage **45°**. Cela correspond à la condition dans laquelle les lentilles d'eau adjacentes commencent à se chevaucher les unes aux autres et à la géométrie supposée de la lentille d'eau est plus valable. angle égal de remplissage à **45°** est la limite supérieure pour eq. (13).

L'augmentation radical de la succion matricielle pour tous les types de sol que la teneur en eau se rapproche de zéro reflète la réduction radical des rayons de l'interface air-eau.



(b)



(a)

Fig. 6. Courbes caractéristiques sol-eau théoriques pour des particules sphériques uniformes en ordre simple remplissage cubique : (a) des particules de taille de sable et (b) particules de taille limon et d'argile

Si on suppose que le contact entre les deux grains est différent de zéro ($= x$) :

Si : $x = 0 \Rightarrow 0 \leq (\theta = \theta_1) \leq 53.13^\circ$ quelle que soit la valeur de R .

Si : $x = 0.02\text{mm}$ et $R = 0.1\text{mm} \Rightarrow 25.84^\circ \leq \theta_1 \leq 60^\circ$

le régime de la teneur en eau correspondant à une pression d'eau interstitielle négative dans ce cas décrit par

$$25.84^\circ \leq \theta_1 \leq 60^\circ$$

et le régime de la teneur en eau correspondant à la pression d'eau interstitielle positive est décrite par

$$60^\circ \leq \theta_1 \leq 90^\circ$$

Simulation 01

la succion matricielle ($U_a - U_w$) en fonction de la teneur en eau W dans le cas où le contact : [$x = 0$ et $R = 0.1\text{mm}$] donc $0 \leq (\theta = \theta_1) \leq 53.13^\circ$. [$x = 0.02\text{mm}$ et $R = 0.1\text{mm}$] donc $25.84^\circ \leq \theta_1 \leq 60^\circ$, [$x = 0.01\text{mm}$ et $R = 0.1\text{mm}$] donc $18.19^\circ \leq (\theta = \theta_1) \leq 56.63^\circ$. [$x = 0.005\text{mm}$ et $R = 0.1\text{mm}$] donc $12.83^\circ \leq (\theta = \theta_1) \leq 54.9^\circ$.

Dans cet article toutes les courbes a été programmées par le langage MATLAB.

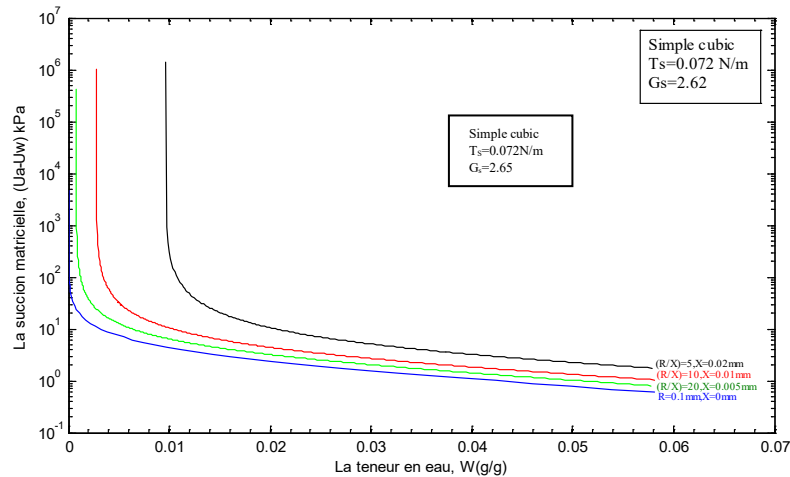


Fig. 7. La succion matricielle (U_a-U_w) en fonction de la teneur en eau W on introduit le parametre distance (x)

A partir de ces courbes. On distingue que la distance entre les grains influe sur la succion matricielle et sur la teneur en eau.

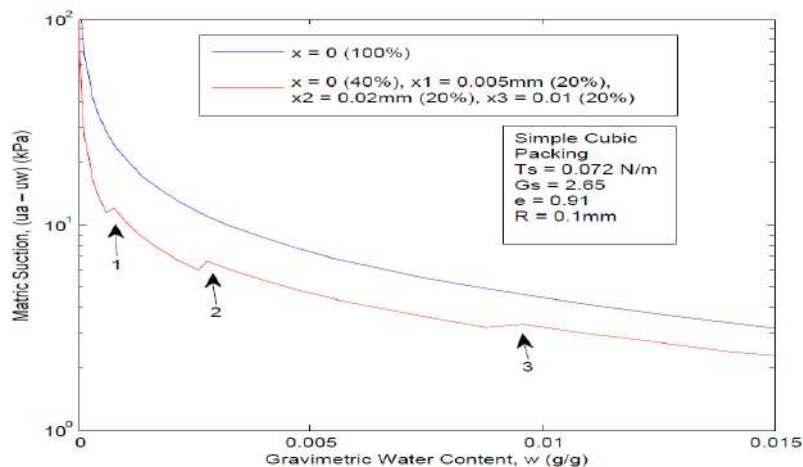
Si la valeur de x augmente :

- L'intervalle de la pression d'eau interstitielle négative diminue
- La succion augmente dans ce cas
- La teneur en eau augmente avant le commencement de la succion

Dans cet exemple, on veut seulement montrer l'effet de la distance sur la succion matricielle parce que en réalité, dans le sol on trouve des grains qui ont un contact direct entre eux (la distance entre les grains $x = 0$) et d'autre grains qui ont une distance différente de zéro ($x \neq 0$).

Simulation 02

C'est pour cela, on va appliquer notre modèle sur des échantillons d'un sol qui contient des grains qui ont plusieurs distances entre eux et tracer les courbes de la succion matricielle en fonction de la teneur en eau. Dans la **fig (8)** on a deux échantillon, un qui contient 95% des grains [$x = 0.01$ et $R = 0.1$ mm] et 5% des grains [$x = 0$ et $R = 0.1$ mm] et l'autre contient 40% des grains [$R = 0.1$ mm avec un espacement $x = 0$ mm] et 20%des grains [$R = 0.1$ mm avec un espacement $x = 0.005$ mm] et 20% des grains [$R = 0.1$ mm avec un espacement $x = 0.01$ mm] et 20%des grains [$R = 0.1$ mm avec un espacement $x = 0.02$ mm].



On remarque que la courbe de la succion matricielle contient trois points.

- Le premier point représente les grains dont la distance entre eux est égale ($x = 0.005$ mm) :

- Le deuxième point représente les grains dont la distance entre eux est égale ($x = 0.01\text{mm}$) :
- Le troisième point représente les grains dont la distance entre eux est égale ($x = 0.02\text{mm}$) :

Cela peut être expliqué par l'angle de remplissage θ , car pour chaque distance x on trouve un intervalle d'angle θ qui indique le début et la fin de la succion matricielle.

[$x = 0$ et $R = 0.1\text{mm}$] donc $0 \leq (\theta = \theta_1) \leq 53.13^\circ$, [$x = 0.02\text{mm}$ et $R = 0.1\text{mm}$] donc $25.84^\circ \leq \theta_1 \leq 60^\circ$.

[$x = 0.01\text{mm}$ et $R = 0.1\text{mm}$] donc $18.19^\circ \leq \theta_1 \leq 56.63^\circ$, [$x = 0.005\text{mm}$ et $R = 0.1\text{mm}$] donc $12.83^\circ \leq \theta_1 \leq 54.9^\circ$.

5. Conclusion:

Le modèle numérique proposé montre l'influence de la distance entre les grains sur la succion matricielle et la teneur en eau et sur le paramètre de la contrainte effective χ . En général, ce modèle peut être utilisé comme un simple indicateur rapide de la quantité de la succion matricielle dans un sol étudié en fonction de la taille des grains et le vide qui se trouve entre les particules d'un sol. Le modèle proposé est applicable dans le cas où les grains ont les mêmes tailles.

Références

- [1] LU, NING; AND LIKOS, WILLIAM J. 2004. *UNSATURATED SOIL MECHANICS*. WILEY & SONS INC. NEW JERSEY., P 34,35
- [2] Fredlund D. G., Rahardjo H.: Soil mechanics for unsaturated soils.1993.
- [3] Charles W.W. Ng and Bruce Menzies. Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering.2007.
- [4] Unsaturated Soils, Editors Eduardo Alonso & Antonio Gens Technical University of Catalonia, Barcelona, Spain 6–8 SEPTEMBER 2010.
- [5] Unsaturated Soil Mechanics in Geotechnical Practice, Geoffrey E. Blight University of the Witwatersrand, Johannesburg, South Africa 2013.
- [6] Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils Jean-Louis Briaud 2013.
- [7] Geotechnical special publication N° . 2 0 2. Experimental and Applied modeling of unsaturated soils, June 3–5, 2010 Shanghai, China.
- [8] Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice D. G. Fredlund, H. Rahardjo and M. D. Fredlund Copyright © 2012 John Wiley & Sons, Inc.
- [9] Kumar, S., and Malik, R. S., 1990, "Verification of quick capillary rise approach for determining pore geometrical characteristics in soils of varying texture," *Soil Science*, **150**(6), 883–888.
- [10] Letey, J., Osborn, J., and Pelishek, R. E., 1962, "Measurement of liquid-solid contact angles in soil and sand," *Soil Science*, **93**, 149–153.
- [11] Dallavalle, J. M., 1943, *Micrometrics*, Pitman, London.

ANALYSE SPATIALE DE LA SUSCEPTIBILITE AUX GLISSEMENTS DE TERRAIN, RECHERCHE DES CAUSES ET METHODES UTILISEES POUR L'EVALUATION DES RISQUES DES MOUVEMENTS DES SOLS NON SATURES

N. B. MEBIROUK ^{1*}, S. MESSAST ¹, M. AMRANE ², M.A BENBOURAS ³

¹ Université de skikda

^{1*} Direction Des Travaux Publics de Skikda;

² Université Batna 2;

³ (ENP)

Résumé. Les problèmes de stabilité des pentes, en relation avec les variations de teneur en eau, provoquent d'importants dégâts : ils affectent les versants naturels ainsi que des talus créés de façon artificielle, et constituent une menace pour les infrastructures ou les zones habitées. Toutefois, dans les terrains en pente, les sols sont souvent partiellement saturés et le comportement mécanique est différent de celui des sols saturés à cause de l'effet de la succion. Plusieurs études ont été publiées dans la littérature dans le but de délimiter les zones ayant une grande susceptibilité aux glissements de terrain. Le but principal de ces études est de prédire la susceptibilité de n'importe quel point situé sur la zone d'étude en fonction des facteurs qui le caractérisent tels que la géologie, la pente, l'altitude, l'occupation de sol, la lithologie, l'hydrogéologie, l'hydrologie. Plusieurs méthodes ont été utilisées avec succès pour cartographier les différents risques associés aux sols non saturés. Cependant, les méthodes d'intelligence artificielle et d'apprentissage automatique ont montré une incroyable capacité à fournir des modèles mathématiques très efficaces en cartographie géotechnique et plus précises que les méthodes classiques. Cet article traite plusieurs aspects de l'évaluation des risques de glissement de terrain notamment à partir de méthodes basées sur l'intégration des SIG avec les méthodes d'IA et d'autres méthodes à savoir : - La méthode des index, la méthode bivariée de la théorie de l'évidence, la méthode multivariée de régression logistique, l'approche par Data Mining et enfin la méthode des Unités de Conditions Uniques. D'abord, plusieurs études ont été collectées et utilisées en formant un article de synthèse ; cela se poursuit ensuite par un examen critique de l'état de l'art dans l'utilisation des SIG et les méthodes d'IA pour la cartographie et la modélisation des risques des sols non saturés (notamment les glissements).

Mots clés : sol non saturé, glissement de terrain, réseaux de neurones, SIG, intelligence artificielle, méthodes classiques.

Abstract. Slope stability problems, in relation with variations in water content, cause significant damage: they affect natural slopes as well as embankments artificially created, and pose a threat to infrastructure or inhabited areas. Although, in sloping land, soils are often partially saturated and the mechanical behavior is different from saturated soils due to the effect of suction.

Several studies have been published in the literature with the aim of delineating areas with a high susceptibility to landslides. The main goal of these studies is to predict the susceptibility of any point located in the study area according to the factors that characterize it such as geology, slope, altitude, land use, lithology, hydrogeology, hydrology. Several methods have been successfully used to map the different risks associated with unsaturated soils. However, artificial intelligence and machine learning methods have shown an incredible ability to provide mathematical models that are very effective in geotechnical mapping and more accurate than conventional methods.

This article deals with several aspects of landslide risk assessment, in particular based on the integration of GIS with AI methods and other methods, such as: - The index method, the bivariate method of the theory Obviously, the multivariate logistic regression method, the Data Mining approach and finally the Unique Condition Unit method. First of all, several studies were collected and used in forming a review article; continuing then with a critical review of the state of the art in the use of GIS and AI methods for mapping and modeling the risks of unsaturated soils (especially landslides).

Keywords: unsaturated soil, landslide, neural networks, GIS, artificial intelligence, classical methods.

1. Introduction

Les mouvements de terrain sont des aléas très fréquents. Un glissement de terrain peut être défini sommairement comme le mouvement d'une masse de sol ou de roche le long d'une surface de rupture sous

l'effet de la gravité, qui s'amorce essentiellement où il y a un talus. Un glissement de terrain constitue une menace sous deux aspects. Premièrement, le déplacement de la masse de sol ou de roche provoque le bris ou la destruction des éléments situés sur la portion de terrain en mouvement et peut engendrer la perte des millions de dollars ([1]; [2]). Deuxièmement, l'étalement de la masse résultant de ce mouvement, qu'on appelle débris, peut être la source de dommages majeurs, voire meurtriers ([3]; [4]; [5]; [6]). L'aspect des glissements (volume, profondeur, forme de la masse en mouvement) est très divers et dépend de la structure du sous-sol, du type de roche, des infiltrations et des circulations d'eaux souterraines. Toutefois, dans la nature, les terrains susceptibles au glissement sont souvent conditionnés par l'état de non-saturation du massif, d'où une analyse dans ces conditions s'avère parfois fondamentale et nécessaire. Ces dernières décennies, la mécanique des sols non saturés a fait l'objet de plusieurs recherches et beaucoup d'auteurs ont participé à son développement en général et à celui des méthodes d'analyse des glissements de terrains en particulier.

Au fil du temps, plusieurs méthodes de classifications et de cartographies ont été élaborées tenant compte des différents paramètres suscitant les glissements de terrain. Dans cet article on se basera sur les méthodes de cartographies les plus connues et les plus utilisées dans la littérature.

Depuis le 17^{ème} siècle, plusieurs chercheurs ont proposé des méthodes pour prédire la susceptibilité aux glissements de terrain et réaliser des cartes de sensibilité des versants afin de présenter les zones sujettes aux risques de glissement de terrain. En outre, il existe de nombreux types d'approches qui sont utilisées pour la cartographie de la sensibilité aux glissements de terrain, elles peuvent être classées en trois ensembles en tant que méthodes : qualitatives, semi-quantitatives et quantitatives ([6]; [7]).

2. Les glissements de terrains

2.1 Généralités sur les glissements :

Lors de la survenue d'un glissement, l'analyse des causes se fait par la recherche des différents facteurs déclenchants : ceux-ci peuvent être facilement listés à partir des grandeurs présentées dans les équations d'équilibre, tant sur les forces motrices que sur les forces résistantes.

Le raidissement d'une pente par des terrassements, la surcharge en tête de talus, le remblai construit sur une pente, des déblais à la base de la pente, sont autant d'exemple d'augmentation des forces motrices. Un autre cas est celui des séismes où l'accélération horizontale engendre des instabilités souvent très nocives lorsque le réseau routier d'acheminement de secours est impacté. Des terrassements – même modestes – en pied de versant peuvent aussi entraîner des glissements importants lorsqu'ils sont effectués sur des sites ayant déjà glissés mais actuellement stabilisés.

L'écoulement de l'eau dans une pente est aussi une force motrice : la perte de charge lors de l'écoulement se transmet au squelette du sol ([8]). L'analyse hydrogéologique du versant est donc essentielle et l'eau agit aussi par son effet sur la résistance mécanique des sols.

Le comportement mécanique des sols à la rupture est représenté par la loi de Coulomb et la résistance au cisaillement comporte un terme de cohésion et un terme de frottement proportionnel à la contrainte normale. Mais les sols sont des matériaux bi ou triphasiques. Il existe donc une pression interstitielle et l'analyse peut se faire soit en contraintes totales (en considérant le sol comme monophasique) soit en contraintes effectives avec prise en compte des pressions de l'eau dans les pores du sol.

L'analyse de la stabilité naturelle de la pente avant les travaux qui vont modifier sa géométrie est indispensable. Cette analyse doit inclure les conditions géologiques et hydrauliques. Il peut s'agir aussi d'étudier d'anciens glissements, fossiles potentiellement réactivables: en effet, sur les surfaces des anciens glissements l'angle de frottement résiduel créé par les grands déplacements antérieurs peut être seulement de 20° à 10° et la cohésion résiduelle est quasi nulle. Cela explique des glissements qui apparaissent sur des pentes très faibles lorsque le rôle de l'eau est présent.

2.2 Effet de l'eau dans le déclenchement des glissements :

L'eau a plusieurs actions dans les glissements de terrain. Les venues d'eaux peuvent être d'origines pluviales ou souterraines provenant de l'amont. Les eaux pluviales peuvent provoquer une érosion de surface et des infiltrations rejoignant les eaux souterraines ([9]).

Un exemple permet de comprendre l'effet de l'eau. Une pente dans un matériau sableux totalement sec est stable tant que l'angle de talus est inférieur à l'angle de frottement ϕ . La même pente totalement noyée sans écoulement est stable dans les mêmes conditions. Lorsque la pente est soumise à un écoulement dont la surface libre coïncide avec la surface topographique, l'angle d'équilibre limite est de l'ordre de la moitié de ϕ . Pour une nappe en écoulement parallèle à la pente, le coefficient de sécurité (traduisant l'excès de

stabilité de la pente) décroît lorsque la nappe se rapproche de la surface ([8]) : cela explique les glissements survenant après de fortes pluies provoquant la remontée de la nappe en écoulement.

A cet effet, se rajoute le rôle de l'eau sur le comportement mécanique des sols non saturés. La non-saturation crée une succion entre les grains de sol qui peut s'interpréter comme une cohésion capillaire. Celle-ci est très favorable à la stabilité, mais elle disparaît lors de la saturation, causant ainsi le glissement ([10]).

Enfin, lorsque les argiles sont cisailées sur une surface de glissement, elles subissent une augmentation de teneur en eau qui diminue leur résistance au cisaillement.

3. Présentation des méthodes conventionnelles utilisées pour modéliser la susceptibilité aux glissements de terrain

Le domaine de la cartographie est de plus en plus demandé à cause de la nécessité d'avoir des informations rapides et moins coûteuses. Dans la littérature plusieurs chercheurs ont travaillé sur la cartographie des glissements de terrain afin de donner une information rapide avec une précision relative suffisante pour l'utiliser dans l'orientation des programmes de développement urbains et industriels. Plusieurs méthodes ont été développées pour la réalisation des cartes de risques. Le tableau suivant regroupe la plupart de ces méthodes.

Tableau 1. Méthodes de cartographie les plus utilisées par les chercheurs dans le monde

Catégorie	Méthode	Type	Citations
Qualitative	Techniques d'inventaire des glissements de terrain	-	(Castellanos Abella and Van Westen, 2008; Fomelis et al., 2004; Xu et al., 2013)
	Méthodes euristiques (évaluation d'experts)	-	(Ayenew and Barbieri, 2005; Guzzetti et al., 1999; Kouli et al., 2010; Tarun K. Raghuvanshi et al., 2014; Tarun Kumar Raghuvanshi et al., 2014; Saha et al., 2002; Turrini and Visintainer, 1998; Wachal and Hudak, 2000)
Quantitative	Approche déterministe	-	(Godt et al., 2008; Huang and Kao, 2006; Krušić et al., 2017; Marin et al., 2021; Nsengiyumva et al., 2019b; Park et al., 2013; Salciarini et al., 2020, 2006)
		Régression logistique	(Althuwaynee et al., 2014; Atkinson and Massari, 1998; Ayalew and Yamagishi, 2005; Bernknopf et al., 1988; Dai et al., 2001; Dai and Lee, 2002; Felicísimo et al., 2013; Goetz et al., 2015; Gorum et al., 2008; Guzzetti et al., 1999; Jade and Sarkar, 1993; Kavzoglu et al., 2015; Lee and Min, 2001; Lee and Sambath, 2006; Nsengiyumva et al., 2019a; Ohlmacher and Davis, 2003; Pradhan and Lee, 2010; Trigila et al., 2015; Umar et al., 2014; L.-J. Wang et al., 2016; Wang et al., 2015; Yilmaz, 2010a, 2009)
	Méthodes statistiques (multivariées et bivariées méthodes)	Analyses discriminantes	(Ardizzone et al., 2002; Carrara, 1983; Carrara et al., 2003)
		Pondéré Principal géographiquement	(Basu et al., 2020 ; Faraji Sabokbar et al., 2014)
		Modèles additifs généralisés	(Goetz et al., 2011; Park and Chi, 2008)
		Poids de l'évidence	(Aghdam et al., 2016; Ayalew et al., 2004; Dahal et al., 2008; Goetz et al., 2015; Kavzoglu et al., 2015; Nsengiyumva et al., 2019a; L.-J. Wang et al., 2016)
		Rapport de fréquence	(Akgun et al., 2008; Kavzoglu et al., 2015; Lee and Sambath, 2006; Nsengiyumva et al., 2019a; Pradhan and Lee, 2010; Silalahi et al., 2019;

			Trigila et al., 2015; Umar et al., 2014; L.-J. Wang et al., 2016; Q. Wang et al., 2016; Yilmaz, 2009; Zhou et al., 2016)
		Probabilité conditionnelle	(Yilmaz, 2010a)
		Facteurs de certitude	(Chen et al., 2018; Zhao and Chen, 2020)
		Indice d'entropie	(Bednarik et al., 2012; Chen et al., 2018; Pourghasemi et al., 2012a; Q. Wang et al., 2016)
	Méthodes d'apprentissage automatique	Système d'inférence adaptative neuro-floue (ANFIS)	(Aghdam et al., 2016; Choi et al., 2011; Jaafari et al., 2017; Pradhan, 2013; Pradhan et al., 2010; Sezer et al., 2011; Tien Bui et al., 2012a; Vahidnia et al., 2010)
		Réseau de neurones à rétro-propagation (ANN)	(ALEOTTI et al., 1996; Alimohammadlou et al., 2014; Brown, 2012; Caniñani et al., 2008; Gómez and Kavzoglu, 2005; Lee et al., 2004, 2003; Lee and Evangelista, 2006; Melchiorre et al., 2008; Neaupane and Achet, 2004; Pradhan and Buchroithner, 2010; Pradhan and Lee, 2010; Tien Bui et al., 2016b; L.-J. Wang et al., 2016; Were et al., 2015; Xu et al., 2016; Yilmaz, 2010a, 2010b, 2009; Zare et al., 2013)
		Réseau neuronal profond (RNP)	(Dao et al., 2020)
		Réseau de neurones convolutifs	(Wang et al., 2019)
	Semi-quantitative	Décision multicritères	Processus de hiérarchie analytique
			(Althuwaynee et al., 2014; Komac, 2006; Pourghasemi et al., 2012b; Zhou et al., 2016)
			Combinaison linéaire pondérée
			(Ahmed, 2015; Akgun et al., 2008; Ayalew et al., 2004)
			Moyenne pondérée ordonnée
			(Ahmed, 2015; Feizizadeh et al., 2014)

4. Discussion

Après l'analyse des méthodes utilisées et des résultats obtenus par plusieurs chercheurs pour la cartographie des risques des glissements de terrain, il ressort que Les méthodes qualitatives peuvent être définies comme méthodes simples reposant généralement sur l'expérience et les jugements d'experts à travers l'utilisation de mesures directes sur le terrain.

En revanche, les méthodes quantitatives sont des méthodologies objectives et sévères qui dépendent des méthodes statistiques et mathématiques ([7]). Ces méthodes ont été utilisées dans le but de réduire la subjectivité des glissements de terrain en combinant des modèles géotechniques et statistiques. Des méthodes intermédiaires ont été utilisées dans les études précédentes, qui peuvent être définies comme une alternative liant les méthodes qualitatives et quantitatives par l'évaluation de l'importance des paramètres d'entrée pour générer des cartes des risques de glissements de terrain. Ces Méthodes sont appelées méthodes semi quantitatives ([11]). Les qualités de facilité et de performance ont rendu les trois méthodes susmentionnées communes et utiles, en raison de leurs expressions simples de la dépendance (c'est-à-dire de la sensibilité aux glissements de terrain) et variables indépendantes (c.-à-d. facteurs causaux). Les inventaires de glissements de terrain et méthodes heuristiques sont les méthodes qualitatives les plus couramment utilisées ([12]). La principale lacune des méthodes qualitatives est leur subjectivité qui est liée au classement expérientiel des facteurs de prédispositions aux glissements de terrain, résultant des connaissances d'experts ([12]). De même, les méthodes quantitatives peuvent être classées en nombreuses sous-classes : méthodes statistiques, déterministes et d'apprentissage automatique ([7]). Déterministe (appelée également méthode géotechnique) fait partie des méthodes largement appliquées dans la littérature, qui utilisent des paramètres géotechniques déterminés sur le site, combinés aux principes

d'ingénierie de l'instabilité des pentes, qui s'expriment en termes de facteur de sécurité, parallèlement à la négligence des facteurs climatiques et humains ([12]).

La principale limitation de la méthode déterministe est que son utilisation précise nécessite une géotechnique détaillée et des informations hydrologiques, difficiles à collecter dans de vastes zones ([12]). Par conséquent, cette méthode est utile uniquement pour la cartographie des petites zones ([13]). Sinon, les méthodes statistiques peuvent prédire la corrélation entre les facteurs de conditionnement et les glissements de terrain passés au moyen de méthodes bivariées ou multivariées ([7]). Entre les méthodes statistiques couramment utilisées dans la littérature pour modéliser la susceptibilité aux glissements de terrain, il a mentionné la régression logistique, le poids de la preuve et le processus de hiérarchie analytique. Cependant, le principal critique a souligné sur les méthodes statistiques est qu'elles nécessitent la distribution normale des facteurs de conditionnement (predisposition), ce qui n'est pas toujours agréable, et ils sont intrinsèquement linéaires. En outre, ces méthodes sont basées sur des hypothèses simplifiées, telle que le comportement linéaire ou une heuristique de production, ce qui rend les méthodes statistiques moins efficaces pour modéliser des phénomènes non-linéaires complexes. Pour surmonter ces limitations, des modèles d'apprentissage automatique ont été proposés pour la cartographie de la susceptibilité aux glissements de terrain qui ont utilisé comme algorithmes sophistiqués dans le but de modéliser les phénomènes non-linéaires et les relations complexes en analysant les facteurs de conditionnement des emplacements des zones qui subissent des glissements de terrain par rapport aux zones stables ([7]). L'apprentissage automatique est une approche programmée, qui extrait de manière itérative à partir des données disponibles, les relations sous-jacentes ou les idées cachées afin de construire des modèles analytiques précis ([7]).

5. Conclusion

Cet article présente d'une manière sommaire une bonne partie des méthodes utilisées par beaucoup de chercheurs dans la cartographie des glissements de terrain. Il est à signaler que chaque méthode a ses principes et ses conditions d'utilisation selon la disponibilité des données de base, d'une part, et d'autre part il est à signaler que les méthodes se basant sur l'intelligence artificielle et l'apprentissage automatique montrent une très grande efficacité dans ce domaine puisque elles traitent les données d'entrée que ce soit linéaire ou non linéaire par l'utilisation de plusieurs algorithmes afin de sortir un modèle final qui aide à l'établissement des cartes de risque plus précises. L'intégration de l'aspect de non saturation des sols dans l'établissement des cartes de risque vis-à-vis du glissement reflète et explique l'état naturel le plus rencontré dans la nature.

Le rehaussement du niveau de la nappe phréatique engendre la diminution de la contrainte effective en parallèle à l'augmentation de la pression de l'eau interstitielle, cette action perturbera l'équilibre du massif et cela peut conduire à des glissements de terrain.

En premier lieu, il est nécessaire d'établir une carte de micro zonage sur l'état naturel du sol en tenant compte du niveau moyen des nappes phréatiques et de la lithologie des sols et en suite de les exploiter dans l'évaluation de l'aléa de glissement au moyen du logiciel ARCGIS, après on les fusionnées avec les autres cartes collectées afin de relier chaque point dans la zone d'étude par les facteurs de prédispositions qui le caractérise en se intéressant par la carte de précipitation qui jouent un rôle primordiale dans le déclenchement des glissements. L'intégration des résultats d'analyse des données obtenues par les méthodes d'IA et le SIG conduit à la création des cartes de susceptibilités au mouvement gravitaire de la zone étudiée.

Références

- [1] Nhu, V.-H., Mohammadi, A., Shahabi, H., Ahmad, B.B., Al-Ansari, N., Shirzadi, A., Clague, J.J., Jaafari, A., Chen, W., 821 Nguyen, H., 2020a. Landslide Susceptibility Mapping Using Machine Learning Algorithms and Remote Sensing 822 Data in a Tropical Environment. *Int. J. Environ. Res. Public. Health* 17, 4933. 823
- [2] Nourani, V., Pradhan, B., Ghaffari, H., Sharifi, S.S., 2014. Landslide susceptibility mapping at Zonouz Plain, Iran using 829 genetic programming and comparison with frequency ratio, logistic regression, and artificial neural network 830 models. *Nat. Hazards* 71, 523–547. <https://doi.org/10.1007/s11069-013-0932-3>
- [3] Achour, Y., Pourghasemi, H.R., 2020. *How do machine learning techniques help in increasing accuracy of landslide susceptibility maps?* *Geosci. Front.* 11, 871–883. <https://doi.org/10.1016/j.gsf.2019.10.001>
- [4] Ermini, L., Catani, F., Casagli, N., 2005. *Artificial Neural Networks applied to landslide susceptibility assessment.* 687 *Geomorphology, Geomorphological hazard and human impact in mountain environments* 66, 327–343. 688
- [5] Kadavi, P.R., Lee, C.-W., Lee, S., 2018. *Application of Ensemble-Based Machine Learning Models to Landslide 748 Susceptibility Mapping.* *Remote Sens.* 10, 1252. <https://doi.org/10.3390/rs10081252>

- [6] Brenning, A., 2005. *Spatial prediction models for landslide hazards: review, comparison and evaluation*. Nat. Hazards 628 Earth Syst. Sci. 5, 853–862. <https://doi.org/10.5194/nhess-5-853-2005>
- [7] Kavzoglu, T., Colkesen, I., Sahin, E.K., 2019. *Machine Learning Techniques in Landslide Susceptibility Mapping: A 750 Survey and a Case Study*, in: Pradhan, S.P., Vishal, V., Singh, T.N. (Eds.), *Landslides: Theory, Practice and 751 Modelling, Advances in Natural and Technological Hazards Research*. Springer International Publishing, Cham, 752 pp. 283–301. https://doi.org/10.1007/978-3-319-77377-3_13
- [8] Flavigny Etienne (2021), *Les glissements de terrain*, Encyclopédie de l'Environnement, [en ligne ISSN 2555-0950] url : <https://www.encyclopedie-environnement.org/sol/glissements-de-terrain/>
- [9] Moulin, C., Chapeau C., 2004, *Le glissement de la Salle en Beaumont*, INTEREG III / Atelier 2 / Grenoble 13-15 octobre.
- [10] Guilloux A. et al. 2005., *Note sur la définition des « Sols indurés Roches tendres SIRT »* Revue française de Géotechnique, n°111, pp 59-67.
- [11] Hadmoko, D.S., Lavigne, F., Samodra, G., 2017. *Application of a semiquantitative and GIS-based statistical model to 721 landslide susceptibility zonation in Kayangan Catchment, Java, Indonesia*. Nat. Hazards 87, 437–468. 722 <https://doi.org/10.1007/s11069-017-2772-z>.
- [12] Caniani, D., Pascale, S., Sdao, F., Sole, A., 2008. *Neural networks and landslide susceptibility: a case study of the urban area of Potenza*. Nat. Hazards 45, 55–72. <https://doi.org/10.1007/s11069-007-9169-3>
- [13] Ayalew, L., Yamagishi, H., 2005. *The application of GIS-based logistic regression for landslide susceptibility mapping in the Kakuda-Yahiko Mountains, Central Japan*. Geomorphology 65, 15–31.

MECHANICAL BEHAVIOR OF THE SOIL/GEOSYNTHETIC INTERFACE USED IN EARTH STRUCTURES BASED ON A PULL-OUT TEST

BENESSALAH¹, P. VILLARD² and A. ARAB¹

¹ *LsmE, Laboratory of Materials Sciences and Environment, UHBC Chlef University, 02091 Chlef, Algeria, email: i.benessalah@univ-chlef.dz, ah_arab@yahoo.fr*

² *Univ. Grenoble Alpes, 3SR, CNRS UMR 5521, Domaine Universitaire, BP 53, 38041 Grenoble Cedex 09, France, email: pascal.villard@3sr-grenoble.fr*

Abstract. The use of geosynthetics as reinforcement materials has in the recent decade an enormous growth especially for stabilizing slopes and embankments. At present, many structures are subjected to the impact solicitations which are most often calculated with friction characteristics determined on static conditions, which is not realistic. There are many applications: protective earth structures of embankment type against rockfall, load-bearing walls subjected to vehicle impacts, maritime structures subjected to swells, rail traffic, etc. On this study; the characteristics of the soil/geosynthetic interface in earth structures reinforced by horizontal geosynthetics layers is highlighting. The pull-out test is the most commonly adopted method to study these parameters. A numerical study validated by an analytical approach has been used to better understanding the pull-out behavior of a geotextile layer anchored in a massive of sand based on a discrete/continuous coupling. Calculating SDEC code was used in particular to determine the relationship between the pull-out force and displacements at the soil/geotextile interface during the test. In this study, we will try to understand the parameters that influence the pull-out behavior and how the test conditions can influence the experimental results. From a general standpoint, the numerical modeling DEM used allows to correctly simulate the behavior of the soil/geotextile interface during a pull-out test by introducing friction laws and a tensile behavior law of the adequate geotextile layer. Considering high extraction rates, can easily be achieved on the numerical model which generates dynamic solicitations at the soil/reinforcement interface; on the face of it, it will lead to a more realistic dimensioning of the soil/geosynthetic interaction.

Keywords: Soil reinforcement; Impact; Pull-out test; Geosynthetics; DEM discrete elements method.

1 Introduction

A pull-out of a geosynthetic sheet test consists in the extraction of a reinforcement anchored in a soil placed in a rigid test tank. Different confining stress levels can be applied on the soil surface by a loading system that simulates different depths of implementation. The pull-out of the geosynthetic sheet is achieved by a horizontal extraction device to which the reinforcement is attached by means of a fixation system. According to the instrumentation installed, different information can be deduced from the test, namely the pull-out force which makes it possible to determine the shear stress and the average friction along the soil/reinforcement interface, displacement and deformation at some points of the reinforcement and the dilatancy of the soil. A large variability of results can be obtained in the pull-out tests according to the boundary conditions, dimensions of the test equipment, test procedures, reinforcement properties and dimensions, etc. The influence of the device rigidity for applying the confining stresses was studied by [Palmeira and Milligan \(1989\)](#); these authors compared the results of pull-out tests carried out with a rigid and flexible loading device. They conclude that the use of a flexible cushion provides maximum values of pull-out force (at the peak) lower than the values obtained using a rigid and non-deformable metal plate. To study the influence of the front wall stiffness of the test tank. A comparison of pull-out tests carried out without and with sleeves of different lengths was studied by [Farrag et al. \(1993\)](#); it showed that increasing the length of the sleeve induces a decrease in resistance to extraction and the pressure on the frontal wall. Several other authors have focused on the pull-out tests to determine the interaction parameters for various reinforcement types ([Lajevardi 2013](#), [Palmeira and Milligan 1989](#), [Ochiai et al. 1992](#), [Farrag et al. 1993](#), [Fannin and Raju 1993](#), [Koerner, 1994](#), [Moraci et al. 2004](#), [Moraci and Recalcati](#)

2006...etc.). They conducted several testing campaigns on different extensible reinforcement types and with different devices. All this work allowed demonstrating the parameters that influence the results of the pull-out tests (method and test device type, boundary conditions, apparatus and samples dimensions, etc.). And also, they allowed to understanding and analysing the interface behaviour of various extensible reinforcements.

This manuscript presents a numerical study to better understanding the behaviour of the geosynthetic interfaces during a pull-out test using a numerical model based on a discrete/continuous coupling. The calculation code specificities will be recalled first. The calibration method of the parameters by comparing experimental and numerical results of the triaxial test will be developed. Applications of the numerical model to pulling out of geotextile sheet test will be presented; we shall endeavour in this part to understanding what are the parameters influencing the extraction behaviour and how the test conditions can influence the experimental results.

2 Device and test procedures

2.1. Numerical model

A 3D coupling DEM-FEM code (Villard et al., 2009) was used to determine the relationship between the extraction force and displacements at the soil/geotextile interface during a pull-out test considering application to protection barriers. Thin triangular finite elements were used to describe the mechanical behavior of the Geosynthetic sheet while clumps of spheres were used to restore the soil behavior. Specific interaction laws are used at the interface between the soil particles and the triangular finite elements (Benessalah et al. 2018 ; Benessalah 2017).

2.2. Analytical model

The analytical modeling of the pull-out behavior of a sheet anchored in a ground is established by supposing that the normal stress acting on the geosynthetic sheet remains constant during the test (stress related to the thickness of ground above the geosynthetic sheet) and that the soil movements are negligible compared to the sheet displacements. The extensibility of the sheet is taken into account as well as the efforts of friction at the interface.

The shear stress can be mobilized with the interface higher and lower than the point x is written in accordance with the friction law presented on Fig 1:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan(\varphi) \quad \text{if} \quad U_x > U_0 \quad (\text{Eq. 1})$$

$$\tau = (U_x/U_0) \sigma_n \cdot \tan(\varphi) \quad \text{if} \quad U_x < U_0 \quad (\text{Eq. 2})$$

Where σ_n represent the normal constraint, φ the friction angle at the interface between the soil and the reinforcement, U_0 minimal displacement necessary to obtaining the maximum shear stress and U_x the displacement of the sheet at the point x .

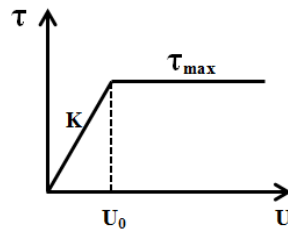


Figure 1. Behavior law of the Soil/Geotextile interface

For an elementary length of the sheet Δx , the variation of sheet tension is given by the formula:

$$\Delta T_x = 2 * \tau * W * \Delta x \quad (\text{Eq. 3})$$

Where: W represents the width of the geosynthetic sheet.

The tension T_x in the sheet at the point x is obtained by summation of all the elementary tensions ranging between the sheet rear and position x is:

$$T_x = \sum \Delta T_x \quad (\text{Eq. 4})$$

The deformation of the sheet ε_x at a point x is obtained by the relation:

$$T_x = J * \varepsilon_x = (E * t) * \varepsilon_x \quad (\text{Eq. 5})$$

Where: J , E and t are the stiffness, elasticity modulus and the reinforcement thickness, respectively.

The displacement of the sheet at the point x is obtained by summing the length increasing of each length segment Δx between the rear of the sheet and the position x is:

$$U_x = \sum \Delta x \varepsilon_x \quad (\text{Eq. 6})$$

Knowing the tension at the head of the geosynthetic sheet; it is possible to determine by an iterative process the displacements and the tensions at all points of the sheet.

2.3. Presentation of the pull-out test device

The numerical modeling of the pull-out tests was treated by considering sufficiently low extraction speeds to overcome initially dynamic effects. This enabled us to compare and validate the numerical model compared to an analytical solution established on the basis of strong simplifying assumption. Once validated on a simple case (no friction between the soil particles and the internal walls of the test tank); the numerical model was used under conditions less idealized to study the influence of certain parameters on the value of the force of extraction.

The dimensions of the numerical model are similar to those of an experimental pull-out device used by (Jenck et al., 2014) shown on Fig 3, namely a test tank of 1.00 m in length, 0.50 m in width and 0.80 m in height. Rigid rubbing walls were used at the base of the model and on its periphery to simulate the internal walls of the tank which are made of steel. The samples of numerical soil consist of 45000 clusters of two overlapping spheres of diameter D and maximum length of 1.2 D . The micromechanical characteristics of the numerical soil are defined in the laboratory by the direct shear tests (Fig. 2) and the results are summarized in.



Figure 2. Characterization of the friction angle at the soil/geotextile interface using large direct shear box

These characteristics translate the behavior of medium dense sand with a friction angle 33.75° . The apparent volumetric density of the soil in place is 13.4 kN/m^3 ; for a relative density of 50%. The geosynthetic sheet is constituted by a set of 288 triangles elements with three nodes. The mechanical characteristics of geosynthetic modeled correspond to those of geosynthetic used during the experimental pull-out tests and whose physical and mechanical characteristics are used by Benessalah et al. (2016). The geosynthetic sheet was positioned to 0.25 m of the tank bottom (Fig 3). The interface between the numerical soil and the Geosynthetic sheet (*Soil/Gtx*) is characterized by a microscopic friction angle noted ϕ . Thereafter, we will also call:

- Head displacement: The displacement of point of the geosynthetic sheet which the pull-out force is applied and which is located at the level of the sheet anchoring sleeve (see Fig 3a).
- Rear displacement in tail: The displacement of the point of the geosynthetic sheet located at the back end of the geosynthetic sheet confined in the ground.

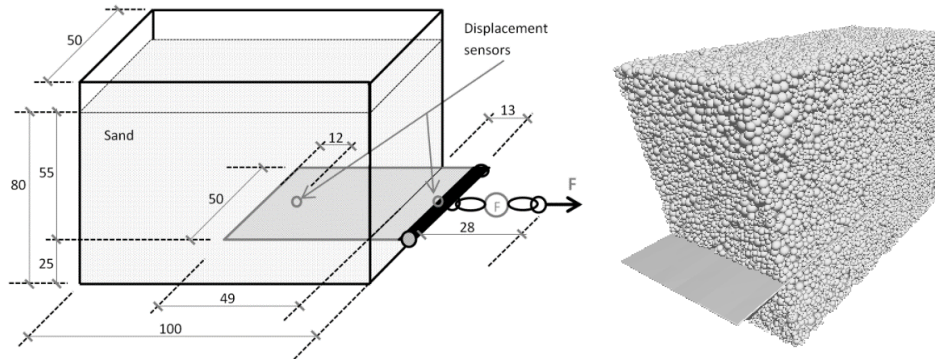


Figure 3. (a) Geometry of the pull-out tank, (b) Numerical model of the pull-out

The pull-out test is simulated numerically by simultaneous displacement with constant speed (1.92 mm/min) of the points located at the sheet head. We determine during the test; the pull-out force according to head displacement as all the efforts of contact that it is between the particles of the soil particles the geosynthetic sheet, or the soil particles and the internal walls of the test tank. Results and discussion

3.1. Pull-out force and deformation of Gtx layer

Fig 4 presents the effect of friction between the soil particles and the geotextile sheet on the variation of the pull-out force during a numerical test carried out with an extraction speed of 1.92 mm/min and a friction angle with the side walls of $\varphi_{\text{Soil/Wall}} = 10^\circ$.

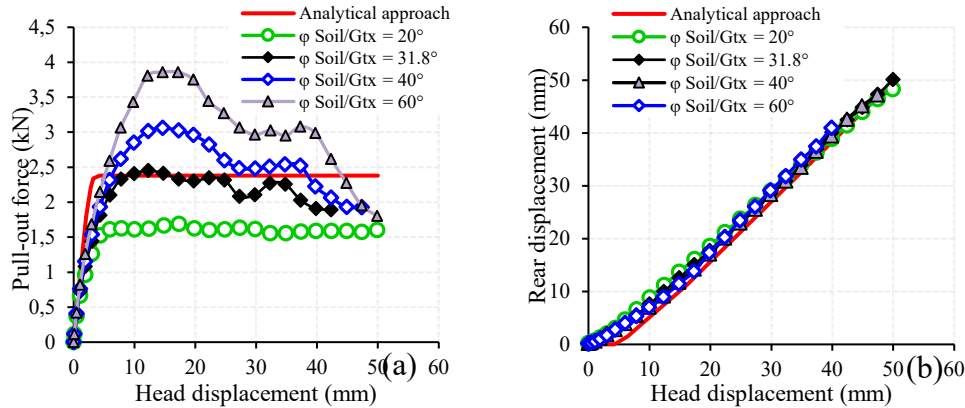


Figure 4. Effect of friction between the soil particles and the geotextile sheet

3.2. Effect of the friction angle ($\varphi_{\text{Soil/Gtx}}$) on the principal stresses

Fig 5 represents the friction influence at the interface *Soil/Gtx* on the principal stresses within the solid mass of ground during a pull-out test. The pull-out test was carried out with an extraction speed of 1.92 mm/min and a friction angle at the interface *Soil/Wall* equal to 0. Principal stresses between the soil particles for the samples with a friction angle at the interface *Soil/Gtx* equal to 20 and 31.8° indicate a regular shear behavior between the geotextile sheet and the solid soil particles contrariwise to the friction angles raised at the interface *Soil/Gtx* of 40 and 60°; it is remarkable that the pull-out of the geotextile sheet caused a shear behavior around the sheet (below and above) and at the soil particles. This effect will be more and more remarkable for the friction angle at the interface *Soil/Gtx* equal to 60° ; where indicates important stresses at the rear of the geotextile sheet and in the upper part of the test tank. It is noticeable also that the stresses on the center of the test tank are quasi-null.

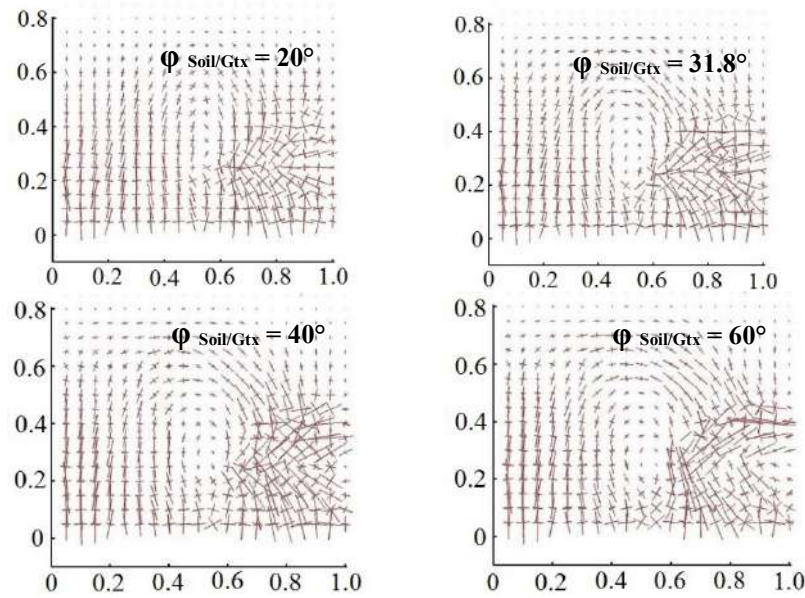


Figure 5. Principal stresses for a head displacement of 50 mm for various values of friction angle at the interface soil/Gtx

3.3. Effect of the friction angle ($\phi_{\text{Soil/Gtx}}$) on the displacement of the soil particles

Fig 6 represent the friction effect at the interface *Soil/Gtx* with different friction angles: 20, 31.8 (experimental values, see [section 2.3.](#)), 40 and 60° on the displacement of the soil particles during a pull-out test (extraction speed equal to 1.92 mm/min). For low values of friction at the interface (20 and 31.8°); the pull-out mechanism is obtained by rupture of the interface soil/geotextile which results in small displacements within the soil mass. Contrariwise for an important friction angle at the interface *Soil/Gtx* (40 and 60°) one notes an important shearing of the soil layer located on both sides of the sheet interface what generates important movements in the soil.

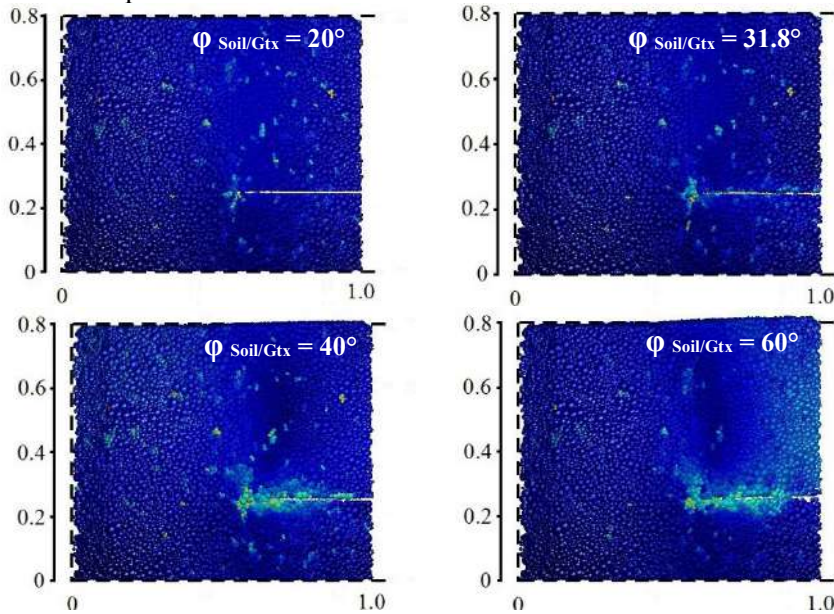


Figure 6. Effect of the friction angle at the interface *Soil/Gtx* on the displacement of the soil particles during a pull-out test with a head displacement of 50 mm

3 Conclusion

The aim of this research was to study the behavior of geosynthetic reinforced soils and more particularly the interaction between soil and geosynthetic reinforcement. For this purpose, a three-dimensional calculation code allowing simulating the discrete nature of the soil and the continuous nature of the geosynthetics was used. This led us to carry out triaxial numerical tests, to simulate pull-out tests of confined geosynthetic sheet in a test tank. Conclusions on numerical developments are presented below:

A DEM numerical tool was used to better understand the behavior of the soil/geosynthetic interfaces. The parameters of the numerical model were determined on the basis of experimental results: triaxial tests and large box direct shear tests. The model has been successfully tested against an analytical solution of the pull-out test. From a general point of view, the numerical modeling DEM used makes it possible to correctly simulate the behavior of the geotextile during a pull-out test by introducing friction laws and a law of behavior in traction of the appropriate sheet. In the parametric studies used, it was thus possible to demonstrate the influence of each parameter and to determine those which have a major influence on the pull-out force.

References

- Benessalah, I., Lambert, S., Villard, P., Arab, A. (2018). "Effect of dynamics on the Soil-geosynthetic interfaces used in reinforced rockfall embankments". Rock slope stability, Nov 2018, Chambéry, France. Rock slope stability, 2018. <hal-02000349>
- Benessalah I. (2017). Comportement des interfaces géosynthétiques sous chargement dynamique due à l'impact. PhD thesis, Faculty of Civil engineering & Architecture. University of Chlef 2017.
- Benessalah I., Arab A., Villard P., Merabet K., Bouferra R. (2016). Shear Strength Response of a Geotextile-Reinforced Chlef Sand : A Laboratory Study. Geotech Geol Eng 2016. 34 (6): pp 1775–1790. doi:10.1007/s10706-016-9988-7
- Fannin, R.J., and Raju, D.M. (1993). "Large-scale pull-out test results on geosynthetics." Proceedings of Geosynthetics '93 Conference. Vancouver, Canada.
- Farrag, K., Acar, Y.B., and Juran, I. (1993). "Pull-out resistance of geogrid reinforcements." Geotextiles and Geomembranes, Vol. 12, No. 2, pp 133-160.
- Jenck O., Lambert S., Aprialdi D., (2014) Experimental characterization of the soil-geotextile interaction when subjected to a dynamic load of impact type, 10th International Conference on Geosynthetics (10ICG), Berlin, 2014.
- Koerner, R.M. (1994). "Designing with geosynthetics." Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J, Upper Saddle River, New Jersey, USA, Third Edition. pp. 783.
- Lajevardi S.H., Dias D., Racinais J. (2013): "Analysis of soil-welded steel mesh reinforcement interface interaction by pull-out tests". Geotextiles and Geomembranes 40 (2013) 48-57
- Moraci, N., Romano, G., and Montanelli, F. (2004). "Factors affecting the interface apparent coefficient of friction mobilised in pullout conditions." EuroGeo3. Munich, Germany.
- Moraci, N., and Recalcati, P. (2006). "Factors affecting the pullout behaviour of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil." Geotextiles and Geomembranes, Vol. 24, No. 4, pp 220-242.
- Ochiai, H., Hayashi, S., Otani, J., and Hirai, T. (1992). "Evaluation of pull-out resistance of geogrid reinforced soils." Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice. Fukuoka, Kyushu, Japan.
- Palmeira, E.M., and Milligan, G.W.E. (1989). "Scale and other factors affecting the results of pull-out tests of grids buried in sand." Géotechnique, Vol. 39, No. 3, pp 511-524.
- Villard P., Chevalier B., Le Hello B., Combe G. (2009), "Coupling between finite and discrete element methods for the modelling of earth structures reinforced by Geosynthetic", Computers and Geotechnics 36 (2009) 709–717.

ANALYSE NUMERIQUE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE REPOSANT SUR UN SOL NON SATURÉ EN HYPOPLASTICITE

M. AMRANE¹, S. MESSAST², R. DEMAGH³

¹University of Batna2, email: mousaïque2000@yahoo.fr

²Université de Skikda, email : msalah2007msalah@gmail.com

³University of Batna2, email: rafik.demagh@univ-batna2.dz

Résumé. L'étude du comportement mécanique des sols non saturés est l'un des sujets difficiles dans le domaine du génie géotechnique. L'utilisation de la technique des éléments finis est considérée comme une méthode prometteuse pour résoudre les problèmes de tassement et de soulèvement, associés aux sols non saturés. Néanmoins, le succès de l'analyse numérique dépend fortement du modèle constitutif utilisé. Le modèle basé sur la théorie de l'hypoplasticité et le principe de la contrainte effective est considéré comme un modèle robuste et approprié pour les sols non saturés. Le modèle est, entre autres caractéristiques du comportement des sols non saturés, capable de prédire l'effondrement lors du mouillage, un phénomène qui ne pouvait pas être modélisé avec des modèles hypoplasiques antérieurs.

Cet article présente les résultats d'analyses numériques d'une fondation superficielle reposant sur un sol non saturé en utilisant un modèle hypoplastique pour décrire le comportement du sol. Une attention particulière est accordée à l'effet de la variation de la succion sur le comportement du sol.

Mots clés : sol non saturé, modélisation constitutive, fondation superficielle, effondrement.

1 Introduction

L'hypoplasticité, une classe particulière de modèles constitutifs incrémentiels non linéaires, a connu un développement remarquable au cours des deux dernières décennies. Récemment, les modèles hypoplasiques couvrent une large gamme de géomatériaux, tels que les matériaux granulaires, les sols à faible angle de frottement et les argiles. Des procédures pour incorporer l'anisotropie, la viscosité, la structure et le comportement élastique dans la très petite plage de déformation et les effets de l'histoire récente sont disponibles. À ce jour, cependant, la plupart des contributions sur la modélisation constitutive des sols à l'aide de la théorie de l'hypoplasticité ont été dans le domaine des sols saturés. L'extension de cette classe de modèles constitutifs aux sols non saturés est présentée dans cette contribution.

Masin et Khalili [1] ont développé un nouveau modèle hypoplastique pour les sols non saturés. Le modèle est basé sur le modèle hypoplastique des argiles de [2]. Il est donc, comme d'autres modèles hypoplasiques avancés, caractérisé par la forme de taux suivante :

$$\dot{T} = f_s(\mathcal{L} : D + f_d N \parallel D \parallel) \quad (1)$$

$\dot{T}$: est le taux objectif du tenseur des contraintes de Cauchy.

D: est le tenseur d'étirement d'Euler.

$\mathcal{L}$ est N : sont deux tenseurs constitutifs.

f_s est f_d : sont deux facteurs scalaires (nommés facteurs de barotropie et de pycnotropie respectivement) qui intègrent l'influence de la contrainte moyenne et de l'indice des vides.

De nombreuses procédures empiriques ont été proposées dans le passé pour prédire les changements volumétriques dus aux variations de la succion, mais au cours des dernières années, la recherche s'est tournée vers des modèles plus théoriques. En combinaison avec des modèles constitutifs robustes, la méthode EF donne au concepteur un outil intéressant pour comprendre le comportement mécanique des sols non saturés et atteindre de meilleurs critères de conception.

2 Modèle hypoplastique pour sols non saturés

La réponse mécanique globale d'un élément du sol est contrôlée par le tenseur de contrainte effectif. La succion influence la contrainte effective et, en outre, elle augmente les forces normales aux contacts interparticulaires et agit ainsi comme une quantité qui augmente la stabilité globale de la structure du sol. En termes de mécanique du sol à l'état critique, il augmente la taille de la surface limite d'état (SBS), d'une manière similaire à la liaison entre les particules de sol dans les matériaux cimentés saturés. La surface limite d'état est définie comme une limite de tous les états possibles d'un élément de sol dans l'espace du rapport contrainte / vide.

L'incorporation de la structure dans le modèle hypoplastique a été discutée en détail par [3].

Dans ce contexte, la taille du SBS pour les sols non saturés est contrôlée par la ligne de compression vierge isotrope avec la formulation selon [4]

$$\ln(1 + e) = N(s) - \lambda^*(s) \ln \frac{p}{p_r} \quad (2)$$

où e est l'indice des vides, qui est considéré comme une variable d'état, et $p_r = 1$ kPa est une contrainte de référence.

Les grandeurs $N(s)$ et $\lambda^*(s)$ définissent la position et la pente de la droite de compression vierge isotrope dans le plan $\ln(p/p_r)$ vs $\ln(1 + e)$ pour une succion s donnée.

Pour l'évaluation des prédictions du modèle à travers cet article, nous supposons pour $\ln(s/s_e) > 0$ (état non saturé) la simple dépendance logarithmique suivante de $N(s)$ et $\lambda^*(s)$ sur s :

$$N(s) = N + n \ln\left(\frac{s}{s_e}\right) \quad (3)$$

$$\lambda^*(s) = \lambda^* + l \ln\left(\frac{s}{s_e}\right) \quad (4)$$

où les quantités n et l représentent deux paramètres supplémentaires du sol. Pour $\ln(s/s_e) < 0$ (état saturé) $N(s) = N$ et $\lambda^*(s) = \lambda^*$. Il est cependant souligné que la formulation générale du modèle peut accueillir toute autre relation plus complexe entre $N(s)$, $\lambda^*(s)$ et s .

Masín [3] a démontré que l'incorporation de la compressibilité vierge variable et de l'interception $N(s)$ dans le modèle hypoplastique nécessite une modification des facteurs de barotropie et de pyknotropie f_s et f_d dans (1), qui sont maintenant calculés en termes de $N(s)$ et $\lambda^*(s)$. Les expressions respectives sont données dans [1].

3 Analyse du tassement

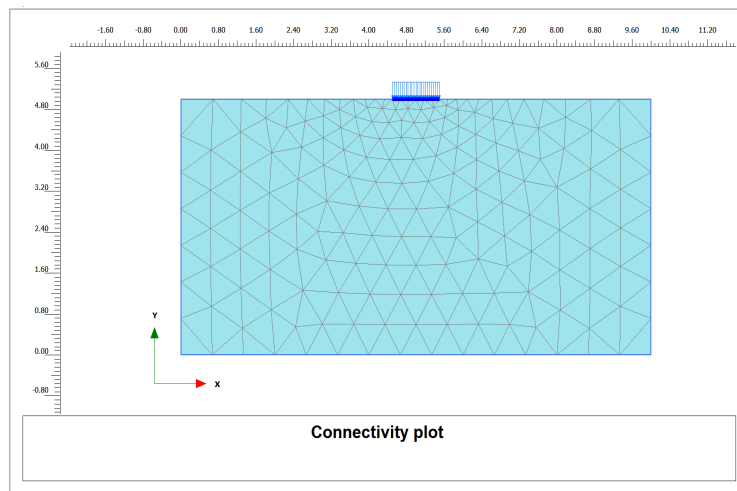
La figure 1 montre la géométrie et le maillage par éléments finis pour le problème d'une semelle filante rugueuse reposant sur un sol partiellement saturé. Les propriétés des matériaux indiquées dans le tableau 1 sont les mêmes que celles données par [5] pour un limon affaîssé préconsolidé avec une pression de précharge $POP = 80$ kPa ; où POP est défini comme la différence entre la contrainte effective verticale et la pression de préconsolidation verticale. Cependant, comme ils n'ont pas spécifié la valeur M , un angle de frottement à l'état critique de 29° est supposé, ce qui implique $M = 1,15$. La nappe phréatique se situe à une profondeur de 2 m sous la semelle.

On suppose que les pressions initiales de l'eau interstitielle sont hydrostatiques, avec une tension au-dessus de la ligne phréatique. Pour la succion, cela implique également une augmentation linéaire avec la hauteur au-dessus de la ligne phréatique, car dans cette zone la pression de l'air interstitiel u_a est supposée être atmosphérique, c'est-à-dire $s = u_a - u_w = -u_w$. En dessous de la ligne phréatique, les pressions interstitielles sont positives et nous définissons $u_a = u_w$.

Tableau .1. Paramètres des matériaux du modèle

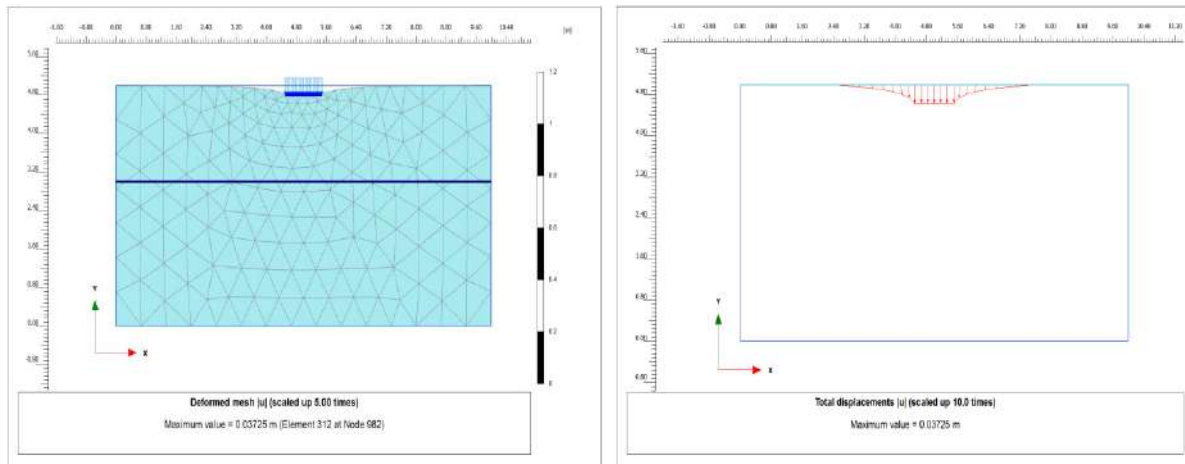
MCC			hypoplastique non saturé			semelle	
M	[-]	1.15	ϕ_c	[°]	29	EA [kN/m]	3E6
λ_0	[-]	0.055	λ^*	[-]	0.05	EI [kNm ² /	10E3
κ	[-]	5E-3	k^*	[-]	5E-3	m]	0.20
ν	[-]	0.2	N	[-]	1.003	d [m]	
e_0	[-]	0.87	r	[-]	0.5		
			n	[-]	0.164		
			l	[-]	0.024		
			m	[-]	2		
			s_e	[kPa]	20		

Cependant, une valeur constante (moyenne) de $17,10 \text{ kN/m}^3$ a été utilisé pour le poids du sol au-dessus de la ligne phréatique. Pour les contraintes nettes initiales, la valeur K_0 de 1 a été utilisée. Le maillage par éléments finis se compose de triangles à 15 nœuds pour le sol et d'un élément de poutre à 3 nœuds pour la semelle.

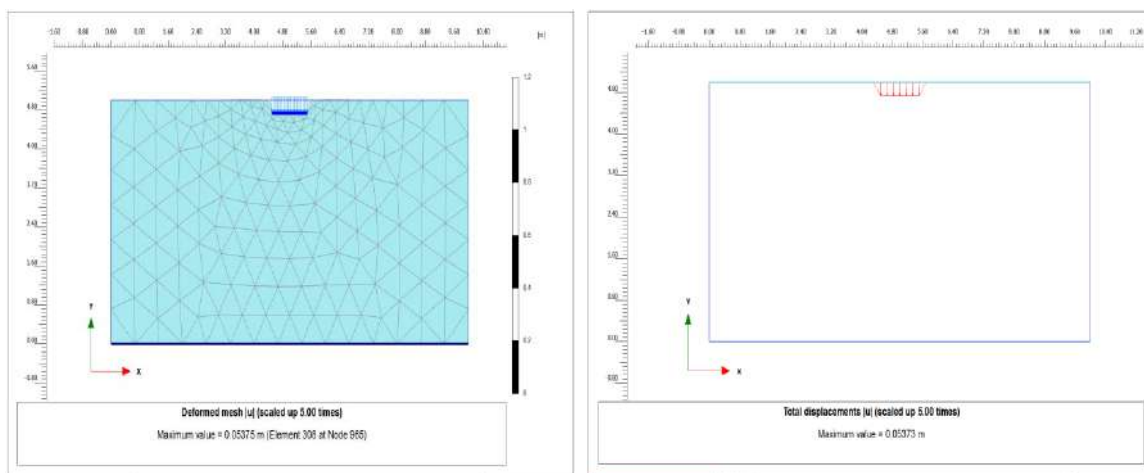
**Figure. 1.** Géométrie et maillage par éléments finis

Les tassement calculées sont illustrées à la figure 2 pour le modèle hypoplastique pour les sols non saturés et le modèle Modified Cam Clay. Pour cette dernière analyse MCC, la succion a été totalement négligée. En fait, il était égal à zéro au-dessus de la ligne phréatique. Par contre, la succion est prise en compte dans l'analyse hypoplastique, mais nous avons simplifié l'analyse en supposant qu'il n'y a pas de changement de la succion pendant le chargement. En réalité, le chargement de la semelle introduira un compactage du sol et donc un certain changement à la fois du degré de saturation et de succion. Pour l'instant, cela n'a pas été pris en compte.

En effet, l'analyse hypoplastique donne des tassements beaucoup plus petits que le modèle MCC. Par conséquent, les tassements sont énormément surestimés lorsque la succion n'est pas prise en compte.



a. Hypoplasticité



b. MCC

Figure. 2. Tassement de la semelle

4 Augmentation du niveau d'eau au sol

Après avoir chargé la semelle jusqu'à une pression moyenne de 150 kPa, nous allons maintenant considérer l'effet de l'humidification du sol en augmentant la nappe phréatique jusqu'à la surface du sol. Cela implique une augmentation des pressions interstitielles et donc une diminution des contraintes effectives, associées au soulèvement du sol. En simulant cette élévation du niveau des eaux souterraines par le modèle MCC, la semelle et la surface du sol adjacente se soulèvent, comme le montre la figure 3b. En raison du fait que nous avons adopté un indice de gonflement extrêmement bas de seulement 0,005 (voir tableau 1) le soulèvement est relativement petit, mais pour d'autres argiles (expansives), il peut être cinq fois plus grand.

Semblable à l'analyse MCC, l'analyse hypoplastique donne un soulèvement du sol comme le montre également la figure 3a. Contrairement à l'analyse MCC, cependant, la semelle montre des tassements supplémentaires.

Ici, il faut se rendre compte que la figure 3 montre des déplacements verticaux dus au mouillage uniquement, c'est-à-dire un tassement supplémentaire de la semelle d'environ 33,14 mm. L'analyse hypoplastique donne ce tassement considérable de la semelle, car elle rend compte de la perte de ce que l'on appelle la cohésion capillaire dès que la succion est réduite à zéro. Dans les manuels [6], ce phénomène est appelé effondrement du sol (structure).

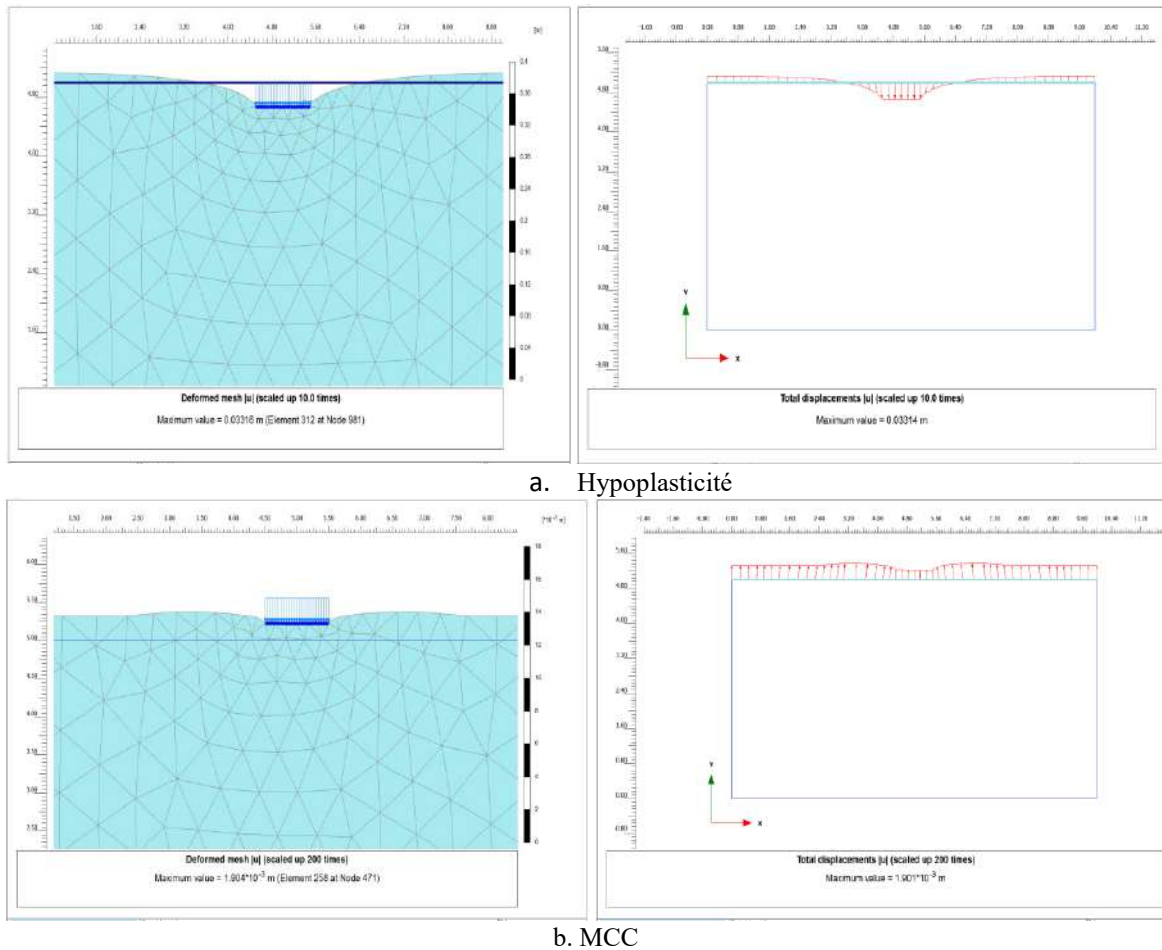


Figure 3. Déplacement vertical de la surface du sol en raison du mouillage

5 Conclusion

La présente étude illustre la possibilité de simuler le comportement mécanique d'un sol non saturé en utilisant la méthode des éléments finis avec un modèle constitutif adapté. En incorporant la succion, le comportement du sol s'est avéré beaucoup plus rigide que sans succion. De plus, il a été démontré que l'effondrement du sol était bien simulé. Ce phénomène est bien connu des tests en laboratoire, mais il s'applique également aux semelles comme le montre cette étude.

En général, les fondations superficielles ne seront pas construites sur des sols effondrables, mais de nombreuses semelles ont été construites sur des argiles gonflantes et cela sera également fait à l'avenir.

Du point de vue de l'ingénierie, les fondations sur pieux peuvent être préférées, mais elles sont souvent trop coûteuses pour les bâtiments de faible hauteur. Par conséquent, le soulèvement et le tassement des fondations peu profondes sur des argiles expansives devront être étudiés en détail.

Enfin la fondation sur un sol non saturé doit être traitée avec soin. Bien que la succion contribue positivement à la résistance et à la rigidité du sol, la réduction de la succion pourrait conduire à des résultats catastrophiques. À ce stade, les calculs de flux transitoires unidimensionnels pour un processus d'infiltration et d'évaporation peuvent être très utiles. En appliquant des conditions aux limites transitoires, la variation d'un profil de succion avec le temps peut être simulée; généralement pendant deux ou trois ans. En fonction des résultats, le concepteur peut choisir les valeurs de la succion les plus basses et les plus élevées de la période étudiée. Avec ces informations en main, des analyses de déformation pour ces cas peuvent être effectuées pour déterminer les variations absolues de déformation de la fondation ainsi que les tassements différentiels par rapport aux semelles voisines.

De tels mouvements dus aux variations de succion peuvent introduire des moments de flexion assez importants dans les poutres, les poteaux et les parois des superstructures s'ils n'ont pas été pris en compte dans la conception.

Références

- [1] Masin, D. and N. Khalili (2007). A hypoplastic model for mechanical response of unsaturated soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* (submitted).
- [2] Masin, D. and I. Herle (2005). State boundary surface of a hypoplastic model for clays. *Computers and Geotechnics* 32(6), 400–410.
- [3] Masin, D. (2007). A hypoplastic constitutive model for clays with meta-stable structure. *Canadian Geotechnical Journal* 44(3), 363–375.
- [4] Butterfield, R. (1979). A natural compression law for soils. *Géotechnique* 29(4), 469–480.
- [5] T. M. de Compas, E. A. Vargas, Discussion : A constitutive model for partially saturated soils. *Geotechnique* (41), 1991.
- [6] D.G. Fredlund, and H. Rahardjo, *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, John Wiley & Sons, 1993.

ANALYSE DE L'INTERACTION ENTRE DEUX TUNNELS DANS DES TERRAINS AQUIFERES

N. EL HOUARI ¹, A. BERREDANE, M. A. ALLAL

¹University of Tlemcen, email: nesrine_fr10@yahoo.fr

Résumé. Lors du creusement de tunnels dans des zones aquifères, l'interaction simple entre l'ouvrage et le sol passera à un autre modèle d'interaction : sol-ouvrages-eaux souterraines. Ce creusement, qui se fait dans un sol hydrauliquement stable au préalable, induira une perturbation de cet équilibre. Ces perturbations sont souvent préjudiciables à l'ouvrage ainsi qu'aux ouvrages avoisinants. L'apport de ce déséquilibre provoque des écoulements vers les tunnels souvent nuisibles, ces derniers se localisent généralement au niveau de la clé supérieure et des radiers des tunnels et causeront une dégradation de la matière composant le revêtement, ceci est dû à la nature souvent agressive des eaux venants avec de gros débits. Ce déséquilibre porte atteinte même à l'environnement, causant des baisses importantes des niveaux de nappes phréatiques supposées être des sources renouvelables. Le présent article vise à établir une analyse de l'effet du creusement des tunnels sur l'équilibre des massifs aquifères encaissant, l'article portera aussi sur des études paramétriques en vue de voir l'influence de la perméabilité et la teneur en eau sur les déformations induites. Le niveau de la nappe phréatique a été varié lui aussi dans le but d'analyser son influence sur les écoulements et les déformations résultantes. Les résultats semblent corroborer ceux trouvés dans la littérature.

Mots clés : tunnels, teneur en eau, perméabilité, nappe phréatique, interaction, simulation numérique.

Abstract. When digging tunnels in aquifers, the simple interaction between the structure and the soil will shift to another interaction model: soil-structures-groundwater. This digging, which is done in hydraulically stable soil beforehand, will induce a disturbance of this balance. These disturbances are often detrimental to the structure as well as to neighboring structures. The contribution of this imbalance causes flows towards the tunnels which are often harmful, the latter are generally located at the level of the key and the rafters of the tunnels and will cause a degradation of the material composing the coating, this is due to the often-aggressive nature water coming with great flow. This imbalance damages even the environment, causing significant drops in the levels of groundwater supposed to be from renewable sources. This paper aims to establish an analysis of the effect of tunneling on the balance of the surrounding aquifers, the paper will also focus on parametric studies in order to determine the influence of permeability and water content on induced deformations. The level of the water table was also varied in order to analyze its influence on the flows and the resulting deformations. The results seem to corroborate those found in the literature.

Keywords: tunnels, water content, permeability, water table, interaction, numerical simulation

1 INTRODUCTION

La science de nos jours permet de prédire plusieurs comportements basés sur le principe d'action-réaction, ainsi il est devenu possible de bien cerner le milieu dans lequel nous construisons. En souterrain, ces constructions se font de plus en plus sous la nappe ce qui conduit à des perturbations sur les deux plans mécanique et hydraulique, une multitude de recherches axées sur cette problématique sont réalisés et dédiés aux phénomènes résultants.

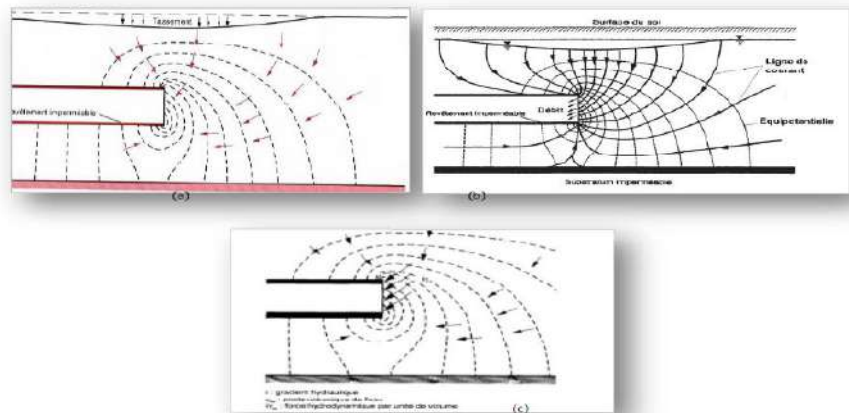
La prédiction de ces perturbations, pendant et après le creusement, est une tâche difficile visant à assurer le bon dimensionnement et la sécurité de l'ouvrage. De telles prédictions sont généralement effectuées, de plus en plus, soit par modélisation numérique détaillée (Anagnostou, 2002 ; Molinero et al., 2002 ; Butscher, 2012), seule apte à prendre en compte la géométrie particulière autour du front de taille, ou, plus rapidement, par des modélisations analytiques basées sur des configurations d'écoulement idéalisées comme celles de Goodman et al. (1965), Lee (1999), Karlsrud (2001), El Tani (2001, 2003) (en états

permanent et/ou transitoire) ou expérimentale (Chisaki et yang (1977), Sato (1983), Fitzparick (1981), les travaux de Dupuit (1863), Romanov (1959) et Casan (1979), Maréchal & Perrochet (2003)).

En présence d'eau, le raisonnement se fait en contraintes effectives : la réponse d'un sol à un creusement se traduit généralement par une réduction des contraintes effectives le long de la zone d'influence accompagnée par une réduction de la résistance au cisaillement, ces deux facteurs favorisent l'apparition de lignes d'écoulement permettant d'avoir des forces d'infiltration vers la zone excavée et des tassements ainsi qu'un rabattement de nappe.

Dans les terrains meubles, l'écoulement des eaux entraîne une redistribution des pressions interstitielles dans le terrain et la variation de la charge hydraulique. La modification de l'état des contraintes effectives qui en résulte peut induire des tassements quasi instantanés ou à plus long terme. L'estimation de ces tassements et de leur extension dans le massif est nécessaire pour prévoir les précautions à prendre afin de préserver la sécurité des ouvrages situés en surface (Atwa, 1994). (Figure 1).

Figure 1 Conséquences des écoulements dans les tunnels à revêtement imperméable :
(a) Tassement. (b) Réseau d'écoulement (c) Stabilité du front de taille (Atwa, 1996)



2 ASPECT DES MODELISATIONS RETENUES

La réponse hydraulique d'un massif à un creusement joue un rôle important quant à la faisabilité de tels projets. La faible profondeur des tunnels creusés en zones urbaines fait en sorte que ces derniers se retrouvent dans des terrains meubles et aquifères à des perméabilités variantes. Dans ce contexte et afin de vérifier l'influence des eaux souterraines sur les sols causés par le creusement des tunnels, une série d'analyses numériques par éléments finis en configuration bidimensionnelle est exécutée dans cette communication avec le code de calcul Plaxis 2D en vue d'étudier la réponse hydraulique et mécanique du massif au creusement des tunnels.

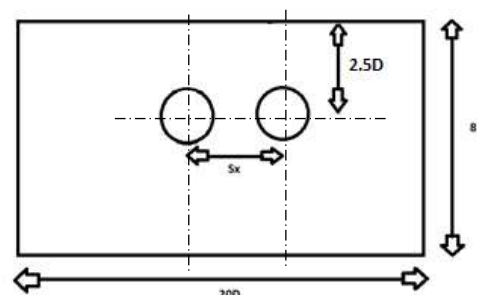
Le modèle retenu est celui de Chegade & Shahrou (2008) (figure 2) et fera l'objet par la suite d'études paramétriques. Il s'agit d'un sol sableux purement frottant non saturé. Les résultats tirés de cette partie reflètent l'intérêt de la prédiction des déformations dans les sols induits par le creusement de deux tunnels en adoptant la loi de comportement de Mohr Coulomb.

Les deux tunnels sont peu profonds et supposés circulaires, identiques et excavés au tunnelier pressurisé, la méthode du Volume Perdu (LVM) avec un taux de 2% a été adoptée afin de prendre l'aspect tridimensionnel de la problématique traitée.

Le diamètre des deux tunnels est de $D=10\text{m}$, l'épaisseur du revêtement est de 50 cm. Le centre des deux tunnels se trouve à une profondeur de $2,5D$. Les deux tunnels sont supposés creusés dans un massif de $8D$ de hauteur et une extension en largeur de $20D$ (figure 2). Le choix de ces dimensions a été fait pour que le

modèle soit assez large pour en tenir compte du mécanisme de rupture et éviter l'influence des conditions aux limites sur la réponse du massif. La distance entre les deux tunnels est notée (S_x).

Figure 2 Modèle Géométrique (Chehade & Shahrour, 2008)



Les revêtements sont modélisés en suivant une loi élastique et les caractéristiques mécaniques sont : module de Young : 35000Mpa, le coefficient de poisson de 0,25. Les caractéristiques du sable (modèle de référence) et celles de l'argile (utilisées dans la partie étude paramétrique) sont regroupées dans le tableau 1.

Tableau 1. Caractéristiques mécaniques du sol (Sharour, 2008).

Paramètres	Nomination	Sable	Argile	Unité
Loi de Comportement	/	MC	MC	/
Condition de drainage	/	Drainé	Non Drainé	/
Poids volumique sec	γ_{unsat}	20	16	kN/m ³
Poids volumique humide	γ_{sat}	23	18	kN/m ³
Module d'Young	E	40	35	Mpa
Coefficient de Poisson	Y	0.3	0.2	/
Cohésion	C	0.01	7	Mpa
Angle de frottement	Φ	35	24	°
Coefficient de perméabilité	$k_x=k_y$			m/s

3 RESULTATS

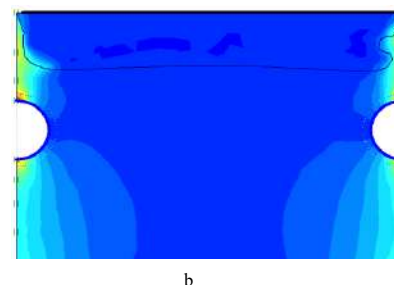
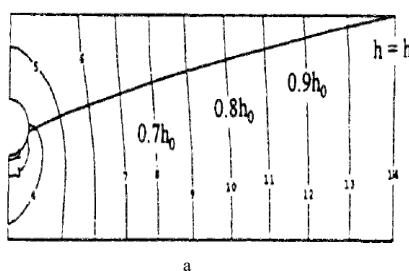
3.1 Calcul des écoulements autour des Tunnels

La figure 3 montre le profil de rabattement de la nappe au-dessus des deux tunnels, le rabattement est plus large au droit du tunnel de droite étant creusé en premier, ceci est causé par l'apport d'un déséquilibre suite au creusement du second tunnel à un massif déjà sollicité par le creusement du premier.

Le débit d'entrée des eaux vers les tunnels est de $1.3 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{jour/m}$, On constate une concentration plus importante des lignes équipotentiellles au voisinage des 2 tunnels où les gradients hydrauliques sont notamment plus élevés (ceci a été mis en évidence par différents auteurs pour le cas d'un seul tunnel, Atwa, 1996) plus précisément au niveau de la clé supérieure et le radier inférieur.

Figure 3 Rabattement de nappe et Lignes équipotentiellles :

- Cas d'un seul tunnel (Atwa, 1996)
- Dans le cas de deux tunnels



En plus, une étude paramétrique visant à évaluer l'impact de la distance horizontale (S_x) entre les deux axes des tunnels sur la réaction hydraulique du sol encaissant a été réalisée (quatre distances ont été adoptées : 2D, 3D, 4D, 5D) (figure 4). Nous proposons aussi dans le tableau 2 les débits d'écoulement autour des tunnels en fonction de la variation de la distance entre les deux tunnels.

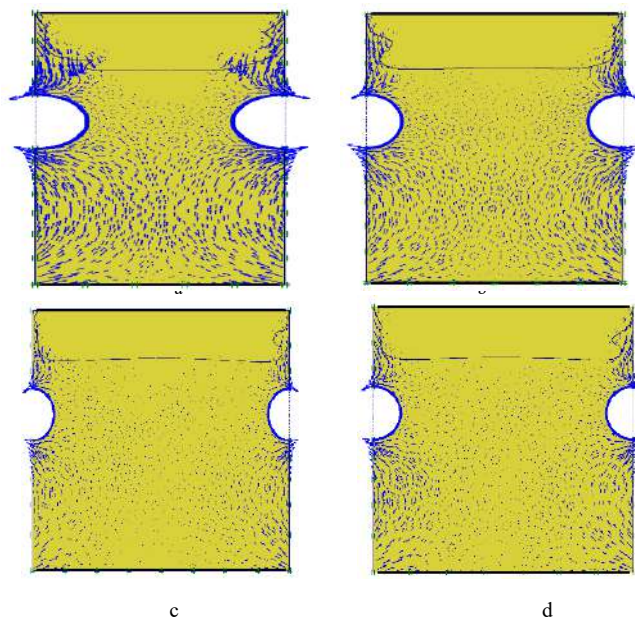
La figure 4 regroupe les profils de rabattement de la nappe pour les quatre cas d'étude. Les résultats montrent que l'espacement (S_x) entre les deux excavations influe de manière importante sur l'équilibre hydraulique du massif. Cette conclusion a été tirée d'après deux observations : le profil de rabattement de la nappe et celui des lignes d'écoulement qui sont concentrées au niveau des parois des zones excavées.

Le profil de rabattement pour des distances de 4D à 5D est quasiment symétrique et les écoulements sont identiques au niveau de la clé supérieure et le radier, tandis que pour des distances de 2D à 3D, les écoulements sont plus importants et concentrés surtout au niveau de la clé supérieure.

Tableau 2 : Valeurs des débits d'écoulement

Distance entre les tunnels	Débit d'écoulement vers la zone excavée
2D	1.52m ³ /jour/m
3D	1.51m ³ /jour/m
4D	1.42m ³ /jour/m
5D	1.40m ³ /jour/m

Figure 4 Profil de rabattement de la nappe et les lignes d'écoulement.
(a : $S_x=2D$; b : $S_x=3D$; c : $S_x=4D$; d : $S_x=5D$)



En ce qui suit, des études paramétriques ont été adoptées dans le but d'analyser l'influence de la saturation et la perméabilité des sols ainsi que de la teneur en eau et le niveau de la nappe sur les tassements en surface.

3.2 Influence de la saturation et la perméabilité

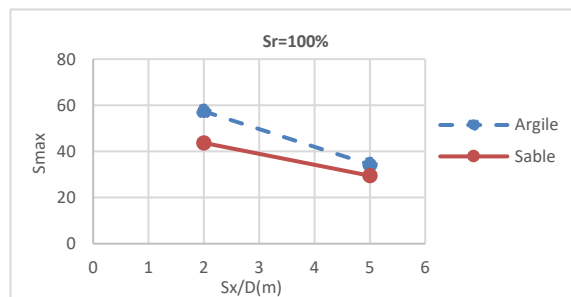
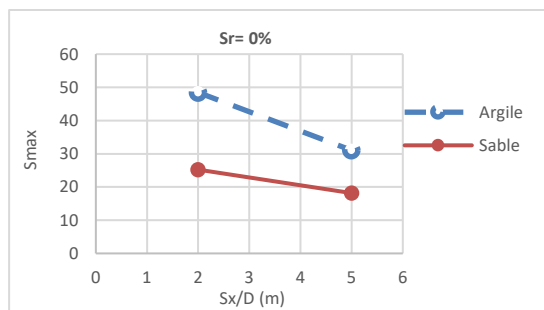
Cette partie d'analyses a mené aux résultats suivants (figure 5, tableau 3) :

- Les tassements en surface présentent des valeurs maximales lorsque la distance entre les deux tunnels est de 2D et se réduisent avec l'augmentation de cette distance.
- De même, la perméabilité du sol joue elle-même un rôle important vu que les sols imperméables sont les plus sujette aux déformations.

- Quant à la saturation, nous constatons que la présence d'eau provoque des déformations plus importantes.

Tableau 3. Tassements maximums en fonction de la saturation du massif

Sx/D (m)	S _{max} (mm)			
	Argile (sol imperméable)		Sable (sol perméable)	
	2	5	2	5
Sol non saturé	48.46	31.03	25.22	18.16
Sol saturé	57.36	34.29	43.69	29.45

**Figure 5** Tassements maximums en surface en fonction de la saturation (sols perméable et imperméable)

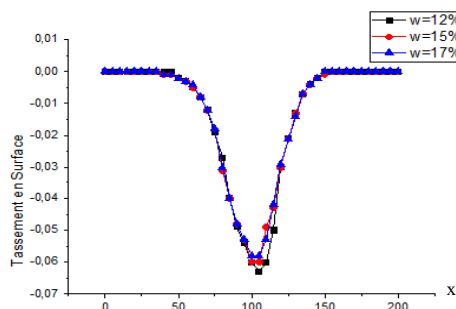
3.3 Influence de la teneur en eau sur les tassements en surface

Dans cette partie, une variation de la teneur en eau est proposée. Nous avons adopté trois valeurs de teneur en eau : le premier cas à 12%, le deuxième cas à 15% et le troisième cas à 17%.

Le changement de la teneur en eau le long du massif aura une incidence sur les tassements maximums en surface, les résultats sont montrés sur le tableau 4 : Les cuvettes de tassement sont plus larges et présentent des valeurs de tassement maximum plus importantes lorsque la teneur en eau diminue (figure 6).

Tableau 4 les tassements maximums en fonction de la Teneur en eau

Teneur en eau (%)	Tassement maximum (mm)
12	62.83
15	60.14
17	58.38

Figure 6 Profil des tassements pour différentes valeurs de la teneur en eau.

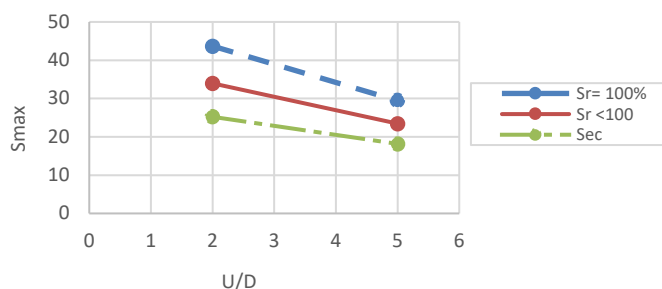
3.4 Influence du niveau de la nappe sur les tassements en surface

Dans cette partie, nous avons analysé l'effet de saturation sur les tassements en surface pour le modèle de référence. Pour cela, nous avons varié le niveau de la nappe de façon à obtenir deux cas de figure :

1^{er} cas d'étude : sol complètement saturé : il consiste à étudier un creusement complètement immergé, pour ce faire, nous avons opté pour un niveau de la nappe phréatique ayant une profondeur de 1,5D.

2^{ème} cas d'étude : sol partiellement saturé : il consiste à étudier le creusement partiellement immergé, nous avons opté pour un niveau de nappe qui coïncide avec le centre des tunnels. Cette configuration permettrait d'avoir une immersion partielle afin de mieux voir l'influence des eaux sur la réponse du massif encaissant un creusement en quelque sorte hydrauliquement hybride. Cette configuration fera en sorte que la clé du tunnel sera creusée dans une zone non saturée et la partie basse dans une zone relativement humide. Les résultats sont montrés sur la figure 7.

Figure 7. Courbes de tassement en surface en fonction de la saturation



4 CONCLUSION

Les résultats de ce travail visent à contribuer à la compréhension des phénomènes liés à la présence des eaux souterraines dans des sols subissant un creusement de deux tunnels simultanément sur le plan hydraulique et aussi mécanique.

Les résultats ont clairement montré une croissance des tassements maximums en présence d'une nappe et ont confirmé les théories illustrées dans la littérature quant aux écoulements des eaux autour des tunnels. Lorsque le sol rencontré passe d'une configuration non saturée à une autre saturée, les tassements vont s'accroître.

La faible perméabilité des sols cohérents fait que la différence entre les tassements pour les deux configurations n'est pas très importante et est de l'ordre de 3 à 8 mm selon la configuration géométrique et l'alignement des deux tunnels. Alors que pour les sols pulvérulents qui présentent des perméabilités plus significatives, l'augmentation est considérable et est de 11 à 19 mm.

Les lignes d'écoulement sont concentrées au niveau de la clé supérieure des tunnels et les radiers ce qui laisse à conclure que les zones excavées jouent un rôle de drain pour les eaux souterraines. Les débits d'écoulement varient en fonction de la nature des sols rencontrés, de leurs conditions de drainage ainsi que de leurs perméabilités.

Les débits tendent à accroître avec la diminution de la distance entre les tunnels. La teneur en eau des massifs encaissant influent sur les déformations, plus la teneur en eau est importante moins seront les tassements en surface et ce même en adoptant des niveaux de nappes permettant d'avoir des degrés de saturation variantes au sein du même sol.

Il serait intéressant d'étendre ces modélisations à l'étude de la consolidation des sols autour de deux tunnels réalisés dans des sols non saturés.

5 REFERENCES

1. Addenbrooke, T. I., & Potts, D. M. (2001). Twin tunnel interaction: surface and subsurface effects. *International Journal of Geomechanics*, 1(2), 249-271.
2. Anagnostou G. (2002). Urban tunneling in water bearing ground –Common problems and soilmechanical analysis methods. Proc. 2nd Int. Conference on Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering.
3. Atwa (1996), Analyse numérique des écoulements d'eau et de la consolidation des sols autour des tunnels creusés dans l'argile.
4. Butscher, C. (2012). Steady-state groundwater inflow into a circular tunnel Tunnelling and Underground Space Technology 32 (2012) 158–167.
5. Chehade, F. H., & Shahrour, I. (2008). Numerical analysis of the interaction between twin-tunnels: influence of the relative position and construction procedure. Tunnelling and Underground Space Technology, 23(2), 210-214.
6. El Houari N. (2015). Contribution à l'étude mécanique et hydraulique des tunnels en configuration tridimensionnelle Thèse de doctorat de l'université de Tlemcen, Algérie.
7. El Houari N., Allal M. A. (2014). The Settlement of Soft Soil Caused by Tunneling in Presence of Flow. Electronic Journal Geotechnical Engineering. (EJGE). Vol. 19. 2014, Bund. Z.
8. El Houari N., Allal M. A. (2013). Numerical study of the settlement caused by the tunneling in the presence of the flow. Arabian Tunneling Conference & Exhibition 10-11 December 2013. Dubai United Arab Emirates.
9. El Houari N., Allal M. A., Abou-Bekr N. (2011). Numerical Simulation of the Mechanical Response of the Tunnels in the Saturated Soils by Plaxis. Jordan Journal of Civil Engineering, vol 5, N°01, pp 09-31.
10. El Houari N., Allal M.A., Abou-Bekr N (2008). Ground movement using Plaxis 2D. 20th Canadian Tunneling Conference, Ontario, Canada, 27-28 October 2008.
11. El Tani M. (2001). Surface displacements due to pressure modifications induced by tunnels. Modern tunnelling science and technology, IS-Kyoto 2001, 83-88. Balkema/Swets and Zeitlinger.
12. El Tani M. (2003). Circular tunnel in a semi-infinite aquifer. Tunnelling Underground Space Technology. 18 (1), 49–55.
13. Karlsrud K. (2001). Control of water leakage when tunneling under urban areas in the Oslo Region. Norwegian Tunneling Society Publication 12, 27-33.
14. Kim, S. H. (2004). Interaction behaviours between parallel tunnels in soft ground. Tunneling and Underground Space Technology, 19(4-5), 448.
15. Maréchal J. C., Perrochet p. (2003), Nouvelle solution analytique pour l'étude de l'interaction hydraulique entre les tunnels alpins et les eaux souterraines. Manuscrit auteur, publié dans Bulletin de la Société Géologique de France 174, 5 (2003) 441-448.
16. Zidouh (1993), Analyse des écoulements survenus sur le chantier Météror de la RATP, Rapport de stage DESS de l'université Pierre et Marie Curie (Paris VI).

THÈME 2

TRANSFERTS DANS LES SOLS NON SATURÉS

ANALYSE EXPÉRIMENTALE DE LA STABILISATION CHIMIQUE DES SOLS EXPANSIFS SENSIBLES AU RGA

L. IGHIL AMEUR¹, F. OUENDI^{2,3}

¹ Cerema, Agence de Blois, Laboratoire de Mécanique des Sols, France, email : lamine.ighil-ameur@cerema.fr,

² IMT Lille Douai, Institut Mines-Telecom, Materials and Processes Centre, F-59000 Lille, France, email : fatima.ouendi@imt-lille-douai.fr

³ Univ. Lille, Institut Mines-Telecom, Univ. Artois, Yncrea, EA 4515 - LGCgE – Laboratoire de Génie Civil et géoEnvironnement, département Génie Civil & Environnemental, F-59000 Lille, France, email : fatima.ouendi@imt-lille-douai.fr

Résumé. Les sols expansifs causent d'importants dommages aux structures construites par-dessus telles que les maisons individuelles à travers leurs fondations. Dans le contexte du changement climatique, le coût des dommages assurés devrait augmenter davantage sous l'effet des événements naturels extrêmes. Parmi les solutions de remédiation en cours de développement, celle de la stabilisation chimique des sols argileux dont l'application peut être par saturation, par injection ou par mélange. Cette recherche aborde, dans un premier volet, la stabilisation chimique par saturation du sol argileux en laboratoire. L'approche expérimentale consiste à effectuer un traitement chimique sur des sols argileux très plastiques soumis à des cycles de séchage-humidification. Lors des essais de retrait-gonflement cycliques, les effets stabilisants des agents chimiques ajoutés ont été analysés. Les résultats obtenus ont montré que la stabilisation chimique permet de réduire la plasticité et le potentiel de gonflement des sols expansifs étudiés lors des premiers cycles. Cependant, les effets stabilisateurs ont tendance à diminuer après plusieurs cycles de séchage-humidification.

Mots clés : sols argileux, retrait-gonflement, stabilisation chimique, changement climatique, assurance.

Abstract. Structures built on expansive soils can be affected by extensive damages such as houses through their foundations. In the context of climate change, the cost of insured damages is expected to increase further under the impact of extreme natural events. Among the remedial solutions under development, that of the chemical stabilization of clay soils, where the application can be performed by saturation, by injection or by mixing. This research first addresses chemical stabilization by saturation of the clayey soil in the laboratory. The experimental approach consists in carrying out a chemical treatment on high plastic clay soils subjected to drying-wetting cycles. In cyclic shrinkage-swelling tests, the stabilizing effects of the added chemicals were analyzed. The results obtained showed that chemical stabilization makes it possible to reduce the plasticity and the swelling potential of the expansive soils studied during the first cycle. However, the stabilizing effects tend to reduce after several drying-wetting cycles.

Keywords: clay soils, shrinkage-swelling, chemical stabilization, climate change, insurance.

1 Introduction

Le changement climatique ne connaît pas de frontières et affecte la planète entière. Les problématiques liées aux sécheresses fréquentes et au phénomène de RGA sont bien connues dans les autres pays. Au Royaume-Uni, l'association des assureurs britanniques a estimé que le coût moyen des dommages liés au RGA pour le secteur de l'assurance s'élève à plus de 400 M£ par an [1]. Aux USA, l'estimation des dommages dans les bâtiments et les infrastructures dépassent 15 Mrd\$ par an. L'ASCE estime qu'une maison sur 4 est endommagée par les sols expansifs [2]. En France, pour la 6^{ème} fois au cours de la dernière décennie, l'épisode de sécheresse de l'année 2020 constitue un événement majeur. Le coût moyen estimé des dommages assurés représente au moins ~50% du coût moyen global sur chaque année depuis 2018 et atteint près de 77% en 2020 [3]. En France, avec potentiellement 10,4 millions de maisons

existantes très vulnérables [4], les projections illustrent cette tendance à travers une augmentation du coût cumulé de l'assurance en sécheresse de +162% sur la période de 2014 à 2039 [5].

Une synthèse des différentes approches de traitement est fournie par [6] et [7] avec un examen détaillé de la stabilisation au cours des 60 dernières années, exposé par [8]. Ces derniers ont proposé de regrouper les agents stabilisants en 3 catégories : (i) stabilisateurs traditionnels, chaux et ciment, (ii) stabilisateurs de sous-produits, poussières de four à ciment/chaux et cendres volantes, (iii) stabilisateurs non traditionnels, tels que les huiles sulfonées, les composés de potassium, les composés d'ammonium et de polymères, etc. L'injection de produits chimiques pour stabiliser la couche d'argile sous les fondations a été introduite pour la première fois par [9]. Depuis, de nombreux travaux de recherche ont utilisé divers agents chimiques par différentes méthodes d'application dans le sol argileux plastique : (i) par saturation, (ii) par injection et (iii) par mélange. Plus récemment, [10] ont testé la stabilisation par injection d'une solution de potassium, à travers 3 projets de remédiation sur le bâti existant à usage industriel au Texas (USA). Des résultats satisfaisants ont été obtenus en termes de réduction du gonflement des sols argileux traités. L'analyse menée dans le cadre de cette recherche en laboratoire propose une investigation sur l'effet de la solution de potassium, fournie par Hayward Baker Inc, appliquée par saturation sur un sol argileux plastique prélevé in situ. Le sol traité a été soumis à des cycles de séchage-humidification : d'abord (i) en monocycle puis (ii) à de multi-cycles.

2 Matériaux et méthodes

2.1. Propriétés des matériaux et préparation des échantillons

Les sols argileux testés dans cette recherche ont été prélevés in situ à l'aide d'une pelle mécanique sur des sites où les routes départementales subissent des dommages liés aux sécheresses et au phénomène de RGA. Les propriétés physiques des sols argileux testés, identifiées en laboratoire, sont synthétisées dans le tableau 1.

Tableau 1. Propriétés physiques des sols argileux testés.

Sol argileux	Teneur en eau naturelle w_n (%)	Particules de taille < 2 μ m (%)	Limite de liquidité w_L (%)	Limite de plasticité w_P (%)	Indice de plasticité I_P (%)	Classification NF P11-300
RD11-PM1-1m40	21,4	28,3	61	20	41	A4
RD64-PM4-1m50	19,4	69,8	76	24	52	A4

Les échantillons ont été préparés d'une manière similaire à celle permettant de réaliser un essai œdométrique, à l'aide d'une trousse coupante, c-à-d un disque de 50 mm de diamètre et 20 mm d'épaisseur (Fig. 1a). Deux échantillons ont été soumis à un chemin d'humidification, dans l'eau et dans la solution de potassium, par saturation, illustrés respectivement en Fig. 1b et Fig. 1c. La cellule œdométrique a été utilisée pour obtenir un gonflement uniaxial, mesuré en continu via un comparateur digital. Sur chemin de séchage, l'échantillon est exposé librement aux conditions hygrométriques ambiantes de la salle d'essai (Fig. 1d). Les mesures de diamètre et d'épaisseur de l'échantillon ont été suivies ponctuellement en utilisant un pied à coulisse.

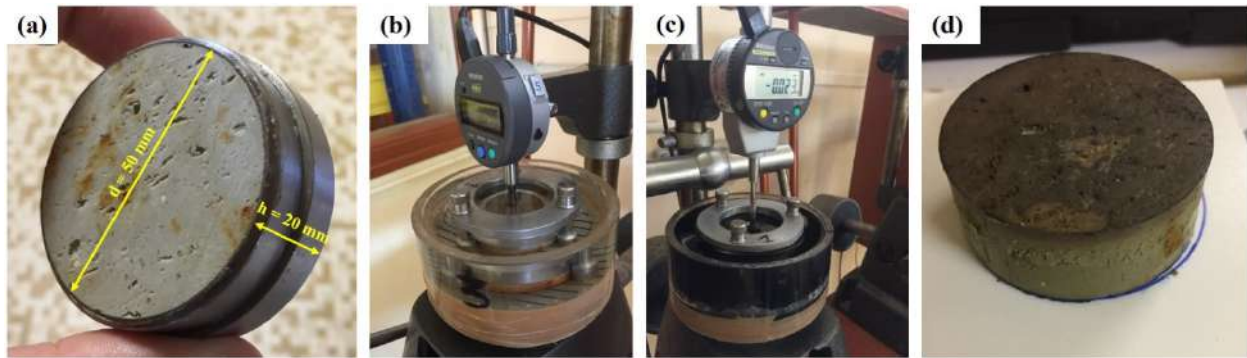


Figure. 1. Préparation des échantillons pour réaliser les cycles de séchage-humidification.

2. 2. Protocole expérimental

Le protocole expérimental a été exécuté suivant deux étapes :

(i) une première étape monocycle sur le sol RD11-PM1-1m40, avec un chemin d'humidification suivi d'un chemin de séchage libre, pour analyser l'apport du stabilisant chimique (tableau 2) ;

Tableau 2. Détails du protocole expérimental de l'étape monocycle.

Échantillon	Chemin d'humidification	Chemin de séchage libre
S1 (sol RD11-PM1-1m40)	Gonflement dans l'eau	Retrait sous les conditions ambiantes
S2 (sol RD11-PM1-1m40)	Gonflement dans la solution de potassium	Retrait sous les conditions ambiantes

(ii) une deuxième étape multi-cycles sur le sol RD64-PM4-1m50, alternant plusieurs chemins d'humidification et de séchage libre, pour analyser la durabilité de la stabilisation chimique (tableau 3).

Tableau 3. Détails du protocole expérimental de l'étape multi-cycles.

Échantillon	État initial	Stabilisation chimique	Répéter le « cycle A » 3 fois	
S3 (sol RD64-PM4-1m50)	Sol argileux prélevé	Gonflement dans la solution de potassium	Gonflement dans l'eau	Retrait sous les conditions ambiantes
Échantillon	État initial	Stabilisation chimique	Répéter le « cycle B » 3 fois	
S4 (sol RD64-PM4-1m50)	Gonflement dans l'eau	Gonflement dans la solution de potassium	Retrait sous les conditions ambiantes	Gonflement dans l'eau

3 Résultats

3. 1. Effet de la stabilisation chimique sur une étape monocycle

Les résultats en termes de déformation volumique en fonction du temps sont représentés sur la figure 2, pour les deux échantillons S1 et S2 pendant la première étape monocycle. Les résultats montrent que l'ajout de la solution de potassium à l'échantillon S2 a permis de réduire le gonflement de 5,6 fois par rapport à l'échantillon S1. A titre de comparaison, ce facteur de réduction du gonflement est de 6,7 dans [10] pour un test similaire. Par ailleurs, le retrait, à la suite du gonflement, a été 1,7 fois inférieur dans le cas de l'échantillon stabilisé chimiquement S2 comparé à S1.

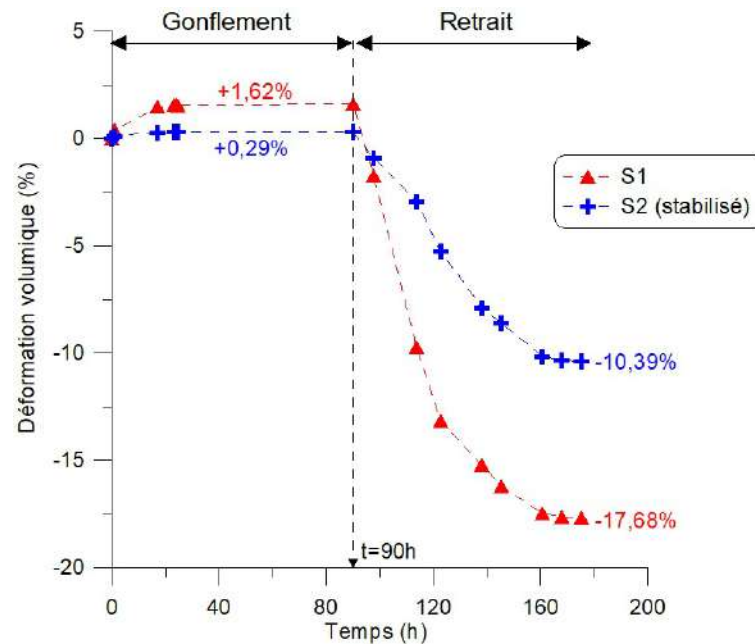


Figure. 2. Évolution de la déformation volumique des échantillons S1 et S2 en fonction du temps durant l'étape monocycle.

3. 2. Durabilité de la stabilisation chimique sur une étape multi-cycles

La figure 3 présente la synthèse des résultats obtenus pour les deux échantillons S3 et S4 sur l'étape multi-cycles, exprimés en termes de déformation volumique en fonction du temps. L'objectif dans cette étape est double : (i) analyser s'il y a un effet dû à la période d'application de la stabilisation chimique, en période sèche (état initial de l'échantillon S3) ou en période humide (état initial de l'échantillon S4), et (ii) vérifier la durabilité de la stabilisation chimique sous l'effet des cycles de séchage-humidification, dans le contexte du changement climatique.

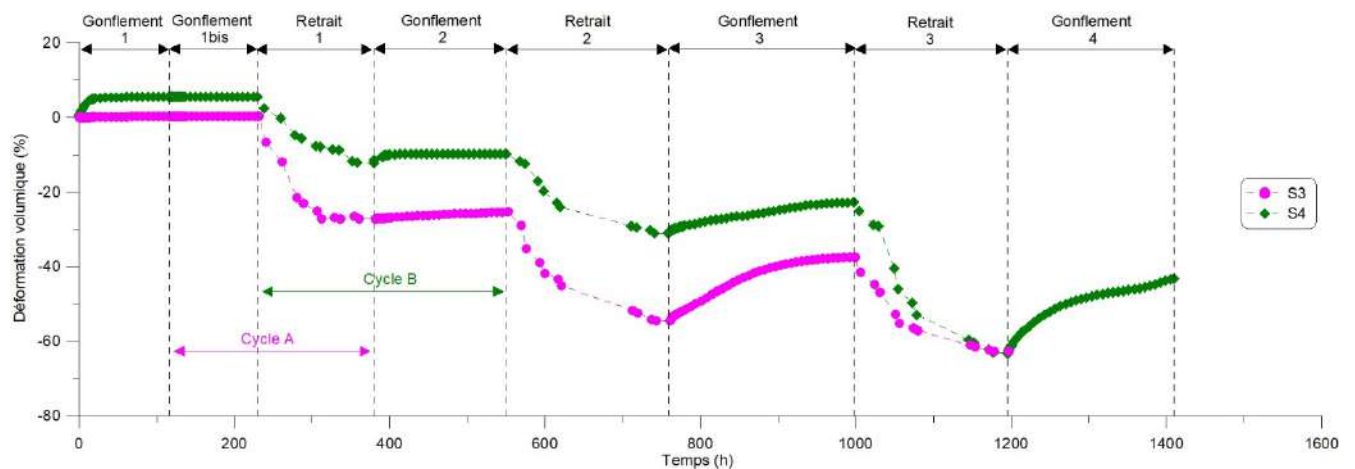


Figure. 3. Évolution de la déformation volumique des échantillons S3 et S4 en fonction du temps durant l'étape multi-cycles.

Les valeurs non cumulées des déformations de retrait (négatives) et de gonflement (positives) enregistrées à la fin de chaque chemin sont synthétisées dans le tableau 4.

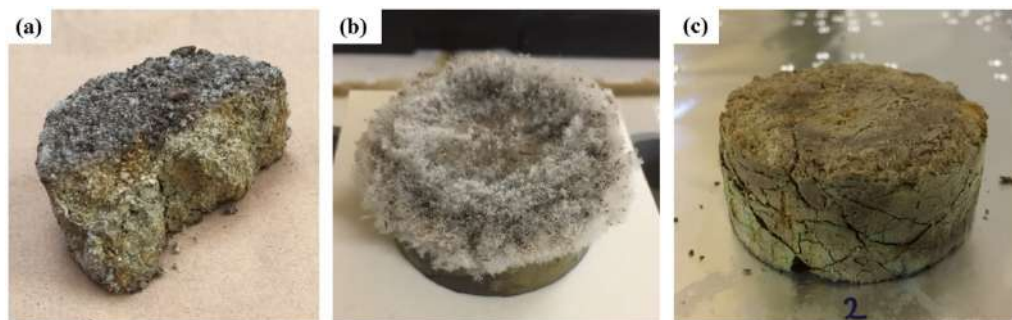
Tableau 4. Déformations de retrait et de gonflement à la fin de chaque chemin de l'étape multi-cycles.

Échantillon	Gonflement 1	Gonflement 1bis	Retrait 1	Gonflement 2	Retrait 2	Gonflement 3	Retrait 3	Gonflement 4
S3 (sol RD64-PM4-1m50)	+0,13%	~0,00%	-27,44%	+1,90%	-29,19%	+17,11%	-25,34%	-
S4 (sol RD64-PM4-1m50)	+5,43%	0,01%	-17,69%	+2,35%	-21,23%	+8,36%	-40,48%	+20,05%

Durant le gonflement 1, les résultats illustrent bien la tendance déjà observée dans l'étape monocycle. À savoir, l'effet réducteur du gonflement apporté par l'application de la solution de potassium à l'échantillon S3 comparé à S4, immergé dans l'eau. Puis, le chemin de gonflement 1bis a permis de confirmer cette tendance pour les deux échantillons S3 (qui entame le premier cycle A d'humidification-séchage) et S4 avec une déformation de gonflement quasi-nulle. A partir du retrait 1, S4 entame à son tour le premier cycle B de séchage-humidification. S3 et S4 ont été soumis chacun à 3 cycles au total.

4 Discussion

Les résultats obtenus dans cette recherche mettent en évidence un effet ponctuel de la stabilisation chimique sur le sol argileux. En effet, que ce soit sur l'étape monocycle ou le début de l'étape multi-cycle, il y a clairement une réduction du gonflement pour les échantillons saturés avec la solution de potassium (S2 et S3). Cependant, cet effet stabilisant tend à s'effacer sous les effets des cycles de séchage-humidification. Le gonflement 2, enregistré pour S3 et S4 pendant leurs premiers cycles, respectivement A et B, commence déjà à augmenter pour S3 et reste faible pour S4, en comparant les valeurs de déformations avec celles du gonflement 1. Le gonflement 3 montre une nette augmentation pour S3 (+17,11%) et une progression pour S4 de +8,36% supérieure au niveau initial avant stabilisation (+5,43%). Enfin, le gonflement 4 montre également une nette augmentation pour S4 (+20,05%). Le retrait 1 à 3 ne varie pas beaucoup pour S3. En parallèle, le retrait 1 est moins important pour S4 (-17,69%), juste après avoir été stabilisé, comme c'est le cas pour S2 durant l'étape monocycle. En revanche, le retrait augmente considérablement en 3 pour S4 (-40,48%). La figure 4a montre que la saturation ne permet pas l'infiltration de la solution de potassium à l'intérieur de l'échantillon S2 pour atteindre les plaquettes argileuses. Cela peut expliquer l'effet ponctuel de la stabilisation, qui reste efficace au début par effet de surface de contact. Par ailleurs, cela engendre une « cristallisation » durant l'exposition à l'air libre de S4 pendant le retrait 1 (Fig. 4b). De plus, les cycles provoquent la destruction structurelle des sols testés tels que S4 lors du retrait 2 (Fig. 4c).

**Figure 4.** Photographies des échantillons testés à différents stades de l'expérimentation.

5 Conclusion

Dans le contexte actuel du changement climatique et la récurrence des événements climatiques extrêmes, il y a une urgence à développer de nouvelles solutions de remédiation pour limiter les vulnérabilités du bâti existant exposé au phénomène de RGA.

Dans cette recherche, la stabilisation chimique des sols argileux plastiques sensibles au RGA a été testée par saturation, suivant une première étape monocycle et une deuxième étape multi-cycles. Les résultats obtenus ont montré que la stabilisation chimique permet de réduire la plasticité et le potentiel de

gonflement des sols argileux étudiés lors des premiers cycles. Cependant, les effets stabilisateurs ont tendance à diminuer après plusieurs cycles de séchage-humidification. Par conséquent, il est très important de considérer le critère de durabilité pour qualifier cette solution de remédiation. Ceci aura une incidence sur son coût si un retraitement supplémentaire est nécessaire après la première application. Par ailleurs, le mode d'application par saturation ne permet pas la propagation de la solution au sein de la minéralogie de l'argile, pour être efficace dans le temps. A ce titre, des travaux supplémentaires sont actuellement en cours en laboratoire pour tester la méthode de stabilisation chimique par injection, privilégiée par les entreprises travaux, par malaxage et compactage.

Enfin, les contraintes liées à la validation en amont de la solution chimique, par des vérifications environnementales et sanitaires, et potentiellement un coût de mise en œuvre élevé ne contribuent pas à favoriser la généralisation de ce genre de solutions de remédiation RGA auprès des gestionnaires.

Références

- [1] Driscoll, R. and Crilly, M.: *Subsidence damage to domestic buildings*. Lessons learned and questions asked. Building Research Establishment, London (2000).
- [2] Jones, L. D. and Jefferson, I. F.: *Expansive soils*, Chapter C5, Institution of Civil Engineers, Manuals series (2012).
- [3] CCR, <https://geoportail.ccr.fr/portal/apps/sites/#/bilancatnat/pages/actualites-evenement-2019-2020>.
- [4] MTE, <https://www.statistiques.developpement-durable.gouv.fr/nouveau-zonage-dexposition-au-retrait-gonflement-des-argiles-plus-de-104-millions-de-maisons>.
- [5] FFA, <https://www.ffa-assurance.fr/la-federation/publications/enjeux-climatiques/etude-changement-climatique-et-assurance-horizon-2040>.
- [6] Chen, F. H.: *Foundations on expansive soils*. Elsevier, Amsterdam, the Netherlands, (1988).
- [7] Nelson, J. D. and Miller, D. J.: *Expansive soils: problems and practice in foundation and pavement engineering*. John Wiley & Sons, inc. New York, (1992).
- [8] Petry, T. M. and Little, D. N.: *Review of stabilization of clays and expansive soils in pavement and lightly loaded structures – History, practice and future*. Journal of Materials in Civil Engineering, 14 (6), 447-460, (2002).
- [9] Blacklock, J. R. and Pengelly, A. D.: *Soil treatment for foundations on expansive clays*. Special Topics in Foundations, B. M. Das, ed., ASCE, New York, USA, pp. 73-92, (1988).
- [10] Fisher, B. L. and Doumet, R.: *Remediation Solutions for Buildings Affected by Shrinkage or Swelling of Unsaturated Clays*. PanAm Unsaturated Soils on Proceedings, pp. 209–224. ASCE, Dallas, Texas (2017).

ETUDE DE LA VARIATION DE LA PERMEABILITE DES SOLS EN FONCTION DES CARACTERISTIQUES PEDOLOGIQUES

R. SLIMANI¹, M. CHARIKH¹, K. KHERBOUCHE¹, F. BENAMEUR¹, B. HAMDİ AISSA¹
o.bahloul@univ-batna2

¹Université Kasdi Marbah Ouargla, email : *slm_rabia@yahoo.fr, messaouda@yahoo.fr, katiakherbouche6@gmail.com, benameurfarid@gmail.com, hamdi_30@yahoo.fr*

Résumé. Toute étude du sol commence par une reconnaissance de sa structure, bien que celle-ci soit considérée déterminante pour son fonctionnement hydrique, il s'impose de rappeler à juste titre que ce dernier est conditionné par ses propriétés intrinsèques, la structure et la texture nous renseignent davantage sur la porosité du milieu, une étape importante dans la détermination de la perméabilité et de la retenue, or ces propriétés sont nécessaires pour résoudre les problèmes du bilan hydrique, d'irrigation, de drainage et du mouvement des solutés. Bien qu'on définit le plus souvent que la pédogenèse est cette longue histoire d'un sol issu de fragmentations et altérations successives de la roche mère ou de dépôts sédimentaires, mais il se trouve que généralement, le sol est dominé par l'action de l'eau et des sels, de ce point de vue, en s'intéressant de près au contexte de la région de Ouargla qui fait face à des difficultés environnementales, de par ses caractéristiques topographiques défavorables et ses conditions climatiques extrêmes, on s'aperçoit qu'elle est soumise à une nappe phréatique de faible profondeur et qui souffre d'une dégradation d'origine à la fois humaine et naturelle. La diversité des problèmes évoqués dont la fragilité du contexte écologique qui caractérise la région de Ouargla requiert une analyse approfondie des différents aspects et nécessite, en tout état de cause, la mise en place de nouveaux mécanismes de gouvernance des ressources hydro-édaphiques et de promouvoir de nouvelles modalités de gestion plus respectueuses de l'environnement. Notre travail a pour objectif principal, l'étude de l'effet de quelques paramètres pédologiques sur la perméabilité des sols de Ouargla. Les mesures de la perméabilité in situ avaient été préconisées selon la méthode Porchet, adoptée pour les sols à dominance sableuse. Cinq campagnes ont été effectuées dont nous avons exécuté vingt-quatre essais et prélèvements. Les principaux résultats obtenus montrent que les sols de Ouargla ont une texture sableuse, son humidité est de 20,29%. Le PH est neutre à légèrement alcalin. La moyenne de la CE est de 5,13 mS/cm, ceci est dû à la teneur en sels des eaux de drainage. Le calcaire total est omniprésent avec une moyenne de 3,34 %. L'application des tests de Spearman et Pearson montrent que la CE, le taux de calcaire total et l'humidité sont inversement corrélés avec la perméabilité et ils ont un effet de faible taille moyenne sur la perméabilité. Le taux des éléments grossiers, le pH ont un effet de faible taille sur la perméabilité.

Mots clés: Perméabilité, propriétés pédologiques, test Pearson, test Spearman, Ouargla.

Abstract. Soil study begins with a recognition of its structure which is considered determinant to its hydric operation, although it is necessary to remember that the hydric operation is conditioned by its intrinsic properties, the structure and the texture tell us more about the porosity of the surroundings, An important step in determining permeability and retention, and these properties are necessary to resolve hydric balance, irrigation, drainage and solute movement. Although the pedogenesis is mostly defined as a long history of a soil resulting from fragmentations and successive alterations of the parent rock or sedimentary deposits, but generally, the soil is dominated by the action of water and salt, and from this point of view, and taking a close interest at the region of Ouargla which faces environmental difficulties, due to its unfavorable topographical characteristics and its extreme climatic conditions, we realize that it is exposed to a shallow groundwater which suffers from both human and natural degradation. The diversity of the problems mentioned, including the fragility of the ecological context which characterizes the region of Ourgla, requires deep analysis of the various aspects and requires establishment and promoting of new management methods for hydro-edaphic resources that are more respectful of the environment. Our main objective is to study the effect of some pedologic parameters on the permeability of Ouargla's soils. In situ permeability measurements had been recommended using the Porchet method which is adopted for predominantly sandy soils. Five campaigns were made, of which we performed twenty-four tests and samples. The main results obtained show that the soils of Ouargla have a sandy texture, its humidity is 20.29 %. The pH is neutral to slightly alkaline. The EC average is 5.13 mS / cm, this is due to the salt content of the drainage water. Total limestone is omnipresent with an average of 3.34 %. Application of the Spearman and Pearson tests show that EC, total lime content and humidity are inversely correlated with the permeability and they have an average effect on the permeability. The level of coarse elements and the pH have a small effect on the permeability.

Key words: Permeability, soil properties, Pearson test, Spearman test, Ouargla.

1 Introduction

Le sol est en permanence soumis à des flux hydriques qui s'y infiltrent plus ou moins profondément. Ces mouvements se font latéralement mais aussi verticalement sous l'effet de la gravité, de la capillarité, de l'évapotranspiration...etc (Castany, 1982 ; Cornet et Gouskov, 1952). L'évaluation de ces flux a une importance considérable dans de nombreux domaines : connaître et mesurer les quantités d'eau qui ruissellent, celles qui vont servir à l'alimentation des plantes, celles qui vont s'évaporer ou pénétrer en profondeur pour remplir les nappes souterraines (Thomas, 2011).

Les études menées sur les sols de la région de Ouargla se sont focalisées sur les caractéristiques physicochimiques. Cependant, très peu de données sont disponibles sur les caractéristiques hydrodynamiques du sol. La perméabilité est un paramètre parmi d'autres, ayant un fort impact sur les eaux souterraines en influençant le transfert d'eau et des polluants, voire sur le rendement agricole en influençant sur l'irrigation et le drainage du sol. Dans ce contexte nous avons inscrit ce travail qui consiste à étudier l'effet de quelques paramètres physicochimiques sur la perméabilité du sol dans la région de Ouargla.

2 Matériels et Méthodes

2.1. Situation géographique

L'oasis de Ouargla est considérée comme l'une des plus grandes oasis du Sahara algérien, elle se situe au sud-est du pays à une distance de 800 km de la capitale, Alger. Cette oasis est installée dans une vaste cuvette sédimentaire qui constitue la basse vallée fossile de l'oued Mya (Hamdi-Aïssa et Girard, 2000). Le climat de Ouargla est caractérisé par une aridité nettement marquée et une sécheresse quasi permanente.

2.2. Etude expérimentale

L'approche méthodologique consiste à l'étude de l'effet de quelques paramètres pédologiques sur la perméabilité des sols de Ouargla. Cinq campagnes ont été effectuées dont nous avons exécuté 25 essais et prélèvements. Les mesures de la perméabilité *in situ* avaient été préconisées selon la méthode Porchet, qui repose sur le suivi de l'abaissement d'eau dans un trou creusé à la tarière en fonction du temps. La procédure est subdivisée en trois phases comme suit (Colombani et al., 1973; Roederer, 1987; Chossat, 2005).

- *Mise en place du dispositif*: Cette phase consiste à forer une cavité superficielle dans le sol, de 20 cm, manuellement avec une tarière. Cela se fait prudemment en évitant le lissage des parois. Son diamètre doit être suffisant pour y installer la cellule régulatrice (15 cm).
- *Mise en route de l'essai*: Dans cette étape, on a essayé de s'approcher des conditions de saturation, et donc de respecter au mieux les hypothèses de calcul. nous avons systématiquement effectué un premier remplissage du trou par l'eau pour atteindre la saturation avant de commencer les mesures.
- *Phase de mesure* : Une fois l'étape d'imbibition est achevée et la saturation atteinte, on connecte le régulateur avec le réservoir de mesure, on note chaque 60 seconds, la hauteur d'eau dans le réservoir gradué.

$$K = V/S.t$$

Avec, "V" le volume d'eau infiltrée dans le sol dans le temps t et "S" l'aire de la zone humectée.

$$S = \pi R^2 + 2\pi Rh$$

Les mesures du pH et de la conductivité électrique ont été effectués à l'aide d'un multi-paramètres type HI 931000. L'humidité du sol est obtenue par différence de poids d'un échantillon du sol avant et après passage à l'étuve à 105 °C pendant 24h (Mathieu et Pielthain, 2003). Le dosage du calcaire total est réalisé par la méthode du calcimètre de BERNARD. Son principe repose sur la décomposition du carbonate de calcium par l'acide chlorhydrique et la mesure du volume de CO₂ obtenu (Aubert, 1983).

3 Résultats et discussion

3.1. Caractéristiques pédologiques

Les résultats des paramètres pédologiques de la région de Ouargla sont illustrés par le tableau 1, ils montrent que :

- Les teneurs des sols en calcaire varient entre 0,37 et 11,67 % avec une teneur moyenne de l'ordre de 2,53 %. Une variation importante de la teneur en calcaire est observée d'un point à un autre, ce qui est confirmé par la variance qui équivaut à 5,5.
- L'humidité du sol varie entre 0,76 et 3,58 %. Les valeurs de l'écart type et la variance, qui tendent vers zéro, indiquent l'homogénéité des sols vis-à-vis de l'humidité.
- La conductivité électrique oscille entre 0,87 et 15,54 mS/cm. La C.E moyenne est de 4,13 mS/cm. L'écart type et la variance sont respectivement de 3,22 et de 10,40 ce qui indique une grande variation de la conductivité électrique d'un point de mesure à un autre.
- Les sols de Ouargla sont des sols neutres à légèrement alcalins. Ils sont caractérisés par des pH qui oscillent de 7,31 à 8,14 avec un pH moyen de 7,69. Les résultats ne montrent pas une variation significative du pH entre les points de mesures, ce qui est confirmé par la variance qui équivaut à 0,28.

Tableau 1. Paramètres statistiques des éléments étudiés.

	N	Minimum	Maximum	Moyenne	Ecart type
Calcaire	23	0,37	11,67	2,52	2,34
Humidité	23	7,60	35,80	21,80	7,91
C.E	23	0,87	15,54	4,13	3,22
pH	23	7,30	8,10	7,69	0,28
Perméabilité	23	1,54	10,96	4,82	2,17

3.2. Caractéristiques hydrodynamiques

La perméabilité du sol dans la région de Ouargla varie de 1,54 à 10,96 m/s (tableau 1). La perméabilité moyenne est de l'ordre de 4,82 m/s avec un écart type de 2,17 et une variance nulle, ce qui indique l'homogénéité des données. Ces valeurs placent les sols de la région dans la catégorie « semi perméable » selon les normes citées par Calvet (2003).

3.3. L'effet des paramètres physicochimiques sur la perméabilité

Afin de déduire l'effet des paramètres physicochimiques étudiés sur la perméabilité du sol dans la région de Ouargla, nous avons d'abord testé la distribution des données de chaque paramètre dont les résultats sont représentés dans le tableau n° 2 et leurs histogrammes de distribution sont illustrés par la figure 2. La détermination de l'effet de ces paramètres sur la perméabilité est obtenue par deux tests de corrélation. Le test paramétrique *Pearson* et non paramétrique *Spearman*. Les résultats sont illustrés par le tableau n° 3.

Tableau 2. Résultats de test de normalité (Shapiro-Wilk).

Paramètres	N	Shapiro-Wilk P
Perméabilité	23	0,092
C.E.	23	0,000
Calcaire total	23	0,000
Humidité	23	0,327
pH	23	0,005

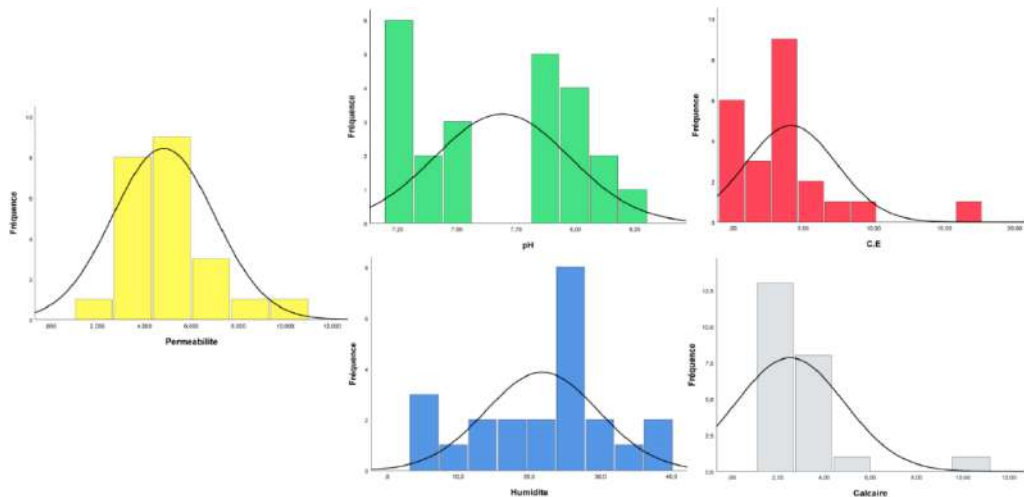


Figure 2. Histogramme de distribution des éléments étudiés avec la courbe de normalité.

D'après les résultats du test de Shapiro-Wilk, nous avons déduit que :

- La perméabilité et l'humidité : $P = 0,092$ et $P = 0,327$, des valeurs supérieures à $0,05$ ce qui contribue d'une distribution normale.
- Le calcaire total la Conductivité électrique : $P = 0$ inférieur à $0,05$ ce qui contribue au calcaire total et à la CE, une distribution non normale.
- Le pH : la figure n° 3 représentant l'histogramme de distribution du pH associé à la courbe de la normalité, montre que la distribution du pH est non normale. Ceci est confirmé par la valeur de P obtenu par le test de Shapiro-Wilk qui est de $0,005$.

Tableau 3. Corrélations paramètres physicochimiques – perméabilité

Tests	Rho de Spearman			Rho de Pearson
Paramètres	CE	Calcaire	pH	Humidité
Coef. de corrélation	-0,310	-0,352	-0,121	-0,272
P	0,150	0,099	0,584	0,210

- *Effet de la conductivité électrique:* Le coefficient de corrélation Spearman est de $-0,310$. Il indique une corrélation négative moyenne entre la C.E et la perméabilité, c.-à-d. quand la C.E augmente, la perméabilité diminue. Ceci signifie un effet de la taille moyenne de la C.E sur la perméabilité. Sur le plan statistique, l'effet de la C.E sur la perméabilité n'est pas significatif car $P > 0,05$.
- *Effet du taux de calcaire total:* La corrélation négative moyenne avec un coefficient de $-0,352$ entre le taux de calcaire total et la perméabilité indique que ce dernier présente un effet de taille moyenne sur la perméabilité. La signification du test de Spearman est $0,099$, ce qui implique que l'effet du taux de calcaire sur la perméabilité n'a pas une signification statistique.
- *Effet du taux des éléments grossiers:* Il est de taille faible, ce qui est dû à une faible corrélation positive indiquée par le coefficient de Pearson qui est de $0,191$. Cette corrélation indique que la perméabilité et le taux des éléments grossiers varient dans le même sens. Cela est expliqué par la structure et la porosité du sol. Sur le plan statistique, cet effet est non significatif.
- *Effet de l'humidité:* Le coefficient de corrélation Pearson est de $-0,272$, il indique une corrélation négative moyenne entre l'humidité et la perméabilité, ce qui montre l'effet de la taille moyenne de l'humidité sur la perméabilité. C'est-à-dire, quand l'humidité augmente, la perméabilité diminue. Sur le plan statistique, l'effet de l'humidité sur la perméabilité n'est pas significatif car $P = 0,210$.

- *Effet du pH*: Comme le coefficient de Pearson est de -0,039, la corrélation entre le pH et la perméabilité du sol est presque nulle et n'a aucune signification statistique.

4 Conclusion

L'étude des différents processus du mouvement de l'eau dans le système sol-plante-atmosphère ne peut pas être menée, sans la connaissance des paramètres permettant de prédire la dynamique de l'eau dans le sol. Cependant, le comportement hydrodynamique des couches superficielles du sol, reste difficile à caractériser. C'est la raison pour laquelle, nous nous sommes intéressés à la méthode de mesure in situ, qui permet d'obtenir de façon non destructive les paramètres hydrodynamiques du sol de la région Ouargla.

Les résultats de notre étude attestent, que les sols de la région de Ouargla dans leur globalité sont caractérisés par un pH moyennement alcalin à neutre, une conductivité électrique élevée et par la présence du calcaire qui est distribué d'une façon hétérogène. Ces sols sont généralement perméables ayant une bonne capacité d'infiltration. L'application des tests de Spearman et Pearson montrent que la CE, le taux de calcaire total et l'humidité sont inversement corrélés avec la perméabilité et ils ont un effet de taille moyenne sur la perméabilité. Le taux des éléments grossiers et le pH ont un effet de faible taille sur la perméabilité.

Références

- [1] Aubert, G.: *Observation sur les caractéristiques, la dénomination et la classification des sols salés ou salsodiques*. Cah. ORSTOM, sér. Pédol., vol. XX, n° 1, 73-78, 1983.
- [2] Calvet R.: *Le sol propriétés et fonctions*. Tome 2 : phénomènes physiques et chimiques, applications agronomiques et environnementales. France. pp : 97-188, 2003.
- [3] Chossat, J.C.: *La mesure de la conductivité hydraulique dans les sols*. Choix des méthodes. TEC & DOC, Hermès-Lavoisier. France. 705, 2005.
- [4] Colombani, J., Lamagat, J.-P. and Thiebaut, J.: *Mesure de la perméabilité des sols en place : Un nouvel appareil pour la méthode Muntz. Une extension de la méthode porchet aux sols hétérogènes*. Hydrological Sciences-Bulletin. Vol 18. pp : 197-235, 1973.
- [5] Cornet, A. et Gouscov, N.: *Les eaux du Crétacé inférieur continental dans le Sahara algérien (nappe dite «albien»)*. In « La géologie et les problèmes de l'eau en Algérie » XIX^{ème} congrès géologique international T.II, 30, 1952
- [6] Hamdi-Aissa B., Girard M.C.: *Utilisation de la télédétection en régions sahariennes, pour l'analyse et l'extrapolation spatiale des pédopaysages*. Sécheresse 11 (3), 179-188 (2000).
- [7] Mathieu C. et Pielthain F.: *Analyse chimique des sols : méthodes choisies*. Ed. Lavoisier, Paris, 387, 2003.
- [8] Roederer M.: *Perméabilité des sols (méthode de porchet)*. République tunisienne. Ministère de l'agriculture. Direction des sols, 1987.
- [9] Richards, L.A.: *Diagnosis and Improvement of Saline Alkali Soils*. Agriculture, 160, Handbook 60. US Department of Agriculture, Washington DC, 1954.
- [10] Thomas G.: *Infiltration de l'eau dans les sols : Développement et utilisation d'infiltromètres*. Rapport de stage. Université Paris Sud 11, 2011.

ETANCHEISATION DES ETANGS FILTRANTS PAR GEOSYNTHETIQUES BENTONITIQUES

SEALING OF FILTER PONDS BY BENTONITIC GEOSYNTHETICS

F. CHEIFI¹, S. TABTI¹, W. AKOUIR³.

¹Afitex Algérie - Alger, email :

³Daewoo – Alger, email :

Résumé. La pollution du fleuve Oued el Harrach long de 67 Km menace la baie d'Alger, les études menées ont montré la présence de plomb, de chlore de zinc et de chrome en forte quantité rejetés dans la mer. Les travaux de dépollution sont lancés, Il s'agit d'un projet de requalification du fleuve sur 18 km depuis son embouchure jusqu'au croisement de ses affluents. La largeur de l'oued est rééquilibrée, les berges sont aménagées avec des promenades, des jardins et des parcs urbains. et dans la zone des étangs filtrants 1, 2, 3 projetés. Traditionnellement, l'étanchéité des bassins est réalisée en mettant en œuvre une couche d'argile compactée, mais les inconvénients majeurs de la solution Couche d'Argile Compactée nous ont amené à utiliser une étanchéité par Géosynthétique bentonitique (GSB).

Mots-clés : étanchéité, bentonitique, filtrant, environnement, eaux usées

Abstract. The pollution of the Oued el Harrach river, 67 km long, threatens the bay of Algiers, the studies carried out have shown the presence of lead, zinc chloride and chromium in large quantities discharged into the sea. The clearance works are launched, It is a project to rehabilitate the river for 18 km from its mouth to the crossing of its tributaries. The width of the oued is rebalanced, the banks are equipped with walks, gardens and urban parks. and in the area of 1, 2, 3 filter ponds. Traditionally, the waterproofing of the basins is achieved by using a compacted clay layer, but the major disadvantages of the Compacted Clay Layer solution have led us to use a Bentonite Geosynthetic (GCL).

Keywords: sealing-bentonite-filtering-environment-wastewater.

1. Introduction

1.1. Rappel sur les rôles respectifs des barrières passive et active.

Le stockage des eaux usées en Algérie s'appuie, en général, sur le principe des barrières multiples (Tab.1). Une barrière dite « active » est installée à la base des casiers : il s'agit d'un système d'étanchéité-drainage, constitué typiquement d'un horizon drainant surmontant une géomembrane.

Cette barrière surplombe la barrière dite « passive », qui est constituée par le milieu géologique naturellement en place, ou qui peut être « rapportée » (reconstituée artificiellement par un géosynthétique bentonitique).

Tableau 1. Distinction entre barrière « active » et « passive »

	Fonctions	Matériaux
Barrière dite « active »	Drainage	Granulaires, synthétiques
	Etanchéité active	Géomembrane
Barrière dite « passive »	Etanchéité passive	Argiles naturelles, GSB, sols traités, SBP, ...
	Atténuation	Milieu géologique naturel

Note : GSB = géosynthétique bentonitique, SBP = mélange sable-bentonite-polymère

Une conséquence de cette complémentarité pour le calcul d'équivalence évoqué précédemment, est qu'un renforcement de l'une des barrières (active ou passive) ne peut, sur le principe, pallier une insuffisance de l'autre barrière. Bien qu'il ne fasse aucun doute qu'une barrière composite (géomembrane + couche minérale faiblement perméable) ait de bien meilleures performances que l'une ou l'autre de ces barrières prise indépendamment (Géo. Int., 2005), le calcul d'équivalence effectué pour la barrière passive considère uniquement les éléments constitutifs de cette barrière et ne prend notamment pas en compte la présence d'une géomembrane.

1.2. Définition de l'équivalence

L'étude de l'équivalence en barrière passive a pour objectif de permettre à l'exploitant d'apporter des garanties suffisantes pour la protection de l'environnement dans des situations qui ne se prêtent pas naturellement aux prescriptions réglementaires. L'équivalence ne doit donc pas être considérée simplement comme un moyen d'améliorer la rentabilité économique du stockage (réduction des coûts des matériaux et/ou de leur mise en œuvre, augmentation du vide de fouille pour une cote maximale donnée, etc.), mais doit être motivée techniquement.

L'objectif des barrières d'étanchéité passive étant la protection des eaux souterraines.

1.3. Eléments de justification de l'équivalence en étanchéité passive

1.3.1. Introduction

Le retour d'expérience que l'on peut avoir sur les dossiers d'équivalence suggère que, trop souvent, les dossiers s'appuient largement sur des calculs théoriques plutôt que sur des études géologiques et hydrogéologiques suffisamment complètes. Pourtant, ces calculs théoriques sont limités par les hypothèses simplificatrices des modèles utilisés. Aussi est-il essentiel d'appuyer le plus possible le dossier d'équivalence sur des éléments concrets de l'étude géologique et hydrogéologique pour être en mesure de répondre à certaines questions clé, et notamment sur :

- le degré de connaissance de la perméabilité des matériaux en place
- le degré de compréhension du système hydrogéologique.
- les cibles vulnérables (sources, AEP, ...).

1.3.2. Contexte géologique

La définition du contexte géologique et hydrogéologique local constitue le préalable au choix de l'implantation d'une installation de lagunage. La délimitation précise de l'implantation nécessite généralement de préciser l'extension horizontale et verticale des formations géologiques présentes au droit et à la périphérie du site envisagé, dans le but d'utiliser au mieux les formations géologiques en place pour constituer la barrière passive de type réglementaire. Le choix d'un niveau projeté de fond de fouille nécessite la réalisation d'une campagne de caractérisation de la perméabilité des horizons sous-jacents (cf. BRGM, 2005) et la localisation du niveau des plus hautes eaux de la nappe.

Les données géologiques recueillies lors de la phase documentaire permettent d'orienter le choix du dispositif de barrière passive, avec éventuellement la définition d'une barrière passive qui est équivalente, en termes d'impact, à la barrière prévue par la réglementation. Si des ressources locales sont disponibles, on s'orientera de préférence vers une barrière passive constituée de matériaux argileux naturels, qui permettent de se conformer au mieux aux prescriptions réglementaires, ainsi que le guide des recommandations pour la reconnaissance de formations géologiques hétérogènes et du contexte hydrogéologique (AFNOR, 2009).

1.3.3. Contexte hydrogéologique.

La définition du contexte hydrogéologique doit notamment permettre d'identifier les cibles et d'évaluer les caractéristiques du transfert de la source de polluant vers une nappe identifiée comme ressource en eau.

La présence d'une nappe très peu profonde et le caractère perméable du site a constitué une des raisons de la recherche d'une solution d'équivalence (BRGM/RP, 2009).

2. Cas des bassins filtrants oued el Harrach

Ce projet se caractérise par les éléments suivants :

- Une impossibilité technico-économique d'approvisionnement en matériaux argileux de qualité satisfaisante.
- L'absence d'une ressource en eau souterraine (socle rocheux peu perméable).
- Le soubassement respecte le critère de 5 mètres à $K < 10^{-6}$ m/s.

A partir de ces données, l'étude d'exécution a spécifié l'utilisation d'un géosynthétique bentonitique, concernant la stabilité des talus de terrassement, la pente naturelle est égale à l'angle de frottement obtenu au laboratoire dans le cas le plus défavorable (essai de cisaillement UU) angle de frottement égal à 4° environ. Le GSB qui assure la fonction étanchéité doit être protégé par une couche en ballast et par un enrochement pour minimiser l'effet des vagues sur ces talus.

2.1. Aperçu de l'étang filtrant

2.1.1 Surface des travaux et définition.

Il est prévu d'installer des étangs filtrants (Figs 1,2,3 et 4) dans les terrains inoccupés à côté du confluent de l'oued Adda et celui de l'oued Smar avec l'oued El Harrach pour épurer les eaux des affluents avant de les rejeter dans l'oued El Harrach.

Il est prévu également de réaliser un biotope en harmonie entre les espaces bleus et la végétation.

Il existe de nombreuses définitions de l'étang. Il s'agit d'un plan d'eau, continental, d'origine naturelle ou anthropique.

L'étang est plus petit qu'un lac, mais plus grand qu'une mare, laquelle est définie comme une étendue d'eau à renouvellement généralement limité, de taille variable (5 000 m² au maximum). Certaines définitions considèrent que l'eau d'un étang doit être stagnante. D'autres que seules les berges, et les zones ayant une profondeur inférieure à 2,50 m sont à considérer comme zone humide.

2.1.2 Surface des travaux et plan de disposition des installations.



Figure 1. Etang filtrant 1.

- Superficie 32 527 m²
- Surface de l'eau 11 327 m²
- Débit à traiter 2 000 m³/jour
- Qualité de l'eau DBO : 6 ppm, DCO : 30 ppm
- Installations projetées Pergolas, bancs, panneaux de direction, mur en pierre, poubelles, terrasse riveraine



Figure 2. Etang filtrant

- Superficie 39 124 m²
- Surface de l'eau 17 523 m²
- Débit à traiter 2 700 m³/jour
- Qualité de l'eau DBO : 6 ppm, DCO : 30 ppm
- Installations projetées Pergolas, bancs, panneaux de direction, mur en pierre, poubelles, terrasse riveraine



Figure 3. Etang filtrant 3

- Superficie 476 459 m²
- Surface de l'eau 143 119 m²
- Débit à traiter 25 000 m³/jour
- Qualité de l'eau DBO : 6 ppm, DCO : 30 ppm
- Installations projetées Terrain de football, pergolas, bancs, bollards, panneaux de direction, bornes de vélo

- Superficie 10 176 m²

- Surface de l'eau 4 662 m²



Figure 4. Etang filtrant 4

- Installations projetées Terrasse riveriane, pergolas,

- La fonction principale de l'étang écologique est comme suit : augmentation de l'oxygène, offre de la surface d'eau ouverte, paysage et sédimentation du corps solide.
- Il est possible d'exploiter l'étang écologique par un espace de l'observation des plantes aquatiques et une promenade en installant la terrasse, et aussi par la plantation des roseaux autour de l'étang et par l'aération du jet d'eau flottant. Ensuite, la vitesse faible de l'étang écologique produit l'effet de la sédimentation du corps solide. Ci-dessous le schéma de principe(Fig.5).

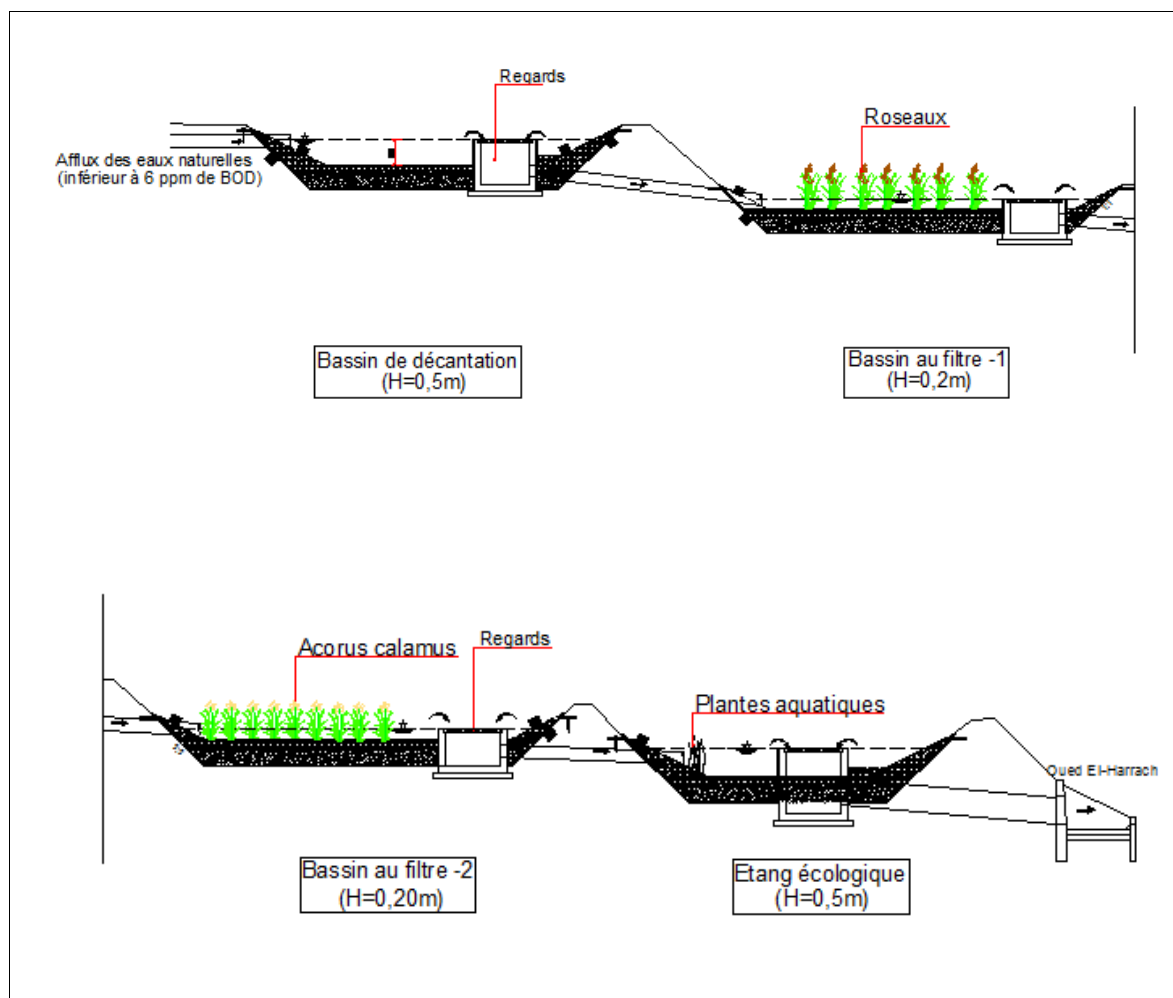


Figure 5. Schéma de principe des bassins écologiques

3. Description du produit géosynthétique.

Le produit est un géosynthétique bentonitique avec des spécifications technique (Tab.2), constitué de bentonite de sodium encapsulé entre deux géotextiles tissés et non tissés en polypropylène (CFG, 2011).

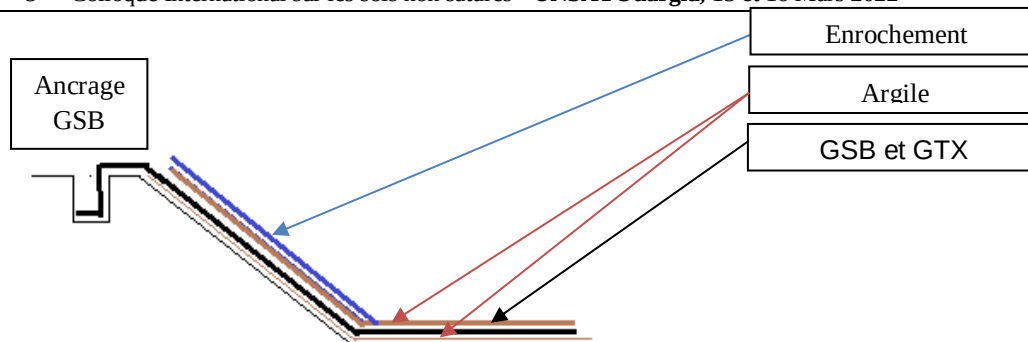


Figure 6. Structure du Dispositif d'étanchéité utilisé dans les bassins.

Tableau 2. Caractéristique du produit géosynthétique bentonitique .

Propriétés.	Norme.	Valeure
Propriétés physiques		
Masse surfacique totale	EN 14196	4500 g/m ²
Masse surfacique de la bentonite.	EN 14196	4200 g/m ²
Propriétés hydrauliques		
Indice de flux	EN 16416	6.10 ⁻⁹ m ³ /m ² /s
Indice de gonflement	ASTM D5890	24 ml/2g
Absorption de l'eau		600 %
Propriétés mécaniques		
Résistance à la traction	EN ISO 10319	8.5 kN/m
	ASTM D 6496	650 N/m
Résistance à la perforation statique (CBR)	EN ISO 12236	1.8 kN

4. Equivalence hydraulique entre le GCL utilisé et 50 cm d'argile compactée.

La couche d'argile géosynthétique utilisée est considérée égale à l'argile compactée en termes de performances hydrauliques. Les calculs de filtration sont utilisés pour prouver l'équivalence hydraulique d'une seule barrière.

Selon la loi de Darcy, le flux est directement proportionnel à la conductivité hydraulique et au gradient hydraulique: $q = k * i$.

Vous trouverez ci-dessous (Tab.3) une comparaison du débit d'eau à travers une couche d'argile compactée de 50 cm et du composant argileux du GCL utilisé:

Tableau 3. Equivalence des propriétés hydrauliques.

	Argile compactée	ActiMat NW 36C
Charge hydraulique, H	30 cm	30 cm
Permeabilité, k	1E-9 m/s	3.5E-11 m/s
Épaisseur, t	50 cm	0,68 cm
Gradient hydraulique $i = (H+t)/t$	1,60	1.60
Debit	1.6E-09 m ³ /m ² /s	1.60E-09 m ³ /m ² /s
$q = k * i * A$	= 1382 litres/hectare/jour	= 1364 litres/hectare/jour

Par conséquent, il est démontré que la barrière d'argile géosynthétique GCL dépasse les performances d'un revêtement en argile compactée de 50 cm en termes de performances hydrauliques.

Le géotextile de protection 350 g/m² (Tab. 4) est choisi en fonction des caractéristiques principales suivantes : résistance à la traction, résistance à la perforation statique et résistance à la perforation dynamique. On retiendra, à défaut de document normatif ou de recommandations couvrant ce sujet particulier, que la famille des produits non tissés aiguilletés constitue sans doute le meilleur compromis.

En l'absence de prescriptions minimales fixées par le maître d'œuvre (ce qui constitue pourtant la règle), l'entrepreneur a justifié les caractéristiques du produit par rapport à la nature du fond de forme après terrassements et des matériaux constituant le filtre au contact du dispositif d'étanchéité par géosynthétiques.

Tableau 4. Comparatif caractéristiques du géotextile

Caractéristiques	Normes	Unités	Produit utilisé	Produit exigé
Masse surfacique	EN ISO 9864	g/m ²	350	> 300
Épaisseur sous 2 kPa	EN ISO 9863-1	mm	1,70	> 1,5 mm
Résistance à la traction SP*	EN ISO 10319	kN/m	20	20
Résistance à la traction ST*	EN ISO 10319	kN/m	25	20
Perforation dynamique	EN ISO 13433	mm	10	<15

5. Illustrations de mise en œuvre du produit.

Les figures (Figs et 7 et 8), illustrent la mise en œuvre des produits geosynthétiques

**Figure 7.** Photos mise en place du géotextile**Figure 8.** Photos de mise en place du GSB

6. Conclusion

Dans le cadre de ce projet, un géosynthétique bentonitique a été utilisé pour remplacer une couche d'argile compactée d'épaisseur de 50 cm.

L'utilisation des GSB en barrière passive dans les bassins filtrants a fait appel à la notion dite "d'équivalence".

Ce produit a été utilisé car le terrain naturel en l'état ne répond pas en termes de perméabilité et d'épaisseur aux exigences réglementaires, afin d'assurer un niveau de protection des nappes souterraines.

7. Références bibliographiques.

- AFNOR (2009) – Guide de bonnes pratiques pour les reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques de sites d'installation de centres de stockage de déchets.*
- Geo. Int. (2005) - Empirical equations for calculating the rate of liquid flow through composite liners due to large circular defects in the geomembrane. Geosynthetics International, 12(4), 205*
- CFG 2011 Recommandations pour l'utilisation des géosynthétiques bentonitiques en installations de stockage de déchets.*
- BRGM/RP (2009) Guide d'équivalence pur l'étanchéité passive pour les installations de stockage de déchets.*
- EN 14196 Masse surfacique.*
- EN 16416 Indice de flux.*
- ASTM D5890 Indice de gonflement.*
- EN ISO 10319 Résistance à la traction.*
- EN ISO 12236 Résistance à la perforation statique (CBR).*
- EN ISO 9864 Masse surfacique.*
- EN ISO 9863-1 Épaisseur sous 2 kPa.*
- EN ISO 13433 Perforation dynamique.*

DRAINAGE ET RENFORCEMENT PAR GEOSYNTHETIQUES SOUS SOL COMPRESSIBLE

M. ZERMANT¹, M. Khelifi ¹

AfitexAlgerie, Alger, Algérie

Résumé. Le projet consiste à la réalisation de Ligne Ferroviaire à voie unique reliant Relizane à Tissemsilt via Tiaret sur un linéaire de 185 Km.

Les premiers kilomètres du Projet, section A se situent sur une zone de cultures aux alentours de la ville de Relizane, très plates sont des cours d'eaux définis, excepté Oued Bousslite. Sur toute cette zone, l'eau de pluies s'accumule dans les terres de culture, tout comme les eaux en provenance du débordement éventuel de Oued Bousslite., Cette eau s'infiltre dans les terres de Culture très perméable.

Le tracé en remblai, parcourt deux zones formées par des terrains très imperméables, potentiellement inondables et sur lesquelles l'eau s'accumule en cas de débordement de Oued Boussilte ou en cas de forte pluie.

Cette problématique a été résolue grâce à l'apport des géosynthétiques.

Mots clés : géotextile, remblai, geogridde, renforcement, drainage

1. Introduction

Dans le cadre de ce projet illustré en figure 1 et 2, et 3, les sols sont à très faible portance, posent de réels problèmes pour la construction des ouvrages de génie civil (tassements différentiels importants)

Pour le renforcement des sols compressibles et inondables, les techniques par apport de produits géosynthétiques ont été utilisées pour y remédier a ces phénomènes.



Figure 1 Plan de situation du Projet



Figure 2 Vue en Plan de la Zone Traitée

Le tracé en remblai, parcourt deux zones formées par des terrains très imperméables, potentiellement inondables et sur lesquelles l'eau s'accumule en cas de débordement de Oued Boussilte ou en cas de fortes pluies.



Figure 3 Vue de la zone par satellite

2. Caractéristiques de la Section

- Purge de la terre végétale d'une épaisseur minimale de 0.5 m.
- Installation de la Géo grille de Renforcement type AFITEX RTE 35-35-20
- Mise en place d'un Géotextile de séparation et filtration de masse surfacique de 300 g/m² type AS 30
- MEP du Remblai avec matériau type QS 3 (*) d'une épaisseur minimale de 0.6 m.
- Couche drainante, en pierres d'une Hauteur de 0.4 m au-dessus du terrain naturel, qui permet à la plateforme d'être située au-dessus de la lame d'eau de l'inondation.
- Le remblai en pierres doit être couvert par Géotextile anti-contaminant de masse surfacique 150 g/m² de type AS 15 empêchant la contamination avec des fines des couches supérieures.
- La PST avec matériau de remblai type QS1 (*) qui forme la plateforme d'une Hauteur 1.00 m
- Couches d'assises

(*) sols classés selon UIC 719 : Méthode de classification des sols pour les projets ferroviaires

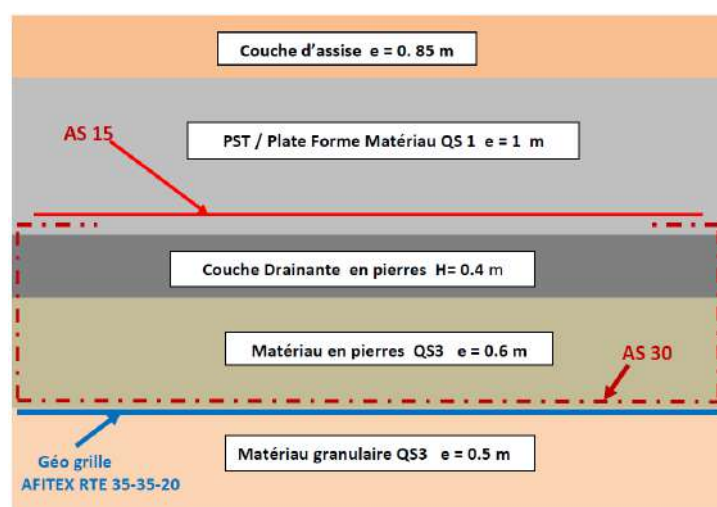


Figure 4 Schéma Détaillé de la Section





5. Conclusion

La construction de remblais sur sols compressibles constitue un enjeu majeur. Dans ce contexte, l'utilisation de nappes géosynthétiques pour améliorer la stabilité de ces remblais est une des techniques de renforcement de sol parmi les plus efficaces et largement éprouvée.

Pour ces problèmes, les géosynthétiques peuvent être efficacement utilisés pour

- ✓ Réduire les déplacements des sols compressibles causés par leurs faibles portances.
- ✓ Prévenir une rupture d'ensemble du remblai et du sol de fondation.
- ✓ Prévenir une rupture par glissement le long de la nappe géosynthétique.

6. Références bibliographies.

J. Otani et E.M. Palmeira. Géosynthétiques dans les remblais sur sols compressibles

Laurent BRIANÇON, Philippe DELMAS apport du renforcement géosynthétique dans les remblais fondés sur incusion rigides. Sols classés.

Méthode de classification des sols pour les projets ferroviaires (norme UIC 719).

A NEW INTELLIGENT MODELLING OF SWELLING INDEX USING ARTIFICIAL NEURAL NETWORK

M.A. BENBOURAS¹, S.E. GUELLATI²

¹(ENP), email: mouhamed_amine.benbouras@g.enp.edu.dz

²(LCTP), email: guelsal@yahoo.fr

Abstract. The use of laboratory Oedometer tests for estimating swelling index parameters is considered relatively expensive and time-consuming. However, no study has suggested any empirical equation belonging to Algerian soil. In order to overcome this limitation, LCTP (*Central Public Works Laboratory*) has launched a new research project, based on building a national geotechnical database. The latter could help Algerian researchers in empirical future studies of scientific research. The current study aims to propose a new empirical equation for estimating the swelling index in Algerian soils. The reliability of the approach is tested through several multi-layer artificial neural networks models. These models have been applied to samples consisting of 875 Oedometer tests. The swelling index is estimated from water content, wet density, void ratio, plasticity index, liquid limit, and fine contents. A comparison of results based on the mean squared error and the correlation coefficient shows the efficiency of Artificial Neural Network with two hidden layers (ten nodes in the first hidden layer and nineteen in the second one). This model provided the most appropriate prediction, closest to the experimental values, in comparison with other models and formulae proposed in the literature.

Keywords: swelling index; artificial intelligence; Oedometer tests; artificial neural networks

Résumé. L'utilisation de tests oedométriques pour estimer l'indice de gonflement est considérée relativement coûteuse et prend souvent beaucoup de temps. Cependant, aucune étude n'a suggéré d'équations empiriques pour les sols algériens. Afin de surmonter cette limitation, le LCTP (Laboratoire Central des Travaux Publics) a lancé un nouveau projet de recherche, basé sur la construction d'une base de données géotechnique nationale. Ce dernier pourrait aider les chercheurs algériens dans les futures études. La présente étude vise à proposer une nouvelle équation empirique pour estimer l'indice de gonflement dans le sol algérien. La fiabilité de l'approche est testée au moyen de plusieurs modèles des réseaux de neurones artificiels multicouches. Ces modèles ont été appliqués à des échantillons de 875 tests oedométriques. L'indice de gonflement est estimé à partir de la teneur en eau, la densité humide, l'indice des vides, l'indice de plasticité, la limite de liquidité et les teneurs en fines. Une comparaison des résultats basée sur l'erreur quadratique moyenne et le coefficient de corrélation montre l'efficacité des réseaux de neurones artificiels avec deux couches cachées (dix nœuds dans la première couche cachée et dix-neuf dans la seconde). Ce modèle a fourni la prédiction la plus appropriée, la plus proche des valeurs expérimentales, en comparaison avec d'autres modèles et formules proposés dans la littérature.

Keywords : indice de gonflement ; intelligence artificielle ; Tests oedométriques ; réseaux de neurones artificiels

1 Introduction

The geotechnical study is the first phase of any structural project. It addresses the morphological, geological, local and regional site conditions through a set of successive steps, aimed mainly at providing efficiently the necessary and sufficient information on the natural characteristics of a site. Moreover, it allows for determining all information and parameters necessary for the computation of foundations, leading to the stability of the structures under different risks, such as swelling [1]. The latter is considered a notoriously problematic phenomenon for any infrastructure foundation because of the considerable volume changes experienced by soils upon drying and wetting [2]. However, the integrated components of the geotechnical process are very diverse and complementary. This process is often time-consuming and, in many cases, the computation costs are very high [3, 4]. For example, the Oedometer test conducted in the laboratory could take up to 30 days for a very consolidated clay. Furthermore, classical constitutive modelling based on the elasticity and plasticity theories has a limited ability to correctly simulate the real behaviour of soils. This is attributed to reasons associated with the complexity of soil formation and its heterogeneity [5]. For these reasons,

geotechnical researchers have tried to develop new safe economical models using systems influenced by many factors, like the technical, economic, environmental and geometrical parameters. These systems are called, all together, Artificial Intelligence (AI).

On the other hand, the use of the *ANN* method in geotechnical engineering has witnessed a major development since the early nineties [6]. Several attempts using neural networks have led to impressive results. Between the important researches dealing with the swelling of soil, Ishik (2009) [7] has utilized a one hidden layer of *ANN* model by analyzing a database consisting of 42 test data for fine-grained soil. The selected input parameters included the initial void ratio (e_0) and water content w . The (2-8-1) *ANN* model efficiently predicted C_s . Das et al., (2010) [8] have predicted the swelling pressure using an *ANN* model with an input layer containing water content w , dry density (γ_d), w_L , PI, and clay fraction. Kumar and Rani (2011) [9] have developed an *ANN* model with one hidden layer to predict C_s and the C_c of clay by learning from 68 samples. They used the FC, w_L , PI, maximum dry density, and optimum moisture content as input layer. The suggested *ANN* model (5-8-1) provided better predictability in comparison with the multiple regression analysis (*MRA*) model. Kurnaz (2016) [10] have used *ANN* models to estimate C_s and C_c from input layer including the w , e_0 , w_L , and PI. The proposed *ANN* model (4-6-2) has proven its efficiency in the prediction of C_c . Nevertheless, the predicted C_s values were not satisfactorily compared to the compression index. The quality, learning ability and effectiveness have made the use of *ANN* method very useful. However, Algerian engineers often use correlation equations and models published in the Eurocode to solve technical problems due to the lack of correlations related to Algerian soils; although the Eurocode itself warns of the use of these correlations in other site conditions, which could lead to inefficient and unprofitable results. The conditions of Algerian sites are different from European ones, whether in terms of climate, activity, geological formation, hydrogeology or even morphology, which inevitably leads to inefficient results when using empirical equations and models published in the literature for a project located in Algeria.

In view of the aforementioned shortcomings, this article proposes a novel approach based on building an accurate artificial intelligent model for Algerian soils. The key benefits of the proposed model are its simplicity and lower costs to predict C_s from easily obtained soil parameters.

2 Materials and Methods

2.1. Overview of ANN

In order to imitate the complex operation of the human brain, researchers developed the idea of *ANN*, which consists of an arrangement of neurons recognized as “processing elements” (*PEs*), “nodes” or “units”. They are usually arranged in several layers: an input layer, an output layer, and one or more intermediate layers called hidden layers. Each *PEs* in a particular layer is totally or partially linked to other nodes through a computational procedure [3, 4, 6, 11–13].

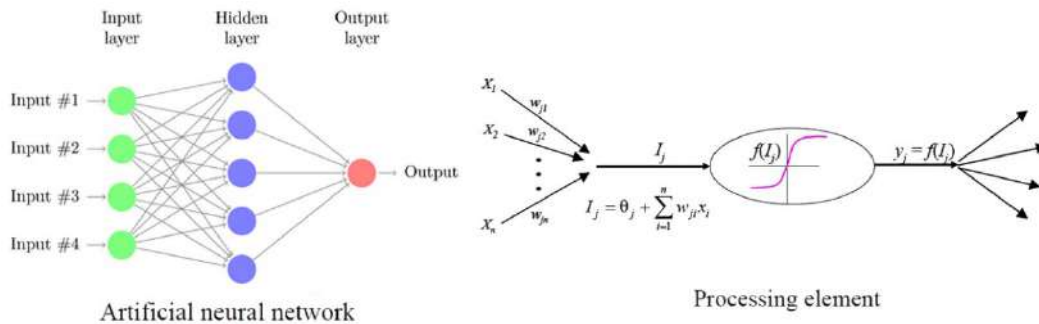


Figure 1. A model of Artificial Neural Networks

The input from each node in the previous layer is multiplied by an adjustable connection weight (W_{ji}). At each node, the weighted input signals are summed, and a threshold value (θ_i) is added [14]. Finally the total sum is computed through a transfer function that can be chosen depending upon the type of problem to be solved by the network in order

hidden layers has frequently changed (0-20 nodes in everyone), resulting into 400 *ANN* models in each combination. Table 1 presents the *R* and the *MSE* of the training and validation data of the optimal *ANN* architecture according to every transfer functions combination. Based on testing a total of 2800 *ANN* models, the results indicate that the best performance is obtained from the *ANN* model with 10 neurons in the first hidden layer and 19 neurons in the second one (7-10-19-1), trained using the combination of transfer functions composed of: tan-sigmoid, tan-sigmoid, and linear.

Table 1. Best *ANN* architecture according to transfer function combinations.

Comb number	Transfer function combinations	Best ANN architecture	$R_{training}$	$R_{testing}$	$MSE_{training}$	
1	log-sigmoid, linear, linear	7-19-12-1	0.776	0.484	2.17e-04	4.63e-04
2	log-sigmoid, log-sigmoid, linear	7-9-11-1	0.734	0.257	2.26e-04	4.54e-04
3	log-sigmoid, tan-sigmoid, linear	7-13-11-1	0.842	0.426	1.49e-04	4.75e-04
4	linear, linear, linear	7-6-11-1	0.473	0.623	4.37e-04	3.04e-04
5	tan-sigmoid, tan-sigmoid, linear	7-10-19-1	0.849	0.685	1.49e-04	3.44e-04
6	tan-sigmoid, log-sigmoid, linear	7-17-18-1	0.797	0.425	2.11e-04	4.34e-04
7	tan-sigmoid, linear, linear	7-17-15-1	0.803	0.502	1.88e-04	4.43e-04

Fig. 3 shows the best performance epoch of the proposed *ANN* model, which is effectively trained in 25 stages. The results point out that the best mean squared error is the one of the 16 periods ($MSE = 0.00020314$ for data validation), as shown in Fig. 3, Fig. 4 illustrates the histogram of errors obtained from the results of mimicking the most appropriate *ANN* model. The findings indicate that most errors between the measured and estimated values range between -0.01 and 0.01. Fig. 5 displays the scatter plots of predicted and measured values of the C_s for training and validation data in the most appropriate *ANN* model (7-10-19-1). The results indicate a good coefficient of correlation: $R=0.86$ for training data, 0.7 for validation data, and 0.82 for all data. According to Smith classification (1986), this indicates that C_s correlates well with γ_h , PI , w , e_0 , w_L , and FC , and also proves the existence of a powerful good learning of model (7-10-19-1).

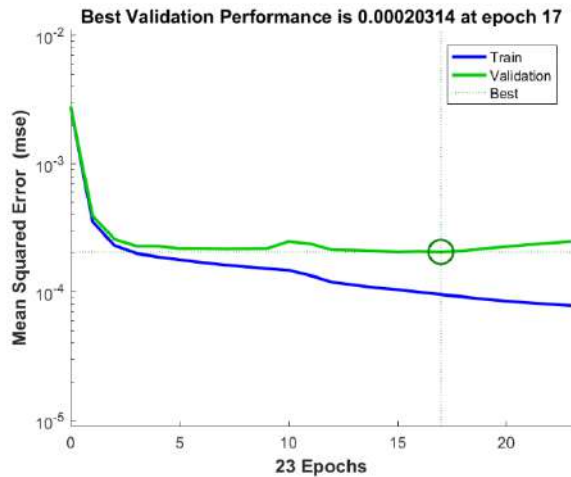


Figure. 3 Best performance epoch of the proposed *ANN* model.

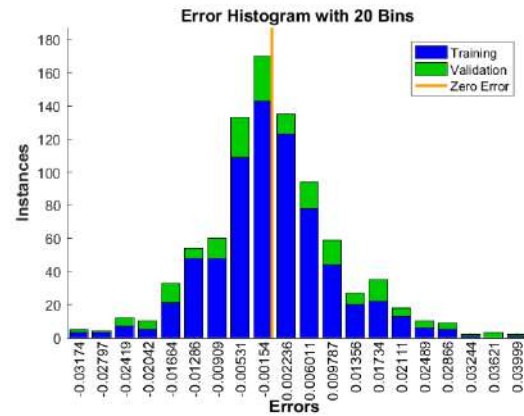


Fig. 4 Error histogram of the most appropriate *ANN* model (7-10-19-1).

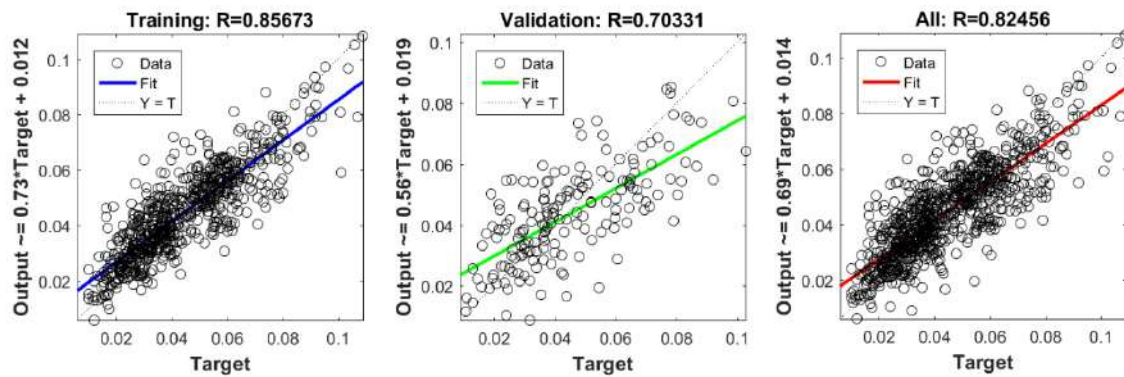


Figure. 5 Scatter plots between target and output value by the best appropriate ANN model.

4 Conclusion

This study belongs to a research project conducted by LCTP aimed at proposing complete and easily usable linear and non-linear equations and models to estimate the properties of Algerian soils. In this paper neural network method modelling was used for a practical analysis aimed at predicting the swelling index (Cs) from experimental geotechnical physical parameters including the wet density (γ_h), the plasticity index (PI), the water content (w), the void ratio (e), the liquid limit (w_L), and the fine contents (FC) in five soil types. The performance of the current study is tested based on 875 samples acquired from 68 boreholes, analysed in the different geotechnical laboratories with the relatively time-consuming and expensive Oedometer test. The comparative study of different models based on R and MSE shows the performance of the ANN model with two hidden layers (10 nodes in the first and 19 in the second), trained by the combination of transfer functions composed of the tan-sigmoid, tan-sigmoid, linear ones. This model has the highest correlation coefficient 0.86 in training data and the least mean squared error. The most appropriate ANN model proposed by this study ensures better predictability in data learning and yields data prediction values close to the experimental ones. Furthermore, it is able to address five types of soils (clay, clayey sand, clayey gravel, silt, and marl).

Références

- [1] Hunt, R.: Geotechnical Investigation Methods: A Field Guide for Geotechnical Engineers. CRC Press (2006).
- [2] Yuan, S., Liu, X., Sloan, S.W., Buzzi, O.P.: Multi-scale characterization of swelling behaviour of compacted Maryland clay. *Acta Geotechnica*. 11(4), 789–804 (2016). <https://doi.org/10.1007/s11440-016-0457-5>.
- [3] Benbouras, M. A, Petrisor, A.-I.: Prediction of Swelling Index Using Advanced Machine Learning Techniques for Cohesive Soils. *Applied Sciences*. 11(2), 536 (2021).
- [4] Benbouras, M. A.: Predicting Shear Stress Parameters in Consolidated Drained Conditions Using Artificial Intelligence Methods. *BAS-SJKFU*. 22(1), 165–171 (2021). <https://doi.org/10.37575/b/sci/0069>.
- [5] Benbouras, M.A., Kettab, R.M., Zedira, H., Petrisor, A.-I., Debiche, F.: Dry density in relation to other geotechnical proprieties of Algiers clay. *Revista Școlii Doctorale de Urbanism*. 2(1), 5–14 (2017).
- [6] Shahin, M.A., Jaksa, M.B., Maier, H.R.: State of the art of artificial neural networks in geotechnical engineering. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 8, 1–26 (2008). <https://doi.org/10.1.1.513.3370>.
- [7] Işık, N.S.: Estimation of swell index of fine grained soils using regression equations and artificial neural networks. *Scientific Research and Essays*. 4(10), 1047–1056 (2009).
- [8] Das, S.K., Samui, P., Sabat, A.K., Sitharam, T.G.: Prediction of swelling pressure of soil using artificial intelligence techniques. *Environmental Earth Sciences*. 61(2), 393–403 (2010). <https://doi.org/10.1007/s12665-009-0352-6>.
- [9] Kumar, V.P., Rani, C.S.: Prediction of compression index of soils using artificial neural networks (ANNs). *Int J Eng Res Appl*. 1(4), 1554–1558 (2011).
- [10] Kurnaz, T.F., Dagdeviren, U., Yildiz, M., Ozkan, O.: Prediction of compressibility parameters of the soils using artificial neural network. *Springer Plus*. 5(1), 1801 (2016). <https://doi.org/10.1186/s40064-016-3494-5>.
- [11] Benbouras, M.A., kettab, ratiba, Zedira, H., Petrisor, alexandru, Mezouer, N., Debiche, F.: A new approach to predict the Compression Index using Artificial Intelligence Methods. *Marine Georesources & Geotechnology*. 37(6), 704–720 (2018). <https://doi.org/10.1080/1064119X.2018.1484533>.

- [12] Benbouras, M.A., Kettab, R.M., Zedira, H., Debiche, F., Zaidi, N.: Comparing nonlinear regression analysis and artificial neural networks to predict geotechnical parameters from standard penetration cone. *Urbanism. Architecture. Constructions*. 9(2), 14-21 (2018).
- [13] Zhang, S., Yin, S.: Reservoir geomechanical parameters identification based on ground surface movements. *Acta Geotechnica*. 8(3), 279–292 (2013). <https://doi.org/10.1007/s11440-012-0196-1>
- [14] Shahin, M.A., Jaksa, M.B., Maier, H.R.: Artificial neural network applications in geotechnical engineering. *Australian geomechanics*. 36(1), 49–62 (2001).
- [15] Park, H.I.: Development of neural network model to estimate the permeability coefficient of soils. *Marine Georesources & Geotechnology*. 29(4), 267–278 (2011). <https://doi.org/10.1080/1064119X.2011.554963>.
- [16] Namdarvand, F., Jafarnejadi, A., Sayyad, G.: Estimation of soil compression coefficient using artificial neural network and multiple regressions. *Int Res J Appl Basic Sci*. 4(10), 3232–3236 (2013).
- [17] Debiche, F., Kettab, R.M., Benbouras, M.A., Benbellil, B., Djerbal, L., Petrisor, A.-I.: use of gis systems to analyze soil compressibility, swelling and bearing capacity under superficial foundations in algers region, algeria. *Urbanism. Architecture. Constructions*. 9(1), 357–370 (2018).

FISSURATION D'UNE ARGILE SOUMISE A LA DESSICCATION : INVESTIGATION EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE

H. TRABELSI¹, M. JAMEI¹

¹ *Université Tunis el Manar, Laboratoire génie civil, Ecole nationale d'ingénieurs de Tunis. Email : houcem.trabelsi@enit.utm.tn, mehjamei@yahoo.fr*

Résumé. L'article se concentre sur la fissuration des sols fins par dessiccation. Une extension du modèle hydromécanique à la 3D, précédemment proposée et incluant la porosité comme variable d'état. La propagation des fissures en surface avec des profondeurs variables et développées dans des zones de porosité plus élevée. Ceci affecte significativement les propriétés de transport comme la diffusivité, la perméabilité et la conductivité thermique. Des simulations ont été réalisées pour reproduire la répartition du réseau de fissures par dessiccation. La perte d'eau au cours du retrait a été quantifiée en fonction des caractéristiques des fissures. Les résultats numériques ont été discutés en termes de perte d'eau au cours de dessiccation.

Mots clés: simulation, fissuration, dessiccation, porosity, coupling, permeability.

Abstract. The paper focuses on the cracking of fine soil by desiccation. An extension of hydro-mechanical model to 3D, previously proposed and including the porosity as a state variable, is used. Crack's growth in surface with variable depths and developed in zones of higher porosity. This significantly affects the transport properties as the diffusivity, the permeability, and the thermal conductivity. Simulations have been carried out to reproduce the distribution of the network of cracks by desiccation. The loss of moisture content during shrinkage was quantified in relation with the crack's characteristics. The numerical results were discussed in terms of average loss moisture content during drying.

Mots clés : simulation, fissuration, dessiccation, porosité, couplage, perméabilité.

1 Introduction

Les dernières décennies sont marquées par le phénomène du réchauffement climatique et l'accroissement des émissions de gaz à effet de serre. Ceci est dû aux activités humaines qui ne respectent pas l'environnement. Cette hausse de température conduit à des événements climatiques extrêmes : précipitations et sécheresses de durées inhabituelles.

Les changements climatiques provoquent des risques naturels, les glissements de terrain et l'effondrement des sols engendrent des dégâts au niveau des ouvrages. Nous considérons que ces problèmes sont d'une grande importance pour notre pays, la Tunisie, et pour tous les pays à climat classé habituellement de semi-aride. Dans ce contexte, nous nous intéressons à l'étude des sols non saturés et particulièrement la fissuration des argiles soumises à la dessiccation.

Il est aujourd'hui bien connu que les argiles et les limons sont actives en termes d'interactions avec l'eau. En effet, ces sols sont déformables sous l'effet de l'humidification par un apport d'eau (gonflement) ou sous l'effet du drainage par évaporation (retrait). Le retrait et le gonflement se déroulent naturellement avec une évolution du degré de saturation et c'est cette évolution qui conditionne le développement de l'un ou l'autre des deux phénomènes.

L'apparition des fissures (superficielles ou bien peu profondes) à la surface des talus argileux, suite à l'évaporation de l'eau pendant les périodes sèches (phénomène de dessiccation) et les différents cycles de drainage et d'humidification entraîne une augmentation de la perméabilité de la couche superficielle des pentes. Ce phénomène favorise l'infiltration des eaux de pluie et engendre les glissements de terrain superficiels. La propagation de ces fissures peut engendrer l'instabilité des pentes dans plusieurs cas. Dans de nombreuses circonstances, les fissures de dessiccation entraînent des dégradations dans les ouvrages géotechniques. Les fissures de dessiccation affectent aussi les barrières argileuses mises en place pour l'isolation des déchets, et cela à la suite de l'augmentation de la perméabilité de la barrière. En particulier,

ce phénomène constitue une entrave au stockage souterrain des déchets nucléaires. L'étude des sols non saturés nécessite la résolution des problèmes complexes et couplés. Trois balances peuvent être couplés, (CTHM : Couplage Thermique, Hydrique et Mécanique).

Plusieurs auteurs se sont intéressés au suivi de l'ouverture des fissures en profondeur. La plupart de ces travaux sont expérimentaux, [1, 2, 3]. La prédiction de la profondeur des fissures permet la détermination du volume des fissures [4]. Les travaux de Olivier 2006 et Striling 2013 [5,6] comportent aussi des simulations basées sur la technique des éléments finis avec des conditions spéciales qui permettent l'initiation et la propagation des fissures. D'autres simulations utilisant la méthode des éléments discrets pour la prédiction des fissures en profondeur ont été menées [7,8,9].

Pour quantifier l'évaporation, Nachshon et al 2012 [10] proposent une étude qui décrit le processus d'échange de gaz à l'interface sol-atmosphère. Ces auteurs ont quantifié le rôle du vent en tant que facteur influençant l'échange entre le sol et l'atmosphère. Ils ont aussi proposé des relations empiriques pour décrire l'évaporation en fonction des conditions hygrothermiques, ainsi que l'effet de l'ouverture des fissures sur l'évaporation.

2 La loi de comportement utilisée

On a montré dans des travaux antérieurs faits sur une argile de la région de Béja - Tunisie [11,12], que lorsque la succion dépasse la valeur de 15 MPa, la résistance à la traction n'est plus une fonction linéaire de la succion. Au-delà de cette valeur l'effet de la dessiccation diminue puisque le retrait s'achève alors que la succion continue à augmenter. Par ailleurs, la résistance à la traction tend vers une limite maximale qui est pour cette argile de l'ordre de 1MPa. Pour cela, la résistance à la traction en fonction de la succion est formulée comme suit :

$$C_s(s) = \sigma_l^\infty \left(\frac{s+s_e}{s+s_{SL}} \right)^r \left\langle 1 - \left(\frac{\phi}{\phi_0} \right)^m \right\rangle \quad (1)$$

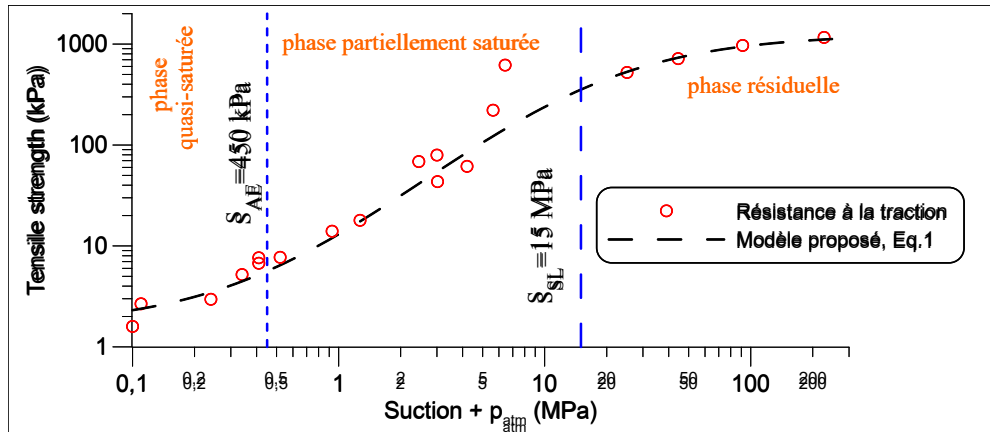


Figure. 1 : Résistance à la traction en fonction de la succion pour l'argile étudiée.

Avec :

$C_s(s)$: Résistance à la traction en fonction de la succion.

σ_l^∞ : Résistance maximale à la traction (état hydrique sec).

s_e : Succion du point d'entrée d'air.

s_{SL} : Succion résiduelle (limite de retrait).

La variation de la résistance à la traction a trois phases :

i. ($s < 0.45$ MPa) Une phase quasi-saturée où la succion est inférieure à la succion du point d'entrée d'air.

r : Paramètre de rétention.

ϕ : Porosité

ϕ_0 : Porosité de référence

m : Paramètre de ductilité du matériau

- ii. ($0.45 < s < 15$ MPa) Une deuxième phase est une phase non-saturée et déformable, avec une succion inférieure à la succion résiduelle. Dans cette phase, la résistance à la traction varie linéairement avec la succion.
- iii. ($s > 15$ MPa) La troisième phase est une phase dans laquelle la succion augmente sans changement significatif de la résistance à la traction, en particulier lorsque la succion est supérieure à la succion résiduelle.

3 Conditions aux limites imposées

3.1. Conditions mécaniques

La modélisation du contact entre l'échantillon et le fond est faite de la façon suivante :

- On impose un déplacement vertical nul au fond (pas de décollement).
- Le frottement à l'interface entre l'échantillon et le fond est modélisé par une loi linéaire entre la force et le déplacement horizontal.
- Sur les parois latérales, les déplacements sont imposés nuls dans les deux directions x et y

3.2. Conditions Thermo-hydriques

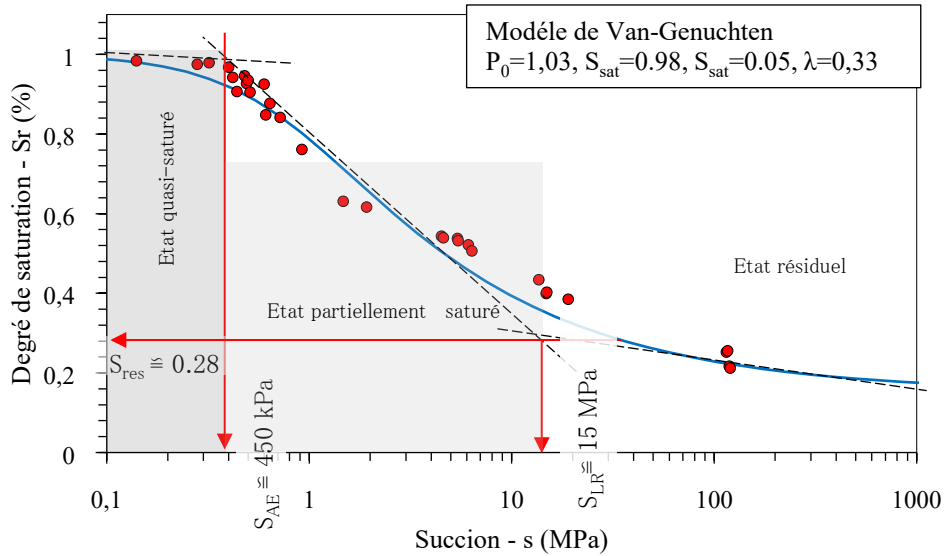


Figure. 2 : Courbe de rétention d'eau et ajustement avec le modèle de Van-Genuchten [13].

On modélise l'effet de l'évaporation en imposant la température de l'échantillon initiale à $T_0=35^\circ\text{C}$ et la concentration de vapeur d'eau dans l'air sur la surface latérale à 0.034 kg/kg . Les paramètres de la courbe de rétention d'eau sont présentés dans la figure 2. La conductivité thermique du matériau a été imposée à $1.5 \text{ W.m}^{-1}\text{.K}^{-1}$. La valeur de la conductivité thermique intervient dans l'équilibre thermique et la détermination de la répartition de la température au sein de l'échantillon. La perméabilité est considérée isotrope $k=10^{-10} \text{ m.s}^{-1}$.

Rappelons que pour la modélisation du comportement volumique par retrait, il existe déjà dans la littérature des modèles élasto-plastiques qui intègrent le comportement volumique des sols non saturés. Ils sont en majorité basés sur le concept des contraintes effectives. Les résultats numériques comparés aux résultats expérimentaux montrent que les équations non linéaires utilisées pour décrire la déformation volumique par retrait lors du chemin de drainage sont convenables. Cependant, dans notre étude nous utilisons une relation linéaire entre la déformation volumique par retrait ε_v et la succion.

$$\Delta\varepsilon_v = 3\alpha_s \cdot s \quad (2)$$

4 Interprétation des résultats

4.1 Réseau de fissures

Un échantillon de sol cylindrique de diamètre 40 cm et de hauteur 10 cm a été envisagé pour les simulations. Un champ de porosité distribuée aléatoirement a été injecté, avec une porosité initiale moyenne de 0.6 et un écart type égal à 1% de la valeur moyenne donnée. Cette hétérogénéité vise à faciliter l'amorçage et la propagation des fissures d'une manière plus réaliste.

Le profil de saturation a été imposé au début des essais. Un profil intermédiaire et final de saturation, de succion et de teneur en eau a été attribué, sur la base de mesures de laboratoire effectuées au cours d'un mois de dessiccation. Les simulations ont été faites avec un maillage de 5884 éléments tétraédriques. L'épaisseur (distance dans le sens vertical) est divisée en vingt éléments. La simulation commence par une étape d'équilibre (temps = 0,001 jour). À la fin de la première étape, le degré de saturation est de $S_r=0.96$. Les figures 3.a et c montrent le réseau de fissures à la fin de la deuxième étape (temps = 1,5 jour). Nous considérons la fissure dans les éléments finis lorsque la porosité est supérieure à la porosité de référence ($\phi_0=0,61$). Le réseau de fissures, respectivement en surface et en profondeur, sont présentés sur les figures 3.b et 3.d.

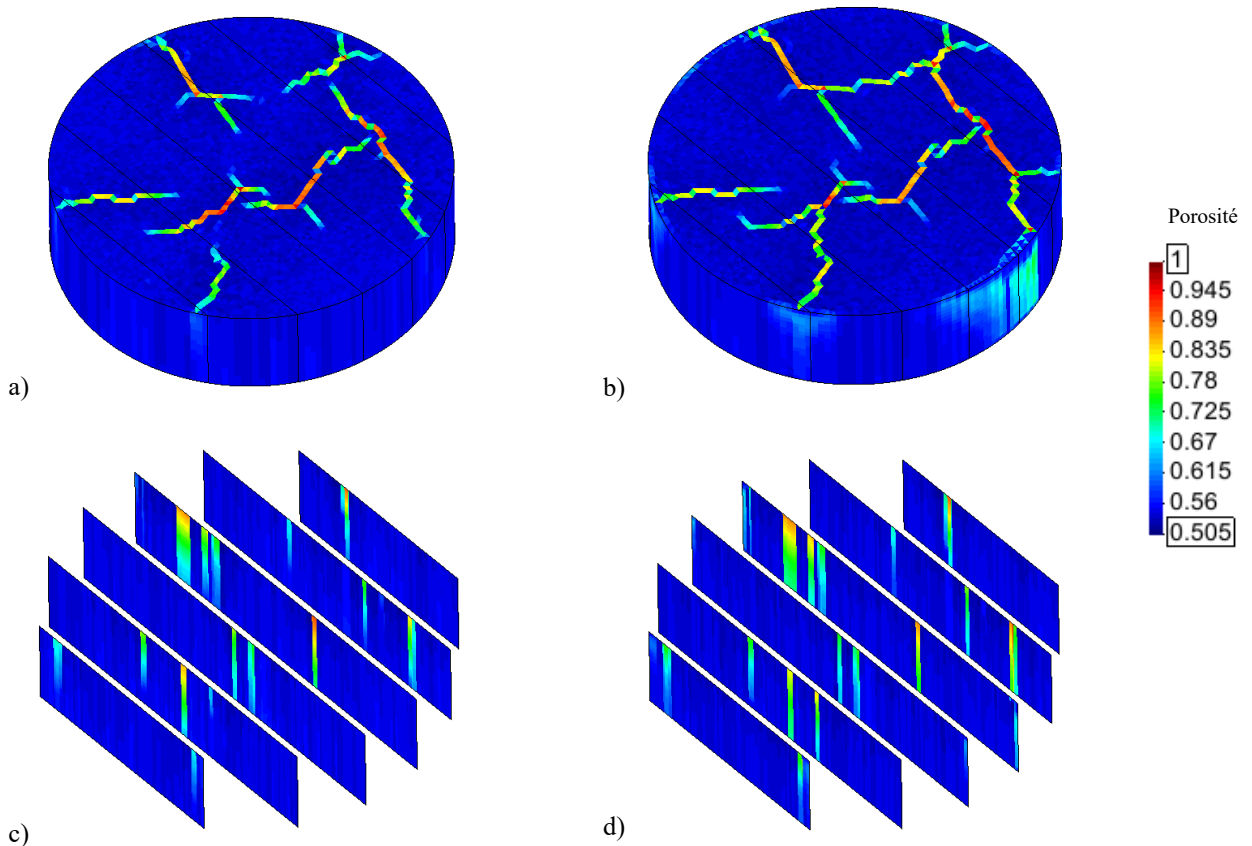


Figure. 3 : Simulation du réseau de fissures, a) Temps = 1,5 jours, b) Temps = 20 jours, c) Temps = 1,5 jours, d) Temps = 20 jours.

4.2 Variation des paramètres au cours de la dessiccation

La figure 4 montre la variation de la succion, du degré de saturation, de la porosité et de la teneur en eau calculés. La succion en surface et particulièrement au fond de l'échantillon est plus élevée à proximité des fissures.

- La succion est quasi constante dans la zone homogène (non fissurée). Elle ne varie qu'en fonction de la profondeur (selon z).
- L'échantillon en surface semble non-saturé et presque saturé en profondeur. La succion est plus élevée en surface et a tendance à diminuer avec la profondeur. Ceci explique l'apparition et la répartition de ces fissures à la surface supérieure de l'éprouvette.

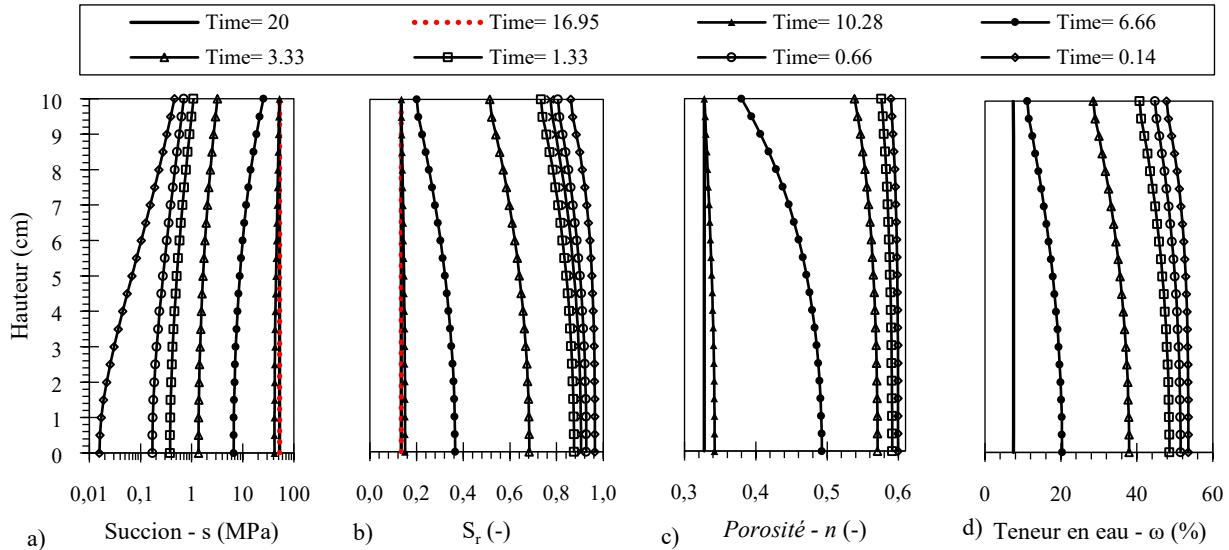


Figure. 4 : Variation de, a) succion, b) degré de saturation, c) porosité et d) de la teneur en eau en profondeur et en fonction du temps.

5 Conclusion

Afin d'étudier l'effet de la fissuration en profondeur, nous avons présenté dans ce travail des résultats de simulation d'un échantillon cylindrique initialement saturé. Il ressort de cette étude les remarques principales suivantes :

1. La prise en compte dans la modélisation des conditions thermo-hydriques (Humidité relative et température imposées) a permis de mieux approcher les résultats expérimentaux.
2. Les déformations volumiques par retrait sont linéaires par partie.
3. Au cours de la dessiccation les déformations verticales sont quasiment faibles. Donc seules les déformations dans le plan sont significatives.
4. Les angles de bifurcation des fissures qui constituent aussi un paramètre de caractérisation du réseau de fissures, ne semblent pas être correctement prédits par le modèle 3D, en comparaison avec les observations expérimentales.

Références

- [1] Chertkov, V. Y., & Ravina, I. *Morphology of horizontal cracks in swelling soils*. Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 31(1), 19-29. (1999).
- [2] Peron, H., Hueckel, T., Laloui, L., & Hu, L. *Fundamentals of desiccation cracking of fine-grained soils: experimental characterisation and mechanisms identification*. Canadian Geotechnical Journal, 46(10), 1177-1201. (2009).

- [3] Trabelsi, H. *Etude expérimentale et numérique du comportement des argiles soumises à des conditions de dessiccation*. Thèse présentée à l'Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis pour l'obtention du diplôme de Doctorat en génie civil. (2014).
- [4] Trabelsi, H., Hadrich, B., & Guiras, H. *Evaporation, shrinkage, and intrinsic permeability of unsaturated clayey soil: analytical modelling versus experimental data*. Arabian Journal of Geosciences, 11(8), 1-14. (2018).
- [5] Oliver, J., Huespe, A. E., Blanco, S., & Linero, D. L. *Stability and robustness issues in numerical modeling of material failure with the strong discontinuity approach*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 195(52), 7093-7114. (2006).
- [6] Stirling, R. A., Davie, C. T., & Glendinning, S. *Numerical modelling of desiccation crack induced permeability*. In Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, Presses des Ponts, Paris, France (Vol. 813, p. 816). (2013).
- [7] Sima, J., Jiang, M., & Zhou, C. *Modelling desiccation cracking in thin clay layer using three-dimensional discrete element method*. In AIP Conference Proceedings (Vol. 1542, No. 1, pp. 245-248). American Institute of Physics. (2013).
- [8] Guo, Y., Han, C., & Yu, X. *Laboratory characterization and discrete element modeling of shrinkage and cracking in clay layer*. Canadian Geotechnical Journal, 55(5), 680-688. (2018).
- [9] Lin, Z. Y., Wang, Y. S., Tang, C. S., Cheng, Q., Zeng, H., Liu, C., & Shi, B. *Discrete element modelling of desiccation cracking in thin clay layer under different basal boundary conditions*. Computers and Geotechnics, 130, 103931. (2021).
- [10] Nachshon, U., Dragila, M., & Weisbrod, N. *From atmospheric winds to fracture ventilation: Cause and effect*. Journal of Geophysical Research: Biogeosciences, 117(G2). (2012).
- [11] Trabelsi, H., Jamei, M., Zenzri, H., & Olivella, S. *Crack patterns in clayey soils: Experiments and modeling*. International Journal for Numerical and Analytical methods in geomechanics, 36(11), 1410-1433. (2012).
- [12] Trabelsi, H., Romero, E., & Jamei, M. *Tensile strength during drying of remoulded and compacted clay: The role of fabric and water retention*. Applied Clay Science, 162, 57-68. (2018).
- [13] Van Genuchten, M. T. *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil science society of America journal, 44(5), 892-898. (1980).

INFLUENCE DE LA TEMPERATURE A L'INTERFACE SOL-PIEU

F. KADRI¹, A. BERGA¹ et N. TERFAYA¹

¹ Université Tahri Mohammed Bechar, Laboratoire FIMAS, email : kfatimagc@gmail.com, bergaabelmadjid@gmail.com, t_nazihe@yahoo.fr

Résumé. Ce travail présente une étude numérique sur l'effet de changement de la température d'un massif dus à un phénomène naturel ou industriel sur la réponse des interfaces sol-pieux, à travers une modélisation globale par éléments finis, traité par un couplage thermomécanique. Un modèle d'interaction tridimensionnel sol-pieu, implémenté dans le logiciel ABAQUS, traité par une analyse axisymétrique bidimensionnelle, présente le cas d'un pieu vertical installé dans un sable. Une loi de comportement très avancée est utilisée pour représenter le sable tandis que le pieu est traité comme un corps rigide en béton dont le comportement mécanique est supposé élastique. L'interface sol-pieu est modélisée par un modèle cohésif en tenant compte le phénomène d'adhérence. Des résultats très intéressants ont été obtenus qui montrent l'importance et l'influence de changement de la température d'un massif sur l'interaction sol-pieux

Mots clés : Fondation profonde, interface sol-structure, lois de comportement des sols, contact et frottement, model cohésif, transfert de chaleur, éléments finis.

Abstract. This work presents a numerical study on the effect of change in the temperature of a massif due to a natural or industrial phenomenon on the response of soil-pile interfaces, through global finite element modeling, processed by thermomechanical coupling. A three-dimensional soil-pile interaction model, implemented in the ABAQUS software, processed by a two-dimensional axisymmetric analysis, presents the case of a vertical pile installed in a sand. A very advanced constitutive law is used to represent the sand while the pile is treated as a rigid concrete body whose mechanical behavior is assumed to be elastic. The soil-pile interface is modeled by a cohesive model taking into account the phenomenon of adhesion. Very interesting results have been obtained which show the importance and influence of a change in the temperature of a mass on the soil-pile interaction

Keywords: Deep foundation, soil-structure interface, soil constitutive laws, contact and friction, cohesive model, heat transfer, finite elements.

1 Introduction

On sait aujourd'hui que les géo-structures en contact avec le sol (ancrages des tunnels, dalles de fondation, fondations profondes, murs de soutènement, etc.) peuvent être utilisées pour échanger de la chaleur avec le sol [1]. L'utilisation de ces structures à des fins énergétiques induit cependant des sollicitations thermiques additionnelles (contraintes et déformations) qui peuvent être importantes et doivent être prises en compte lors de la conception, notamment dans le cas de pieux de fondation.

La réponse des sols à une charge thermique joue elle aussi un rôle important dans le comportement des géo-structures énergétiques. Selon l'historique de chargement des matériaux qui le composent, la réponse du sol à des variations de température peut être contractante ou dilatante. Les fondations profondes de type pieux ne sont toutefois pas à même d'accepter librement de tels mouvements. Prisonnières qu'elles sont du sol dans lequel elles sont construites (efforts de frottement le long des pieux), leurs extrémités sont en outre partiellement bloquées, par la présence du bâtiment à la tête du pieu et, parfois, par une couche rigide située à leur base (effet de pointe). Leur déformation est par conséquent partiellement empêchée, une situation qui se traduit par une contrainte additionnelle qui doit être considérée comme une charge supplémentaire appliquée au pieu.

D'un autre côté et en particulier, on différencie un sol normalement consolidé, pour lequel la charge mécanique actuelle correspond à la charge maximale à laquelle il a été soumis, d'un sol sur-consolidé, qui a été soumis à une charge supérieure à l'actuelle. C'est ainsi que, en cas d'échauffement, des sols normalement consolidés montrent une contraction quasiment irréversible en cas de refroidissement. A l'opposé, toujours en cas de réchauffement, les sols sur-consolidés montrent une dilatation quasi

réversible lors du refroidissement [2]. En outre, la dépendance de l'angle de frottement vis-à-vis de la température [3] et l'augmentation du module élastique initial [4] sont des aspects à considérer dans un dimensionnement. Il a ainsi été montré que la température peut avoir un effet sur l'angle de frottement de pic, tandis que l'angle de frottement à l'état critique reste constant même pour des températures très élevées. Concernant le module élastique, un certain nombre d'études expérimentales ont montré que l'échauffement produit une augmentation de la rigidité initiale du sol, qui est moins importante pour des états de contraintes supérieures

D'un autre côté des essais expérimentaux in situ sur des pieux équipés pour des échanges de chaleur constituent un moyen très intéressant pour étudier le comportement thermomécanique des pieux énergétiques. C'est ainsi qu'un essai in-situ a été réalisé sur le campus de l'EPFL en 1998 [5]. Le pieu-testé a été foré dans un sol, équiper par une instrumentation adoptée pour la mesure des déformations, des températures et de la charge en pointe. Le pieu a été soumis à des cycles d'échauffement et refroidissement, avec des variations de température, sous des charges mécaniques correspondant à différentes phases de la construction d'un bâtiment. Parmi les résultats c'est que les contraintes thermiques induites étaient importantes au regard des contraintes mécaniques

2 Matériels et Méthodes

Considérons un système de corps solides en contact. Le contact unilatéral entre les corps déformables doit satisfaire aux trois conditions suivantes, connues sous le nom de condition Signorini :

$$x_n \geq 0, R_n \geq 0, R_n \cdot x_n \geq 0 \quad (1)$$

L'impénétrabilité ($x_n \geq 0$) qui est une condition cinématique

La non adhérence ($R_n \geq 0$) représente la condition statique

Non-contact ($R_n \cdot x_n \geq 0$)

Où x_n est l'écart entre le nœud de contact et la surface cible, R_n est la réaction de contact normale entre le corps esclave et le corps maître. Le graphique de cette relation apparaît dans (Figure 1)

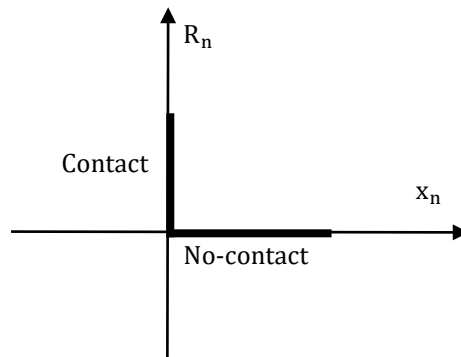


Figure. 1. Graphe de Signorini

Tout contact unilatéral doit être complété par une loi de frottement. La loi de frottement la plus utilisée aujourd'hui est celle de Coulomb, qui est représentée dans (Figure 2) et écrite par les inégalités suivantes :

$$\begin{cases} R_t = -\mu R_n & \text{si } \dot{u}_t > 0 \\ |R_t| < \mu R_n & \text{si } \dot{u}_t = 0 \\ R_t = \mu R_n & \text{si } \dot{u}_t < 0 \end{cases} \quad (2)$$

Où $\dot{u}_t$ représente la vitesse relative tangente, μ le coefficient de frottement et R_t la réaction tangentielle de contact.

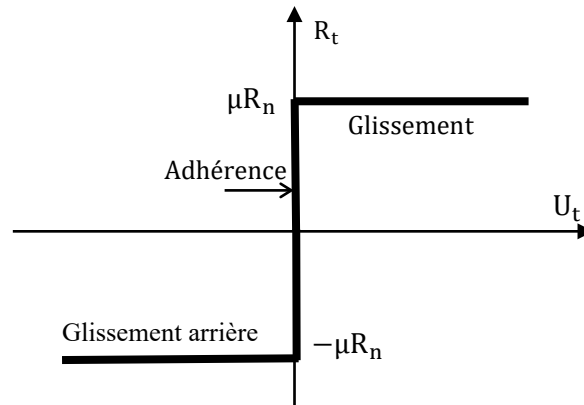


Figure.2. Graphe de la loi de Coulomb.

2. 1. Contact cohésive

En réalité l'effet des phénomènes physico-chimiques se traduit essentiellement par l'apparition d'une force d'adhésion réversible, cette force a été prise en compte par plusieurs auteurs pour étudier la rupture de différents matériaux [6,7].

Un contact cohésif se rompt lorsque la force normale atteint un seuil de rupture en traction $-R_c < 0$. L'adhésion est réversible, c'est-à-dire qu'un contact cohésif rompu peut se reformer à tout instant au cours de l'évolution du système des particules. Dans ce cas les graphes de Signorini et de Coulomb sont modifiés comme indiqué sur la figure 3.

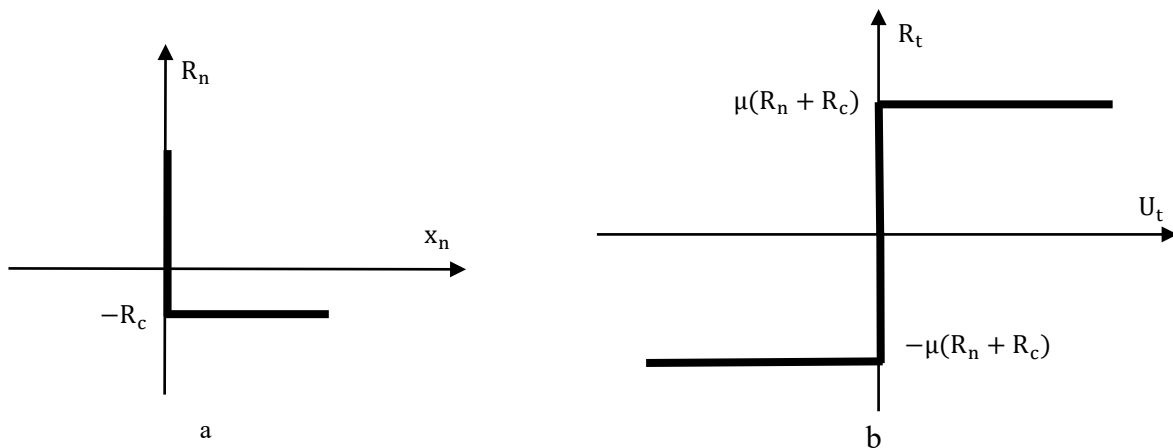


Figure.3. Graphe de Signorini (a) et Coulomb (b) pour un contact cohésif de seuil $-R_c$.

3 Couplage thermomécanique

Beaucoup de corps sont soumises à la fois à des sollicitations mécaniques et thermiques. La simulation de tels problèmes peut nécessiter de résoudre à la fois un problème thermique (détermination du champ de température) et un problème mécanique (détermination de la contrainte). Dans certains cas, il peut arriver que ces deux problèmes soient liés comme est le cas de notre étude.

L'influence d'un champ de température peut se traduire en thermomécanique par une variation de propriétés élastique du matériau et par des dilatations thermiques conduisant en générale à des contraintes dites thermiques.

3. 1. Loi de comportement thermoélastique (Dilatation thermique)

Un matériau soumis à une variation de température dT se dilate (Figure.4) : s'il peut se déformer librement, il passe d'une longueur l à une longueur $l + dl$. La variation de longueur est proportionnelle à la variation de température :

$$\frac{dl}{l} = \alpha(T)dT \quad (3)$$

Avec α coefficient de dilatation thermique linéique que l'on considérera par la suite indépendant de T . Dans les matériaux solides, les variations de longueur dues à la dilatation sont généralement faibles. On peut donc faire l'hypothèse $l \approx l_0$. On définit alors la déformation thermique ε_{th} pour une variation de température $\Delta T = T - T_0$:

$$\varepsilon_{th} = \frac{\Delta l}{l} = \alpha \cdot (T - T_0) \quad (4)$$

Avec T_0 : Température initiale,
 Δl : Variation de longueur.

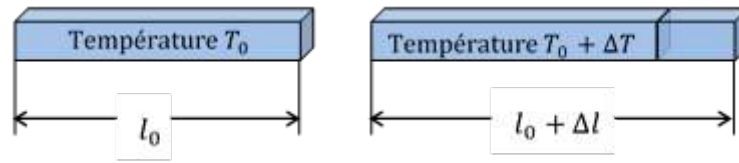


Figure.4. Dilatation linéique.

Dans le cas de la thermoélasticité, l'énergie interne se décompose en trois termes :

A. L'énergie potentielle d'interaction

Pendant un essai de traction isotherme, la déformation varie de 0 à ε . L'énergie élastique volumique pour une petite variation de déformation de ε à partir d'une déformation ε vaut $\sigma d\varepsilon$. Si cette variation de déformation s'effectue pendant un temps dt , on obtient la puissance élastique volumique : $P_{elastique} = \sigma \dot{\varepsilon}_e$

B. Le terme de couplage thermoélastique

Il vient du fait que la contrainte peut varier avec la température. Ce terme de couplage est lié à la dilatation thermique : Couplage élastique = $-T \frac{\partial \sigma}{\partial T} \dot{\varepsilon}_e$

C. Équation de la chaleur en thermo-élasticité

En utilisant la loi de Fourier $\vec{q} = -\lambda \overrightarrow{\text{grad}} T$ pour obtenir l'équation de la chaleur :

$$\rho c_p \dot{T} = T \frac{\partial \sigma}{\partial T} \dot{\varepsilon}_e + \lambda \Delta T \quad (5)$$

où $\dot{T} = \frac{\partial T}{\partial t}$

q : Le flux de chaleur.

λ : Coefficient de conduction thermique.

ρ : Masse volumique.

t : Temps.

c_p : Capacité thermique massique.

3. 2. Bilan des interactions thermomécanique

L'influence de la thermique sur la mécanique est donnée par l'intermédiaire de la loi de comportement qui dépend de la température. La résolution de ce problème mécanique nécessite de connaître l'évolution temporelle du champ de température. Inversement, on a une influence de la mécanique sur la thermique par l'intermédiaire d'une source de chaleur provenant de la déformation de la structure. La résolution du problème thermique nécessite de connaître l'évolution temporelle du champ de déformation et de contrainte.

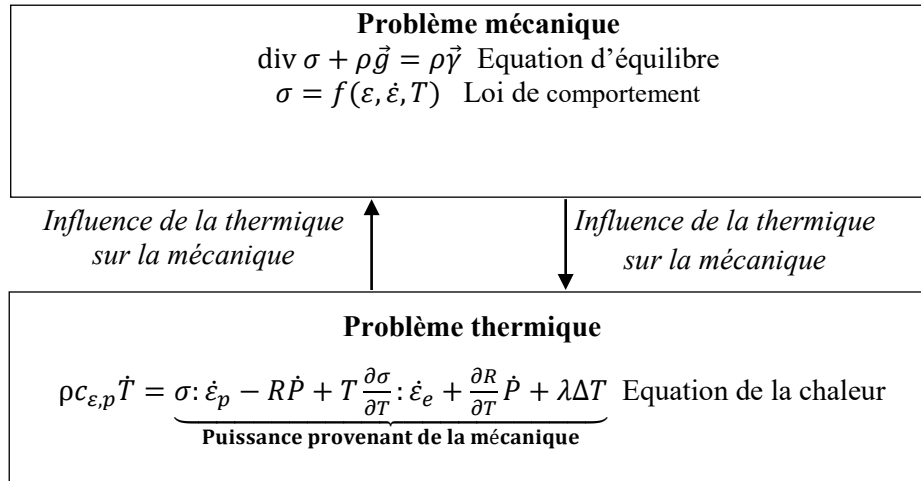


Figure.5. Mise en évidence du couplage thermomécanique.

4 Procédures et étapes de modélisation

L'exemple numérique traite par une analyse axisymétrique bidimensionnelle l'influence de la température à l'interface sol-pieu où un pieu rigide en béton, enfoui dans une couche de sable élastoplastique écroui, de caractéristiques mécaniques $c = 0.002 \text{ KN/m}^3$, $\varphi = 51^\circ$, $R = 0.4$, $\varepsilon_{\text{vol}}^{\text{in}}|_0 = 0$, $\alpha = 0.11$, $K = 1$, $\rho = 3.72 \text{ KN/m}^3$, $E = 1.44 * 10^6 \text{ KPa}$, $\nu = 0.3$. Le pieu est considéré comme élastique, et contient les paramètres $\rho = 3.8 \text{ KN/m}^3$, $E = 30 * 10^6 \text{ KPa}$, $\nu = 0.2$. Les caractéristiques géométriques et conditions aux limites sont représentées à la figure 6.

Pour le traitement de contact cohésif nous avons employé un modèle de zone cohésive avec une rigidité élastique adhésive normale $K_{nn} = 84 \text{ MPa}$ et des rigidités élastiques adhésives de cisaillement $K_{ss} = K_{tt} = 100.8 \text{ MPa}$.

D'autre part la présence d'une source de chaleur linéaire est considéré où le sol présente les caractéristiques thermiques suivante : température initiale $T_i = 20^\circ$, Expansion $\alpha = 2 * 10^{-4} \text{ K}^{-1}$ et Coefficient de conduction thermique $\lambda = 0.5 \text{ W/m.K}$

Des simulations numériques ont été effectuées à l'aide du code de calcul ABAQUS, des éléments quadrilatéraux axisymétriques linéaires à huit nœuds ont été utilisés à la fois pour le sol et pour le pieu.

L'influence de la variation de la température sur la réponse de l'interface sol fondation a été étudié en faisant varier la température ($T=40, 60, 80$ et 100°) de la source de chaleur situer à une distance ($D=4\text{m}$) de l'interface.

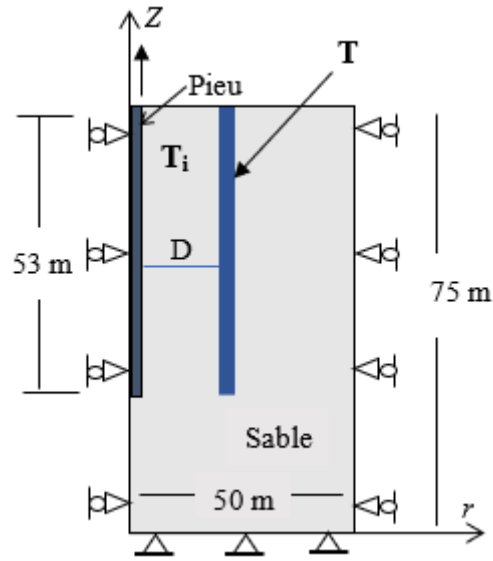


Figure.6. Caractéristiques géométriques et conditions aux limites.

5 Résultats et discussion

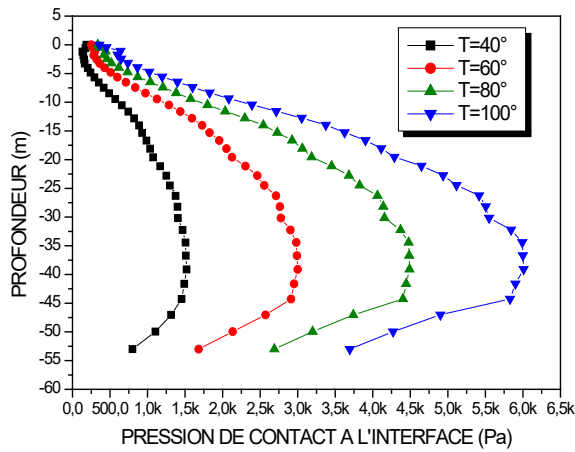


Figure.7. Évolution des pressions de contact à l'interface en fonction de la variation de la température.

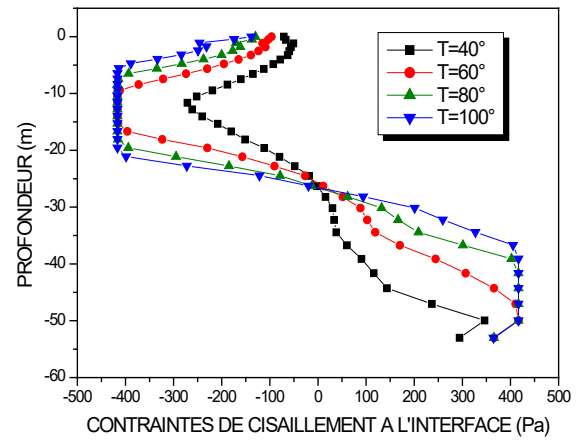


Figure.8. Évolution des contrainte de cisaillement à l'interface en fonction de la variation de la température.

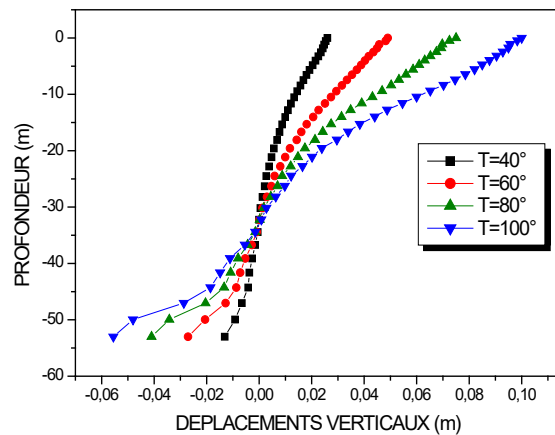


Figure.9. Évolution des déplacement verticaux en fonction de la variation de la température.

A partir des graphes d'évolution des pressions de contact de la figure 7 on peut remarquer clairement l'augmentation des pressions de contact surtout à la partie centrale et inférieure dus à la poussée latérale du sol causé par l'énergie élastique volumique de ce dernier sous l'influence de la dilatation thermique. On note ici que les pressions de contact indiquées sur les graphes de cette figure représentent la somme des contraintes exercées par le poids propre et la dilatation thermique causée par la variation de la température. De même que pour la figure 8 où on peut observer une augmentation significative des contraintes tangentielles on peut aussi remarquer très importante c'est que la contrainte de cisaillement ne dépasse dans aucun cas la valeur de 416.7 Pa qui représente la valeur de cisaillement de l'interface. Ce qui indique qu'il y a un cisaillement de l'interface (séparation sol/pieu) dans les deux zones (-5 à -20m et -35 à -50m) pour les températures $T=60$, 80 et 100° .

Sur la figure 9 on constate aussi qu'il y a une augmentation des déplacements verticaux des nœuds de contact vers le haut et vers le bas à partir de la profondeur -35m. Les déplacements vers le bas peuvent provoquer une sur-consolidation de la partie inférieure du massif tandis que les déplacements vers le haut peuvent causer des dégâts importants à une infrastructure s'il y a lieu.

6 Conclusion

Nous nous sommes attelés à travers cette étude numérique à faire un couplage thermomécanique et montrer l'influence de la présence d'un champ thermique sur l'interface sol-semelle. Le modèle développé permet de prendre en compte les non-linéarités matérielles, géométriques, ainsi que celles de contact et frottement.

Les résultats obtenus permettent d'envisager une meilleure compréhension du fait que le comportement de l'interface sol-fondation est influencé par la présence d'un champ thermique qui joue un rôle important sur la modification du comportement de ce dernier ainsi que sur la modification de la distribution des contraintes.

En conclusion, on constate que le chargement thermique des sols induit des contraintes et des déformations additionnelles qui influencent diversement la stabilité des pieux et ces derniers ne sont toutefois pas à même d'accepter librement de tels mouvements.

Références

- [1] ADAM D., MARKIEWICZ R., « *Energy from earth-coupled structures, foundations, tunnels and sewers* » Géotechnique, 59, No 3, 2009, pp. 229-236
- [2] CEKEREVAC C., LALOUI L., « *Experimental study of thermal effects on the mechanical behaviour of a clay* » International Journal of Numerical and Analytical Method in Geomechanics, 28, No 3, 2004, pp. 209- 228
- [3] HUECKEL T., FRANÇOIS B., LALOUI, L., « *Temperature dependent internal friction of clay in a cylindrical heat source problem* » Géotechnique, 61, 2011, p. 124

- [4] BURGHIGNOLI A., DESIDERI A., MILIZAINO S., « *A laboratory study on the thermo mechanical behaviour of clayey soils* » Canadian Geotechnical Journal, 37, 2000, pp. 764-780
- [5] LALLOUI L., MORENI M., VULLIET L., « *Comportement d'un pieu bi-fonction, fondation et échangeur de chaleur* » Canadian Geotechnical Journal, 40, 2003, pp. 388-402
- [6] Anderson, T. L. (2017). Fracture mechanics: fundamentals and applications: CRC press.
- [7] Hillerborg, A., Modéer, M., & Petersson, P.-E. (1976). *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements*. Cement and concrete research, 6(6), 773-781

MODELISATION MATHEMATIQUE DES DEPERDITIONS D'ENERGIE DANS LES SOLS PAR LE PLANCHER BAS DES CONSTRUCTIONS

W. Bouraoui¹, M. MALIKI¹, N. LAREDJ¹, M. HANIFI¹

*¹Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, email : bouraouiwissem@hotmail.fr ;
mus27000@yahoo.fr ; nad27000@yahoo.fr ; hanifimissoum@yahoo.fr*

Résumé. Les déperditions de chaleur qui se produisent à travers le plancher bas des fondations représentent plus de 10% des déperditions totales dans un bâtiment résidentiel. Dans cet article, une simulation numérique bidimensionnelle en régime transitoire, par le biais du logiciel COMSOL-Multiphysics est effectuée pour une structure expérimentale (Minnesota Experiment), en reprenant les mêmes propriétés thermo-physiques du sol et les mêmes conditions climatiques intérieures et extérieures. L'équation générale de transfert de chaleur dans les milieux poreux non saturés ont été mises à contribution afin de simuler les déperditions énergétiques. Une approche mathématique a été également mise au point pour le calcul de la conductivité thermique des différents matériaux dans le but de les rendre plus proche des valeurs réelles. Le but principal est de comparer les résultats des températures simulés avec les valeurs mesurées in-situ. Une excellente corrélation entre les températures simulés et ceux issus de la structure expérimentale a été obtenue. En parallèle, l'analyse exhaustive des flux de chaleurs traversant l'interface sol-structure nous a permis de proposer des solutions pratiques en vu de réduire les déperditions à travers le plancher bas.

Mots clés: Transfert de chaleur, plancher-bas, Conductivité thermique, Comsol Multiphysics.

Abstract. The heat losses that occur through the low floor of the foundations represent more than 10% of the total losses in a residential building. In this article, a two-dimensional numerical simulation in transient regime, by means of the COMSOL-Multiphysics software is carried out for an experimental structure (Minnesota Experiment), using the same thermophysical properties of the soil and the same indoor and outdoor climatic conditions. The general equation of heat transfer in unsaturated porous media was used in order to simulate energy losses. A mathematical approach has also been developed for the calculation of the thermal conductivity of different materials in order to make them closer to real values. The main goal is to compare the results of the simulated temperatures with the values measured in-situ. An excellent correlation between the simulated temperatures and those resulting from the experimental structure was obtained. At the same time, the exhaustive analysis of heat flows crossing the soil-structure interface has enabled us to propose practical solutions with a view to reducing losses through the slab-on-ground.

Keywords: Heat transfer, slab-on-ground, thermal conductivity, Comsol Multiphysics.

1 Introduction

Actuellement, il est devenu primordiale d'optimiser et métriser les phénomènes gouvernants les fluctuations de chaleur et de masse, en ciblant particulièrement la nature des matériaux composants les parois de bâtiments. La finalité étant de concevoir des bâtiments à haute performance énergétique.

Dans ce contexte, plusieurs études ciblant la réduction des déperditions d'énergie aux différents niveaux de la structure, ont été menées. Parmi ces déperditions, celles qui s'opèrent au niveau du sol en contact direct avec les éléments de la construction ont fait l'objet de plusieurs travaux de recherche. Des chercheurs ont rapporté que la perte de chaleur au sol peut contribuer jusqu'à 50% des charges de chauffage annuelles pour un bâtiment [1,2]. En effet, cette hypothèse a été confirmée par une récente étude menée sur des maisons australiennes, visant à quantifier les déperditions thermiques au niveau de la structure en contact avec le sol, qui a affirmé que ces dernières peuvent contribuer jusqu'à 49% de la demande totale d'énergie de chauffage et de refroidissement des habitations [3].

Adjali et al. [4] ont réalisé une comparaison de simulations totalement couplées (teneur en chaleur et en humidité) avec des simulations thermiques linéaires. Il a été constaté que les procédures de calcul simplifiées peuvent considérablement surestimer ou sous-estimer la valeur réelle de la perte de chaleur (jusqu'à 31% dans les exemples étudiés). Toutefois, les simulations bidimensionnelles restent souvent des méthodes trop simplifiées qui ne peuvent interpréter avec exactitude toute la complexité des transferts de chaleur qui s'opèrent entre la structure et le sol et peuvent comprendre une inexactitude signifiante [5,6]. Les résultats du présent travail contribuent significativement au cadre de l'évaluation des pertes de chaleur des bâtiments au sol. D'autant plus qu'il s'agit d'une analyse comparative entre les résultats réels du comportement de la température et ceux issus d'une simulation bidimensionnelle dépendante du temps, par le biais du logiciel COMSOL-Multiphysics d'une structure expérimentale (à échelle réelle) soumise à des conditions climatiques intérieures et extérieures. La simulation a été menée sur une période d'une année. Le but principal étant d'observer le comportement de la température à une certaine profondeur du sol et de comparer, les résultats de température simulés avec les valeurs de température mesurées ainsi qu'avec les résultats obtenus d'une simulation existante [7]. Aussi, une nouvelle approche mathématique a été utilisée pour le calcul de la conductivité thermique des différents types de sols, les résultats sont concordants avec les mesures in-situ. Il est à noter que les pertes de chaleurs au niveau du mur de sous-bassement sont nettement moins considérables que celles qui s'opèrent au niveau du plancher bas. On enregistre un écart moyen de 6.9% entre les deux courbes en faveur de l'interface plancher-sol d'assise.

2 Matériels et Méthodes

2.1. Modèle mathématique

2.1.1. Transport d'air

Le transfert d'air à travers un milieu poreux est implicitement inclus dans l'équation de conservation de l'énergie. Par conséquent, le transport d'air sec peut être écrit sous la forme suivante :

$$\frac{\partial \rho_a}{\partial t} = v \cdot \nabla \rho_a \quad (1)$$

2.1.2. Transfert de chaleur

Pour les problèmes transitoires, en l'absence d'une source de chaleur dans le milieu, le flux de chaleur se compose de deux parties, à savoir la conduction et la convection, respectivement :

$$q = q_{cond} + q_{conv} \quad (2)$$

Le remplacement des expressions des flux conductif et convectifs nous permet de mettre l'équation générale du transfert de chaleur sous la forme suivante:

$$c_{P,m} \rho_m \left(\frac{\partial T}{\partial t} \right) = \nabla \cdot (\lambda \nabla T) - v \rho_a c_{P,a} \nabla T \quad (3)$$

où $c_{P,m}$ et $c_{P,a}$ (J / kg.K) sont la chaleur spécifique du matériau sec et de l'air sec, respectivement, ρ_m et ρ_a (kg / m³) est la densité du matériau sec et de l'air sec, respectivement, λ (W / m.K) est la conductivité thermique et v (m/s) la vitesse d'écoulement.

2.1.3. Conductivité thermique du sol

Nous proposons la présente fonction non linéaire pour la conductivité thermique dans les sols :

$$\lambda = \frac{\sum_i^n k_i x_i \lambda_i}{\sum_i^n k_i x_i} \quad (4)$$

où k_i est le rapport du gradient de température moyen dans les granulés solides et x_i les fractions volumiques des phases gazeuses, solide et liquide du sol.

2. 2. Dispositif expérimental

L'expérience du Minnesota consiste en une chambre de forme parallélépipède en béton contenant une installation de chauffage artificielle (Figure 1). Un isolant en polystyrène extrudé à haute résistance thermique a été placé au niveau des connexions entre les murs et le couvercle adiabatique pour diminuer les pertes de chaleur au niveau des connexions.

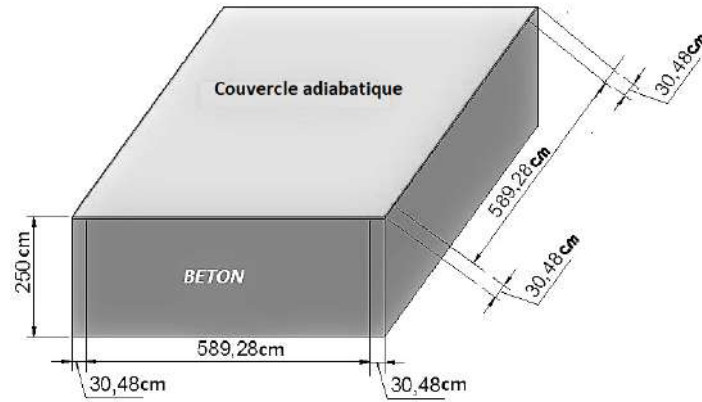


Figure. 1. Perspective 3D de l'unité expérimentale.

Cette chambre en béton est partiellement enterrée dans un sol se trouvant dans la région du Minnesota aux USA. Une excavation a été réalisée à une certaine profondeur puis remplie de sable au voisinage de la structure expérimentale. Le tout a été recouvert d'une couche de terre végétale. Deux sondes thermiques ont été fixées à différentes positions de l'interface mur-sol et une troisième à l'extérieur (Figure 2).

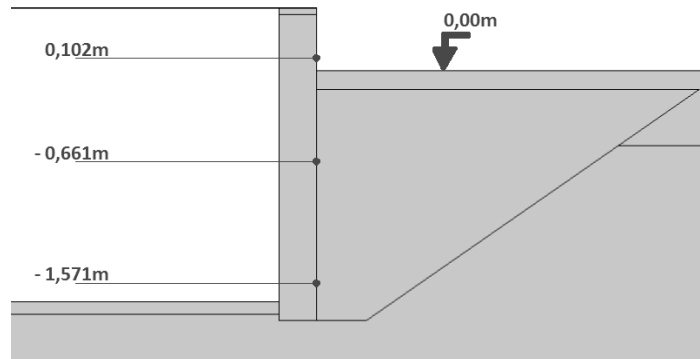


Figure. 2 Positions des sondes thermiques.

2.3. Conditions aux limites et initiales

Les conditions aux limites extérieures ont été obtenues à partir des données climatiques de la région du Minnesota mesurées sur une période d'une année (Figure 3a). L'intérieur de la chambre est maintenu à une température autour de 20°C.

Une analyse préliminaire des données a indiqué qu'au delà de 10m en dessous du niveau naturel, la température du sol reste constante autour de 8,8°C. Cette valeur a donc été appliquée en tant que condition aux limites fixes pour la surface inférieure du domaine. Afin de se rapprocher le plus possible des températures initiales réelles de la structure, le programme a été exécuté sur une période de quatre années consécutives (0 à 35040 heure) (Figure 3b).

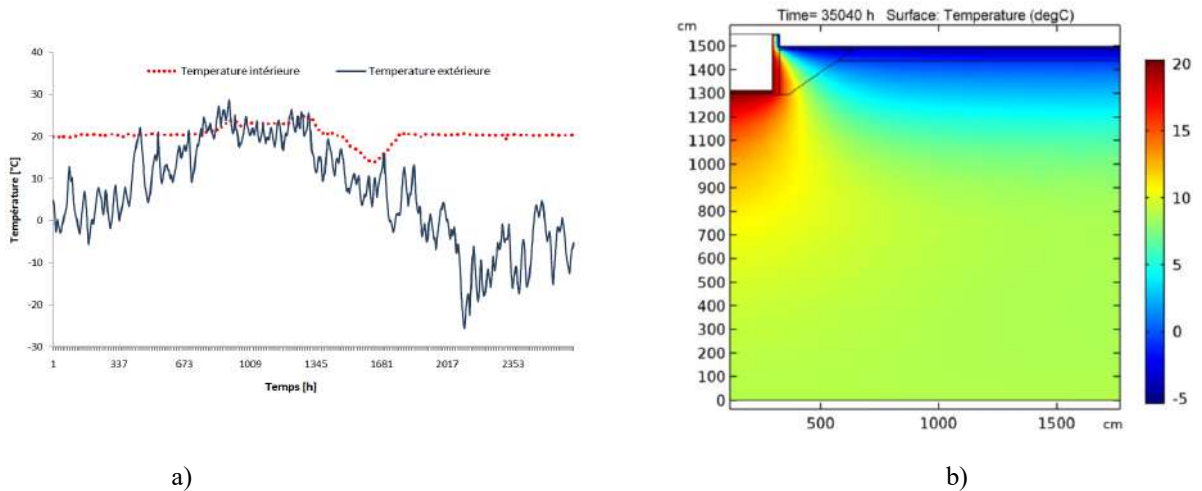


Fig.3 – a) Conditions aux limites de température extérieure et intérieure [°C]

b) Conditions initiales de de l'ensemble sol-structure [°C].

3 Résultats

La figure 4 montre les contours de température (lignes isothermes) obtenus à la fin de la période analysée. Les températures les plus basses sont observées au niveau de la surface du sol ainsi qu'au côté extérieur du mur ce qui est logique puisque ces deux derniers sont en contact avec l'atmosphère et que la fin de la simulation est dans la période hivernale. La température en profondeur ne descend pas sous la valeur de 10,37°C ce qui laisse entendre qu'à la fin de la simulation (période hivernale) le sol profond reste plus chaud qu'en surface.

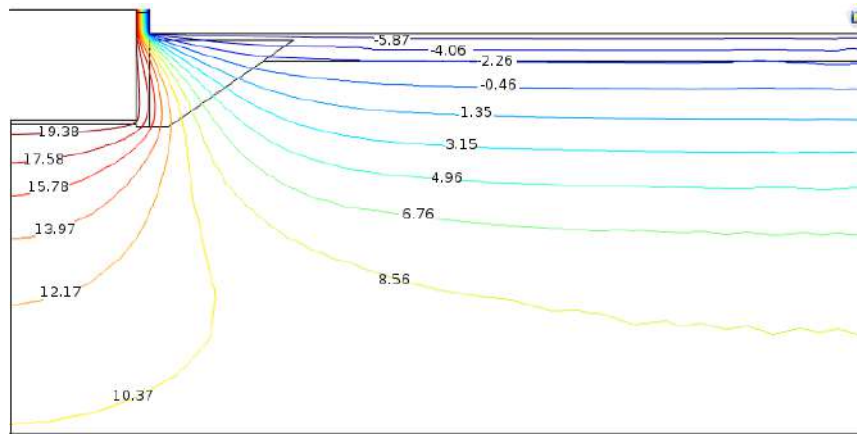


Figure. 4. Isothermes de température à 365 jours (fin de la simulation) [°C].

La figure 5 donne les résultats simulés, comparés avec les valeurs des températures mesurées et celles des températures obtenues à partir des résultats de simulation de Rees et al. [30]. La variation de température à 1.02m au-dessus de la surface du sol. Les allures des trois courbes sont globalement concordantes et présentent une évolution similaire. De plus, une inspection plus minutieuse des trois courbes dévoile que les résultats simulés au moyen du logiciel COMSOL enregistrent un écart moyen égal à 9.596% pour l'ensemble des points correspondants aux valeurs mesurées.

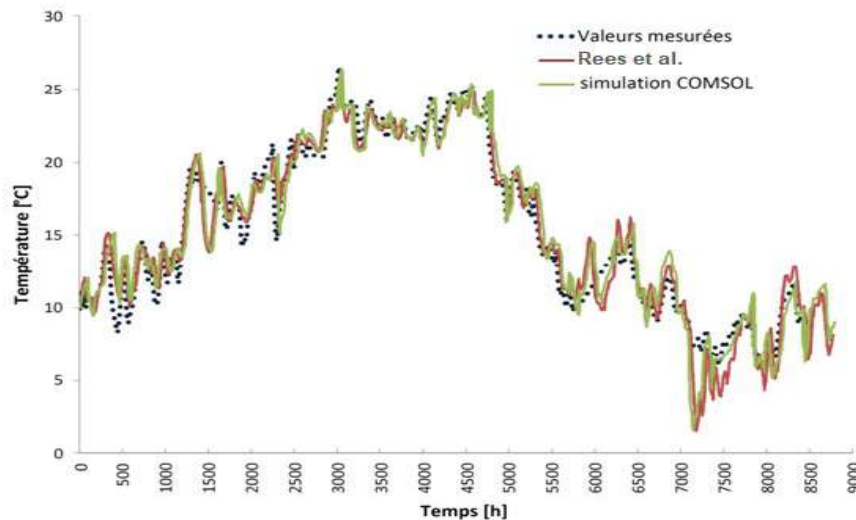


Figure. 5. Profils des températures sur une période d'une année à 0,102m au-dessus du niveau naturel [°C].

La figure 6 représente les fluctuations en fonction du temps du flux de chaleur qui traverse l'excavation remplie de sable en contact direct avec le mur, comparé au flux à l'interface du plancher et du sol non remanié.

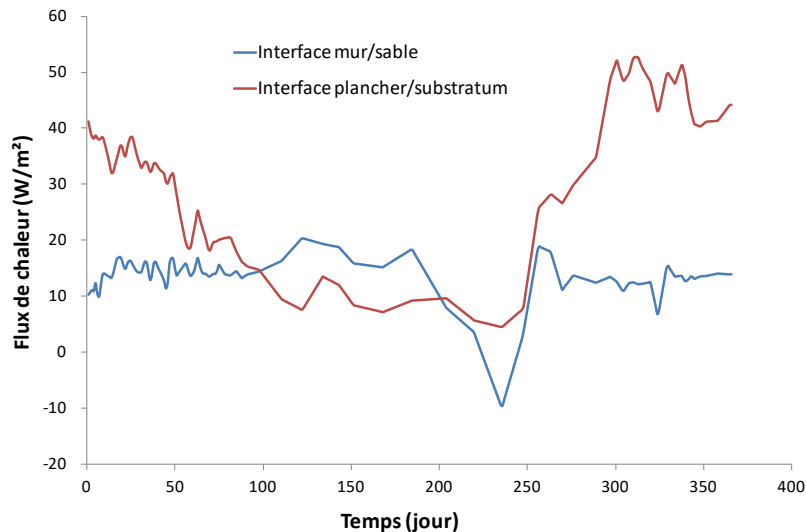


Figure 6. Profils des flux de chaleurs à travers les interfaces sol-structure.

Le flux sortant de la dalle est supérieur à celui qui traverse le mur durant toute l'année considérée, à l'exception de la période entre le 08 Juin et le 16 Septembre qui est la période chaude de l'année. On en conclue que la présence de sable aux alentours de la structure enterrée permettrait de limiter les déperditions d'énergie, contrairement à si l'on remet le sol initialement excavé lors de la fouille.

4 Conclusion

Ce travail nous a permis d'analyser la distribution de la température dans les différentes couches du sol de fondation pour l'essai expérimental du Minnesota. Les résultats obtenus montrent que les hypothèses posées et le modèle mathématique développé pour la détermination des propriétés thermiques sont efficaces. Une analyse de l'allure des flux de chaleur montre que la présence du sable en contact direct avec la structure diminue considérablement le flux sortant et de ce fait diminue le taux de déperditions de chaleurs au niveau de la partie enterrée de la structure. Les profils de températures et de flux de chaleur présentés sont assez cohérents; néanmoins, des travaux complémentaires sont nécessaires pour l'accomplissement d'une approche plus réaliste qui comprend la considération des flux de convection ainsi que l'effet de l'humidité relative des différentes couches du sol.

Références

- [1] Deru, M.: *A model for ground-coupled heat and moisture transfer from buildings*. NREL/TP-550-33954, National Renewable Energy Laboratory Technical Report (2003).
- [2] Neymark, R., Judkoff, I., Beausoleil-Morrison, A., BenNakhi, M., Crowley, M., Deru, R., Henninger, H., Ribberink, J., Thornton, A., Wijsman, M., Witte, M.: *International Energy Agency Building Energy Simulation Test and Diagnostic Method (IEA BESTEST) In-Depth Diagnostic Cases for Ground Coupled Heat Transfer Related to Slab-on-Grade Construction*. NREL/TP-550-43388. Golden, Colorado, USA: National Renewable Energy Laboratory (2008).
- [3] Dong, C.: *Heat Loss via Concrete Slab Floors in Australian Houses*. Procedia Engineering 205, 108-115 (2017).
- [4] Adjali, M. H., Davies, M., Rees, S. W.: *A comparative study of design guide calculations and measured heat loss through the ground*. Building and Environment 39(11), 1301-1311 (2004).
- [5] Rees, S. W., Thomas, H. R., Zhou, Z.: *Ground heat transfer: some further insights on the influence of three dimensional effects*. Building Services Engineering Research & Technology 21(4), 233-239 (2000).
- [6] Adjali, M. H., Davies, M., Rees, S. W., Littler, J.: *Temperatures in and under a slab-on-ground floor: two- and three-dimensional numerical simulations and comparison with experimental data*. Building and Environment 35(7), 655-662 (2000).
- [7] Rees, S. W., Adjali, M. H., Zhou, Z., Davies, M., Thomas, H. R.: *Ground heat transfer effects on the thermal performance of earth-contact structures*. Renewable and Sustainable Energy Reviews 4(3), 213-265 (2000).
- [8] Rees, S. W., Zhou, Z., Thomas, H. R.: *Ground heat transfer: A numerical simulation of a full-scale experiment*. Building and Environment 42(3), 1478-1488 (2007).

ÉTUDE DES SOLS SALÉS DE LA RÉGION DE BOUSSAÂDA

H.M. SAMIR ¹

¹(ENSA), email : samir.hadjmiloud@edu.ensa.dz

Résumé. L'objectif de cette étude consiste en une caractérisation de l'état de salinité de trois sols non saturés d'une topo-séquence dans la région du Hodna (région de Boussaâda). Il s'agit de caractériser la solution des sols, y définir les profils de distribution des sels (transferts des sels), en déterminer les faciès chimiques et expliquer le fonctionnement salin. L'expérimentation a été menée sur trois sondages (S1, S2 et S3).

Les résultats obtenus montrent que les trois sols étudiés se caractérisent surtout par de fortes salinités exprimées en termes de conductivité électrique (CE) : $0,7 \text{ dS/m} < \text{CE} < 50 \text{ dS/m}$. Nous avons déterminés trois profils salins, pour le S1, S2 et S3 qui sont respectivement de type convexe, descendant et concave.

Le potentiel d'attraction capillaire, la texture du sol et la position topographique jouent un rôle déterminant dans le transfert des sels des sols non saturés.

Mots clés : salinité, faciès chimique, sodicité, transfert des sels.

Abstract. The objective of this study is to characterize the salinity state of three unsaturated soils in topo-sequence the Hodna region (Boussaâda region). This involves characterizing the soil solution, defining the distribution profiles of salts (salt transfers), determining their chemical facies and explaining how the salt works. The experiment was carried out on three holes (S1, S2 and S3).

The results obtained show that the three studied soils are characterized above all by high salinities expressed in terms of electrical conductivity (EC): $0.7 \text{ dS / m} < \text{EC} < 50 \text{ dS / m}$. We have determined three saline profiles, for S1, S2 and S3 which are respectively of convex, descending and concave type.

The capillary attraction potential, soil texture and topographic position play a determining role in the transfer of salts from unsaturated soils.

Keywords: salinity, chemical facies, sodicity, salt transfers.

1 Introduction

La salinisation est définie comme étant le processus pédologique suivant lequel le sol s'enrichit anormalement en sels solubles, acquérant ainsi le caractère salin [1].

Cependant, l'accumulation des sels solubles d'une manière excessive dans les sols cultivés entraîne la salinisation des sols. Cette dernière a été reconnue comme un processus majeur de dégradation des terres arables.

Les sols salins ont une caractéristique du paysage de la région aride, ces endroits sont constitués essentiellement des sols non saturés. Grâce à des mécanismes de formation très diversifiés.

En Afrique du Nord, la combinaison du passé géologique favorable pour le stockage du sel, la déshydratation climatique, l'hydrographie et l'irrigation mal contrôlée rend la salinité du sol une menace permanente [1].

En Algérie, la salinité est un problème majeur qui affecte 3.2 millions d'hectares ([1] ; [2]) ; [3]).

En revanche, dans les régions arides, toutes les conditions sont remplies pour avoir une forte concentration de sels. La région de Boussaâda plus précisément le Hodna (ou bassin du Hodna) est un exemple typique de l'environnement salin résultant de plusieurs facteurs de salinisation.

L'objectif de cette étude est de réaliser une caractérisation de l'état de salinité des sols salés de la Hodna situé dans la région de Boussaâda et d'expliquer le fonctionnement salin de ces sols, en condition de non saturation. Il s'agit donc, de caractériser la solution des sols, y définir les profils de distribution des sels (transferts des sels) et la détermination des faciès chimiques.

2 Matériel et méthode

2.1. La zone d'étude

La zone d'étude se situe au sud du chott El Hodna. Elle se caractérise par un vaste ensemble sableux colonisé par une association de plantes psammophiles et halophiles quand les sols ne sont pas cultivés. Les sols sont des Typic Aquisalid [4]. Le climat est aride (167 mm de pluie/an) à hiver tempéré avec une très forte évapotranspiration potentielle (1300 mm/an).

2.2. Méthodologie

L'objectif de cette étude consiste à une caractérisation de l'état de salinité de trois sols d'une topo-séquence, qui se trouvent dans la région du Hodna.

Nous avons étudié trois sondages (S) (S1, S2 et S3). A partir de chaque sondage un échantillon de sol a été prélevé tous les 30 cm et ce, jusqu'à une profondeur de 1,5 m. Ainsi, le nombre d'échantillons par sondage est de 5 échantillons, d'où un total de quinze (15) échantillons. Le choix de 30 cm reste un choix délibéré du fait qu'il n'y a pas eu une description complète des sondages.

Le sondage 1 se situe dans la partie amont de la topo-séquence, par contre le sondage 2 et 3 se localisent dans la partie aval de la topo-séquence.

De ce fait, nous avons étudié 5 niveaux de profondeur pour chaque sondage.

Les analyses réalisées pour chaque échantillon sont : mesure de CE (conductivité électrique) et le dosage des sels (Ca^{++} , K^+ , Mg^{++} , Na^+ ; Cl^- , HCO_3^- , SO_4^{--}). Les valeurs de CE (extrait dilué 1/5) ont été transformées en valeurs de CE (pâte saturée), car cette dernière constitue une méthode de référence pour l'interprétation des degrés de la salinité. De ce fait, nous avons utilisé l'équation suivante $sp = 7.98 * z$ [5].

SP : Valeur de l'extrait de pâte saturée **z** : Valeur de la CE de l'extrait dilué (1/5)

Cette formule est valable pour les sols salés à texture sableuse. Les échantillons étudiés ont une texture sableuse ($75.3 \leq \text{sable} (\%) \leq 87.6$).

3 Analyse de la solution du sol

3.1. Analyse de la solution du sol du sondage 1

Les résultats analytiques de la solution du sol sont présentés dans le tableau 1

Tableau 1. Caractéristiques analytiques de la solution du sol du sondage 1

Sondage 1	CE _{ps} (dS/m)	pH	Ca ⁺⁺ (meq/l)	K ⁺ (meq/l)	Mg ⁺⁺ (meq/l)	Na ⁺ (meq/l)	Cl ⁻ (meq/l)	HCO ₃ ⁻ (meq/l)	SO ₄ ⁻⁻ (meq/l)
1 ^{er} niveau	0.7	8.78	11.70	0.03	0.17	0.48	0.25	1.4	11.35
2 ^{ème} niveau	0.72	8.75	17.15	0.45	0.41	0.86	0.75	1.3	11.51
3 ^{ème} niveau	5.5	8.69	18.11	0.11	0.64	1.16	2.25	0.5	16.99
4 ^{ème} niveau	5	8.78	25.24	0.73	0.94	1.22	2.25	0.4	15.57
5 ^{ème} niveau	5.11	8.60	30.56	0.05	0.75	1.03	2.25	0.7	26.19

CE_{ps} : conductivité électrique de la pâte saturée.

- La salinité

La distribution des sels en fonction de la profondeur (tableau 1) montre une forte salinité au niveau de la partie médiane du sondage (CE=5.5dS/m). La salinité est faible à la surface avec une conductivité électrique qui varie de 0.7 à 0.72dS/m. Cette faible salinité serait dû à une lixiviation des sels suite aux dernières irrigations, et qui se seraient accumulés au niveau de la partie médiane provoquant une augmentation de la salinité (CE=5.5dS/m), cela est favorisée par une texture relativement grossière. Ce résultat indique que le profil salin est de type convexe.

- Le classement des cations et anions selon leur dominance est de type : $\text{Ca}^{++} > \text{Na}^+ > \text{Mg}^{++} > \text{K}^+$, $\text{SO}_4^{--} > \text{Cl}^- > \text{HCO}_3^-$.

- pH

Les valeurs du pH varient entre 8.6 et 8.78 (tableau 1). En général, le pH varie peu dans le sol en question, et la réaction du sol est alcaline.

3.2. Analyse de la solution du sol du sondage 2

Tableau 2. Caractéristiques analytiques de la solution du sol du sondage 2

Sondage 2	pH	CE _{ps} (dS/m)	Ca ⁺⁺ (meq/l)	K ⁺ (meq/l)	Mg ⁺⁺ (meq/l)	Na ⁺ (meq/l)	Cl ⁻ (meq/l)	HCO ₃ ⁻ (meq/l)	SO ₄ ⁻⁻ (meq/l)
1 ^{er} niveau	8.31	1.74	3.63	0.12	0.33	0.43	0.75	0.9	1.94
2 ^{ème} niveau	7.98	5.69	7.79	0.19	0.31	0.63	1	0.4	3.82
3 ^{ème} niveau	7.75	7.16	9.03	0.23	0.40	0.64	0.75	0.5	6.35

4 ^{ème} niveau	7.53	18.86	11.35	0.15	0.77	0.99	1.75	0.5	14.74
5 ^{ème} niveau	7.82	19.32	5.77	0.31	0.52	1.17	1.75	0.7	9.63

CE_{ps} : conductivité électrique de la pâte saturée.

- La salinité

La distribution des sels en fonction de la profondeur (tableau 2) montre une forte salinité au niveau du dernier horizon (CE=19.32dS/m). La salinité est faible au niveau de l'horizon de surface, qui serait due à une lixiviation des sels par les dernières irrigations, les sels vont être accumulés au niveau du dernier horizon, provoquant ainsi une forte salinité (CE=19.32dS/m). L'intensité de la lixiviation des sels dépend de la quantité d'eau apportée (dose d'irrigation et fraction de lessivage éventuellement). Ce type de résultat indique que le type de profile salin est de type descendant. D'après les normes [6] tous les niveaux sont salins.

- Le classement des cations d'après ses prédominances est comme suit : $\text{Ca}^{2+} > \text{Na}^+ > \text{Mg}^{2+} > \text{K}^+$.

- Le classement des anions en fonction de leurs dominances, est comme suit : $\text{SO}_4^{2-} > \text{Cl}^- > \text{HCO}_3^-$.

-pH

Les valeurs du pH varient entre 7.53 et 8.31 (tableau 2). Ces résultats démontrent la réaction alcaline du sol.

3.3. Analyse de la solution du sol du sondage 3

Tableau 3. Caractéristiques analytiques de la solution du sol du sondage 3

Sondage 3	CE _{ps} (dS/m)	pH	Ca ⁺ (meq/l)	K ⁺ (meq/l)	Mg ⁺⁺ (meq/l)	Na ⁺ (meq/l)	Cl ⁻ (meq/l)	HCO ₃ ⁻ (meq/l)	SO ₄ ⁻ (meq/l)
1 ^{er} niveau	50.22	8.33	17.75	1.73	4.03	2.44	24.75	0.4	2.86
2 ^{ème} niveau	44.71	8.47	15.80	1.17	3.55	2.32	12.75	0.5	11.94
3 ^{ème} niveau	37.51	8.45	13.82	0.99	2.60	2.31	9.25	0.6	12.54
4 ^{ème} niveau	40.44	8.29	14.02	0.86	2.36	2.23	11.25	0.5	9.54
5 ^{ème} niveau	35.42	7.99	16.12	0.72	2.62	2.16	9.25	0.4	14.51

CE_{ps} : conductivité électrique de la pâte saturée.

-La salinité

La distribution des sels en fonction de la profondeur (tableau 3) montre une forte salinité à la surface (CE=50.22dS/m). La salinité est faible au dernier horizon, ceci est dû à une lixiviation partielle par les eaux d'irrigation, la conductivité électrique varie entre 35.42dS/m et 50.22dS/m. La salinité diminue jusqu'au troisième horizon, de même les sels seraient accumulés au quatrième niveau provoquant une augmentation de la conductivité électrique.

Le profile salin est de type concave. D'après les normes [6] le sol est affecté par la salinité dès le premier niveau jusqu'au cinquième.

- Le classement des anions selon leur avantage est de type : $\text{Cl}^- > \text{SO}_4^{2-} > \text{HCO}_3^-$.

- Le classement des cations selon, leur dominance, est de type : $\text{Ca}^{2+} > \text{Mg}^{2+} > \text{Na}^+ > \text{K}^+$.

-pH

En général, la réaction du sol (pH) est alcaline pour les trois sondages (tableau 3).

4. Le faciès chimique

L'analyse du diagramme de Piper montre la présence de deux types de faciès chimiques de la solution des sols. Un faciès de type hyper chlorurée calcique et un autre faciès de type hyper sulfaté calcique.

Cependant, ces faciès chimiques montrent que ces sols évoluent selon la voie saline neutre. Ceci est très fréquent en Afrique du Nord [7]. En Algérie, ces résultats ont été confirmés par [2] dans la région du bas-chéliff, [7] pour les sols de Ouargla et [9] dans la région d'El Hodna.

5. Relation entre la salinité et la composition chimique de la solution du sol

Les corrélations sont statistiquement significatives et positives entre les couples CE-Na⁺ (r = 0,94 ; p < 0,01), CE-Mg⁺⁺ (r = 0,94 ; p < 0,01) et CE-Cl⁻ (r = 0,9 ; p < 0,01).

En revanche, les relations CE-Ca⁺⁺, CE-SO₄⁻ et CE-HCO₃⁻ sont statistiquement non significatives.

6. Discussion générale

Le sol du sondage 1 présente une salinité relativement faible ($CE < 5,6$ dS/m) par rapport aux sols du sondage 2 et 3. Ceci est dû au fait que le sol en question se trouve dans la partie amont de la zone d'étude, ce qui fait que ce sol se situe dans une zone de départ des sels solubles. Ce départ des sels solubles est accentué par les irrigations qui se trouvent en amont. Par ailleurs, le sol du sondage 2 présente une salinité très élevée à partir du niveau 2 ($CE > 5,6$ dS/m), la salinité est extrêmement élevée dans le niveau 5 ($CE = 19$ dS/m). Cependant, nous notons également une très forte salinité dans le sol du sondage 3 ($CE > 35,42$ dS/m). La différence de mouvements de transferts des sels entre les trois sols est expliquée par le fait que l'eau des sols non saturés est soumise à un potentiel d'attraction capillaire. L'eau des sols non saturés, à texture fine, est soumise à la somme d'un potentiel capillaire et d'adsorption (potentiel matriciel). De même, il existe dans le cas d'une concentration variable en sels de l'eau interstitielle, un potentiel de nature osmotique [10]. Par conséquent, nous aurons un transfert des sels vers les autres horizons du sol. Ce transfert est également conditionné par la texture du sol et à sa position topographique, car les deux sols en question se trouvent dans la partie aval de la zone d'étude. Nous pouvons dire que ces derniers se trouvent dans une zone d'accumulation des sels solubles et par conséquent ces sols présentent une forte salinité [6].

Les équations de régression obtenues montrent une meilleure corrélation entre la conductivité électrique et le Na^+ , Mg^{++} et le Cl^- , qui est hautement significative. Nous pouvons expliquer cette corrélation par le fait que le Na^+ ne rentre pas dans les phénomènes de précipitation des minéraux jusqu'à des valeurs de CE très élevées [10]. L'évolution du Mg^{++} peut être contrôlée par la précipitation de la magnésite [11]. L'ion chlore, qui ne rentre pas dans les précipitations des minéraux jusqu'à des niveaux de salinité très élevés, présente un comportement semblable à celui du sodium et suit l'évolution de la CE [12, 13, 14]. En revanche, la corrélation entre les couples (CE , SO_4^{--}), (CE , Ca^{++}) et (CE , HCO_3^-) restent très faible et statistiquement non significative.

Le potentiel d'attraction capillaire joue un rôle déterminant dans le fonctionnement salin des sols non saturés.

7. Conclusion

Les analyses des données révèlent la présence de trois niveaux de salinité :

- Un niveau très élevé, ce qui caractérise le sondage (S1) ($35,42 \leq CE \text{ (dS/m)} \leq 50,22$).
 - Un deuxième niveau relativement moyenne, ce qui caractérise le sondage (S2) ($7,53 \leq CE \text{ (dS/m)} \leq 8,31$).
 - Un troisième niveau relativement faible, ceci est représenté par le sondage (S3) ($0,7 < CE \text{ (dS/m)} < 5,5$).
- De ce fait, nous avons déterminé trois profils salins pour le S1, S2 et S3 qui sont respectivement de type convexe, descendant et concave.

Par ailleurs, les compositions chimiques de la solution des sols étudiés présentent des teneurs appréciables en sulfates, chlorures et des concentrations très élevées en calcium. Cette configuration explique les faciès chimiques qui sont de type : hyper chlorurée calcique et l'hyper sulfatée calcique. Ces faciès chimiques démontrent que ces sols évoluent selon la voie saline neutre. Les valeurs des pH montrent que la réaction des sols est relativement alcaline.

L'analyse statistique a montré que l'évolution de la salinité est proportionnelle à celle des cations et des anions les plus solubles.

Enfin, le potentiel d'attraction capillaire, la texture du sol et la position topographique jouent un rôle déterminant dans le fonctionnement salin et le transfert des sels des sols non saturés.

Les analyses des données de cette étude sont primordiales pour les projets de mise en valeur des sols salés. Ces données restent insuffisantes pour la mise en valeur de ces sols, il est nécessaire de les compléter par d'autres analyses.

L'objectif final de la mise en valeur des sols salés non saturés, est l'augmentation de leur productivité dans le cadre d'une agriculture durable.

Références

- [1] Aubert, G. : *Les sols sodiques en Afrique du nord*. Annales de l'I.N.A. Alger, N° 6, pp. 185-195 (1976).
- [2] Daoud, Y. : Contribution à l'étude de la dynamique des sels dans un sol irrigué du périmètre de Haut Cheliff (Algérie). Thèse doc. ING., RENNE, 194p (1983).
- [3] Halitim, A. : *Sols des régions arides d'Algérie*. Edition O.P.U., Alger, 384 p (1988).
- [4] Soil Survey Staff. Soil taxonomy : A basic system of soil classification for making and interpreting soil surveys. 2nd ed. USDA-SCS Agric. Handb. 436. U.S.A. (1999).

- [5] Sonmez, S., Buyuktas, D., Okturen, F., Citak, S.: *Assessment of different soil to water ratios (1:1, 1:2.5, 1:5) in soil salinity studies*. Geoderma 144: 361-369. (2008).
- [6] U.S.S.L.: *Diagnosis and improvement of saline and alkaline soils*. U.S.D.A. Handbook, VIII, 60, 160 p. (1954).
- [7] Cheverry, C. : Contribution à l'étude pédologique des polders du lac Tchad. Dynamique des sels en milieu continental subaride. Dans des sédiments argileux et organiques. Thèse Doctorat, Université Louis Pasteur Strasbourg, 175 p. (1974).
- [8] Hamdi-Aissa, B. : Le fonctionnement actuel et passé des sols du Nord Sahara (cuvette de Ouargla). Approche micromorphologique, géochimique et minéralogique et organisation spatiale. Thèse Doc. INA Paris-Grignon, 31p. (2001).
- [9] Dekkiche, B. : Contribution à l'étude des sols du Hodna et corrélation géochimique des eaux de nappe. Thèse Univ. Gant. Belgique, 210 p. (1974).
- [10] Delage, P. : *Aspects du comportement des sols non saturés*. Revue française de Géotechnique 41, p. 63-71 (1987).
- [11] Droubi, A., Fritz, B., Gac J.Y., Tardy, Y.: *Generalized residual alkalinity concept: application to prediction of the chemical evolution of natural waters by evaporation*. American Journal of Science, 280, 560-572. (1980).
- [12] Ait Mechedal, M., 2014. Évolution temporelle de la salinité des sols du bas cheliff. Magister, ENSA, Alger, 74p.
- [13] Hadj Miloud, S. 2019. Contribution de la logique floue à la classification des Solonchaks du nord de l'Algérie. Apport du système d'inférence de mamdani. Thèse de doctorat, ENSA, EL Harrach, Alger, 147p.
- [17] Hadj Miloud, S., 2010. Morphologie et propriétés des Solonchaks références de la mina, Ecole Doctorale : Science du sol, ENSA, 120 p.

CARACTERISATION PHYSICO-CHIMIQUE DES SOLS DANS LA ZONE DU PERIMETRE IRRIGUE GUELMA-BOUCHEGOUF (NORD-EST ALGERIE)

M. BENHAMZA¹, M. TOUATI¹, M. AISSAOUI²

¹UNIVERSITE BADJI MOKHTAR ANNABA, email : moussa_benhamza@yahoo.fr ;
touati.mounira24@gmail.com

²Université Bab Ezouar Alger), email : marwaaisaoui8@gmail.com

Résumé. Le périmètre irrigué Guelma-Boucheougouf est situé dans le Nord-est de l'Algérie et il s'étend sur environ 80 Km. Il a été mis en service en 1996, avec une superficie irrigable de 9250 ha. Il est considéré comme un centre agricole très important et réputé au niveau national pour son fort potentiel agricole.

La présente étude contribue à caractériser les propriétés physico-chimiques des sols et à déterminer les indicateurs de pollution.

Une campagne d'échantillonnage a été effectuée au niveau de six points de prélèvements. Elle a consisté à prélever le sol de la couche de 0 à 60 cm de profondeur dans la zone du périmètre irrigué Guelma-Boucheougouf. Les sols ont été prélevés suivant un dispositif (de tarière) en vue de constituer un échantillon composite de 1 kg par champ. Ils ont été séchés, tamisés et analysés en Novembre 2018 au niveau du laboratoire de sol du LADQ-Annaba – Algérie. Les résultats analytiques des sols ont été comparés à des valeurs de références. Les sols étudiés présentent une texture sablo-limoneuse avec des pH alcalin pour la majorité des points analysés.

Les résultats de la conductivité électriques des sols sont compris dans la fourchette de 1000 à 2000 $\mu\text{S}/\text{cm}$, correspondant à des sols salés.

Les résultats des analyses témoignent de la contamination des sols par l'azote total, l'ammonium, les nitrates, les nitrites, le phosphore et le potassium. Les sols sont très riches en phosphore assimilable (P_2O_5) et moyennement pourvus, à riches en potassium assimilable (K_2O).

Mots clés: Périmètre irrigué Guelma-Boucheougouf, Algérie, sols, Normes, pollution

Abstract. The Guelma-Boucheougouf irrigated perimeter is located in the north-east of Algeria, it extends over approximately 80 km. It was commissioned in 1996, with an irrigable area of 9 250 ha. It is considered a very important agricultural center and renowned nationally for its strong agricultural potential.

The present study contributes to characterizing the physico-chemical properties of soils and to determining pollution indicators.

A sampling campaign was carried out at six sampling points. It consisted in taking the soil from the 0 to 60 cm deep layer in the area of the Guelma-Boucheougouf irrigated perimeter. The soils were sampled using a device (auger), in order to constitute a composite sample of 1 kg per field. They were dried, sieved and analyzed in November 2018 at the level of the soil laboratory of LADQ-Annaba - Algeria.

The analytical results of the soils were compared with reference values. The soils studied present a sandy-silty texture with alkaline pH for the majority of the points analyzed.

The results of the electrical conductivity of soils are in the range of 1000 to 2000 $\mu\text{S} / \text{cm}$, corresponding to salty soils.

The results of the analyzes bear witness to the contamination of soils by total nitrogen, ammonium, nitrates, nitrites, phosphorus and potassium. The soils are very rich in assimilable phosphorus (P_2O_5) and moderately provided, to rich in assimilable potassium (K_2O)

Keywords : Guelma-Boucheougouf irrigated perimeter, Algeria, soils, Standards, pollution

1 Introduction

Le périmètre irrigué Guelma-Bouhegouf est situé dans le Nord-est de l'Algérie, il s'étale sur les deux rives de l'oued Seybouse à environ 80 Km, de la confluence de l'oued Bouhamdane et de l'oued Cherf (wilaya de Guelma) qui donnent naissance à l'oued Seybouse, jusqu'au Nord de la commune de Dréan (wilaya d'El Taref). (Figure. 1)

Il est divisé en cinq secteurs de distribution autonomes, caractérisés par un plan d'aménagement et de desserte en eau totalement indépendant l'un de l'autre. Il a été mis en service en 1996, avec une superficie totale irrigable de 9250 ha. [1], [5]

Il est alimenté par le barrage de Bouhamdane et l'oued Seybouse qui draine toutes les eaux usées qui augmentent sa charge polluante. La région d'étude connaît une intensification des pratiques agricoles, qui a un effet positif sur les rendements agricoles, mais l'utilisation intensive des pesticides va dégrader la qualité des eaux et des sols. [2], [3], [4]

La présente étude concerne l'évaluation de la qualité physique et en éléments nutritifs des sédiments dans le secteur du périmètre irrigué Guelma Bouhegouf. [5],

2 Matériels et Méthodes

Pour étudier la spécificité et la qualité des sédiments de la région d'étude, une campagne d'échantillonnage a été entreprise en Novembre 2017 dans les cinq secteurs du périmètre irrigué Guelma-Bouhegouf.

Un échantillonnage stratifié a concerné six (06) points de prélèvements. Il a été retenu compte tenu des résultats précédents des analyses physico-chimiques dans les eaux des puits les plus pollués de la région.

Les prélèvements manuels ont été effectués à l'aide d'une tarière sur trois horizons : 0 cm ; 30 cm et 60 cm puis recueillis et brassés jusqu'à l'obtention d'un mélange homogène dans des sachets en plastiques en adéquation avec les analyses prévues et la description de l'échantillon. Ces sachets ont été conservés depuis le prélèvement jusqu'au laboratoire d'analyses dans une glacière.

Les analyses ont été effectuées au niveau du laboratoire Horizon, Annaba en novembre 2017. Les paramètres physico-chimiques (pH, température, conductivité électrique, oxygène dissous) ont été mesurés in situ à l'aide d'un multi-paramètre modèle HORIBA. Les analyses chimiques des éléments majeurs (cations et anions) ont été effectuées par Titrimétrie NFT 90-005 alors que les nitrates, les nitrites, l'ammonium et les phosphates, par Spectrophotométrie DIN 38405-D9-2. [6]

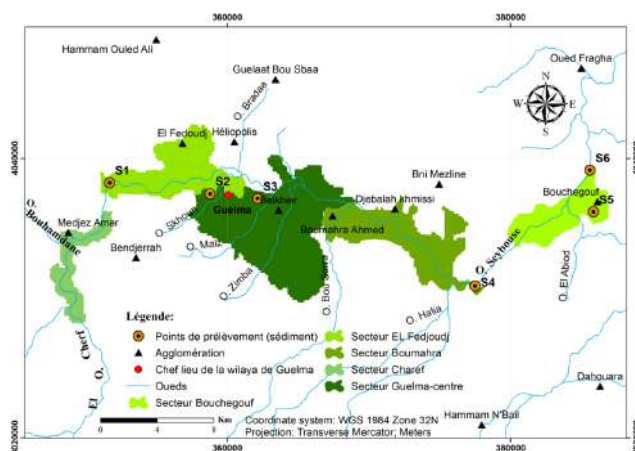


Figure. 1. Carte de situation des points de prélèvements dans les sédiments

3 Résultats

3.1. pH et conductivités électriques des sédiments

Les résultats des analyses vis-à-vis du pH pour chacun des points de prélèvement présentent des valeurs variant entre 7.4 (S3) et 8.5 (S4). (Figure.2.) [8]

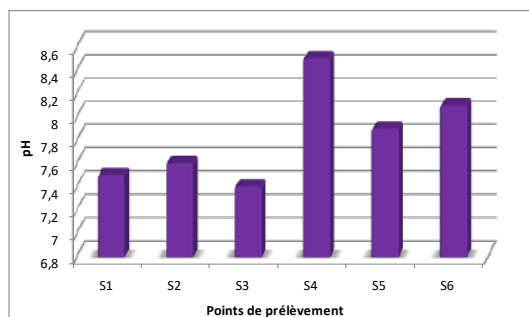


Figure. 2. Variation du pH

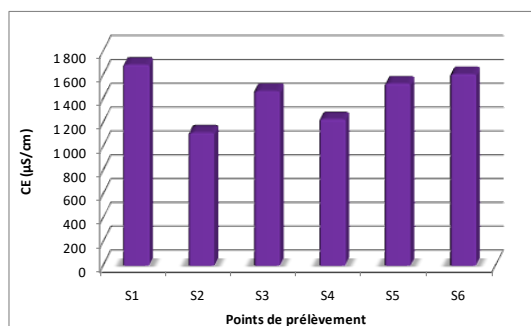


Figure. 3. Variation de la conductivité électrique

D'après le tableau 1 traduisant le statut acido-basique des sols, on remarque que la majorité des échantillons analysés ont un pH alcalin à très alcalin. Cette alcalinité provient essentiellement de la composition chimique des roches et matériaux de la région d'étude à affinité calcaire.

Tableau 1. Le statut acido-basique des sols selon Durand J.H. (1983) [8]

pH	Qualité des sols
5 à 6,5	Très acide
6,5 à 7,3	Neutre
7,3 à 7,8	Légèrement alcalin (basique)
7,8 à 8,5	Moyennement alcalin (basique)
8,5 à 9	Alcalin (basique) à Très alcalin (basique)
> 9	Très alcalin (basique)

Les valeurs de la conductivité électrique de l'ensemble des échantillons des sédiments analysés dans le périmètre irrigué présentent des valeurs comprises entre 1120 (S2) et 1690 (S1) µS/cm. (Figure.3.)

La conductivité électrique des sols détermine le degré de la salinité. Cette salinité se traduit par un comportement différent des cultures vis-à-vis des classes de salinité. L'échelle de Durand J.H. (Tableau 2) a été utilisée pour indiquer la classe de la salinité des sédiments.

D'après le tableau 2, on voit que tous les échantillons des sédiments prélevés présentent des valeurs comprises dans la fourchette 1000 à 2000 µS/cm. Les sédiments de la zone d'étude sont des types salés. Leur lessivage par les eaux de surface ou d'irrigation peut être l'une des causes anthropiques de la salinisation dans un périmètre irrigué. [8]

Tableau 2. Classe de la qualité des sols selon l'échelle de Durand J.H. (1983) [8]

Conductivité électrique (µS/cm)	Qualité des sols
< 500	Sol non salé
500 à 1000	Sol moyennement salé
1000 à 2000	Sol salé
2000 à 4000	Sol très salé
> 4000	Sol excessivement salé

3.2. Qualité des sédiments vis-à-vis de l'azote total, des nitrates, du phosphore et du potassium assimilable

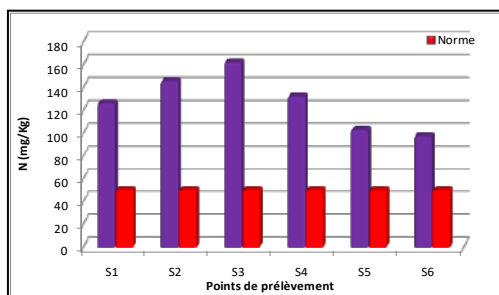


Figure 4. Variation de teneurs en azote

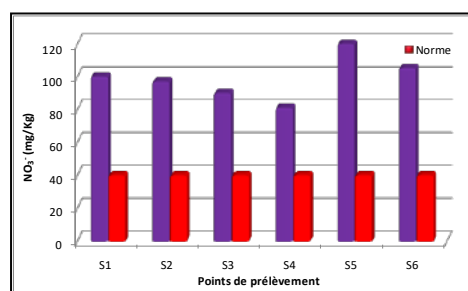


Figure 5. Variation des nitrates

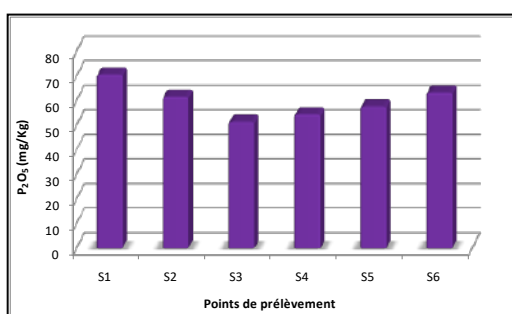


Figure 6. Variation du phosphore assimilable (P₂O₅)

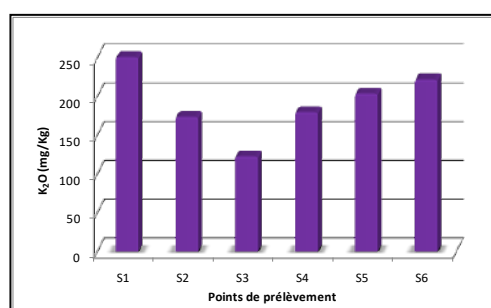


Figure 7. Variation du potassium assimilable (K₂O)

Tableau 3. Seuils de richesse en potassium des sols (CRAAQ, 2003) [9]

Potassium (mg/Kg)	Qualité des sols
<67	Pauvre
67 à 134	Moyen
134 à 187	Bon
187 à 200	Riche
>200	Excessivement riche

Tableau 4. Normes du phosphore assimilable dans les sols (Delaunois, 2008) [10]

Classe	Qualité des sols
<5	Très pauvre
5 à 10	Pauvre
10 à 15	Moyennement pourvu
15 à 25	Riche
>25	Très riche

Les résultats des analyses vis-à-vis des éléments nutritifs témoignent de la contamination des sédiments par l'azote total et les nitrates. [9]

Les sols sont très riches en phosphore assimilable (P₂O₅) et moyennement pourvus, à riches en potassium assimilable (K₂O). [10](Tableau 3 et 4).

4. Conclusion

Les sols de la zone d'étude du périmètre irrigué Guelma Bouchegouf sont des sols sablo-limoneux avec un pH alcalin à très alcalin, cette alcalinité provient essentiellement de la composition chimique des roches et des matériaux d'origine du sol, qui est dans notre cas une roche à affinité calcaire.

Concernant la salinité du sol exprimée par la conductivité électrique on peut donc dire que les sols étudiés sont des sols salés. Leur lessivage par les eaux de surface ou d'irrigation peut être l'une des causes anthropiques de la salinisation dans un périmètre irrigué.

Les teneurs en nitrates dans les sédiments étudiés dépassent la norme recommandée par la direction des services agricole de la wilaya de Guelma en 2018.

Selon les référentiels de classement cités dans les tableaux 3 et 4, les sols sont riches à excessivement riches en azote total, phosphore, phosphore assimilable, potassium et potassium assimilable.

Références

- [1] Kebieche A. (2007). Gestion rationnelle de l'eau d'irrigation au niveau d'un périmètre irrigué, enjeux et perspectives (Cas du périmètre de Guelma-Bouchegouf). Thèse de magister en Sciences agronomiques, Institut national agronomique El-Harrach, Alger.
- [2] Costa J.L., Massone H., Martinez D., Suero E.E., Vidal C.M., Bedmar F. (2002). Nitrate contamination of a rural aquifer and accumulation in the unsaturated zone. *Agriculture Water Management*, 57: 33–47.
- [3] Aissaoui M., Benhamza M. (2018). State of organic pollution in waters of the Seybouse Wadi, Region of Guelma (Northeast of Algeria). EMCEI: Euro-Mediterranean Conference for Environmental Integration.
- [4] Aissaoui M., Benhamza M. (2017). Caractéristiques hydro chimiques des eaux de l'oued Seybouse - Cas de la région de Guelma (Nord est Algérien). *Rev. Sci. Technol., Synthèse* 35: 178-186.
- [5] Benhamza M., Touati M., Aissaoui M. (2019). Impact de la pollution agricole sur la qualité des
- [6] eaux souterraines dans la zone du périmètre irrigué Guelma-Bouchegouf (Nord est Algérien) *Journal*
- [7] *International Science et Technique de l'Eau et de l'Environnement (JISTEE)* ; volume IV- Numéro 1. pp. 78-81 Décembre 2019. ISSN : 1737-9350. <http://jistee.org/wp-content/uploads/2019/01/Journal-ISTEE->
- [8] Charlot G. (1978). Dosages Absorptiométriques des éléments minéraux. Masson, Paris New York Barcelone Milan. 443p [8]
- [9] Debeiche T.H. (2002). Evolution of Water Quality (Salinity, Nitrogen and Heavy Metals) as a Result of Salt Pollution, Agricultural and Industrial. Application to the Low Plain of Seybouse. [Ph.D. Thesis.] Besancon, University of Franche-Comté. (in French)
- [10] Durand J H., (1983). Les sols Irrigables. Etude pédologique. Presses Universitaire de France. Agence de Coopération Culturelle et Technique. 338 p.
- [11] CRAAQ (2003). Guide de référence en fertilisation. ed. Centre de référence en agriculture et agroalimentaire du Québec, Sainte-Foy. xx, 294 pp.
- [12] Delaunois A, Ferrie Y, Bouche M, Colin C, Rion de C (2008). Guide pour la description et l'évaluation de la fertilité des sols.

THÈME 3

PHENOMENES LIES A LA NON SATURATION DES MILIEUX OASIENS

INFLUENCE DES CYCLES HYDRIQUES DE DESSICCATION ET HUMIDIFICATION SUR LA COMPRESSION NON CONFINÉE D'UN SOL SEBKHA –CAS D'AIN M'LILA

I.HAFHOUF¹, K. ABBECHE¹ et O.BAHLLOUL¹

¹Université Batna2, email : ilyeshafhouf@yahoo.fr, k.abbeche@univ-batna2, o.bahloul@univ-batna2

Résumé. Les sols de sebkha sont des dépôts situés en zones arides et semi arides ainsi que sur les côtes. Ces sols sont composés essentiellement des particules de silt, de sable et d'argile, cimentées par des différents sels (halite(NaCl), gypse(CaSO₄.2H₂O), calcite (CaCO₃). Cependant, ces sols sont généralement exposés aux différents cycles hydriques de séchage et d'humidification. Ces cycles hydriques ont un effet important sur le comportement mécanique de ces sols. Le présent travail est consacré à l'étude expérimentale de la compression non confinée des sols sebkha d'Ain M'Lila. Les cycles de séchage-humidification, ont été appliqués sur les échantillons en utilisant le séchage à différentes teneur en eau (W=13%, W=11%(W_{opn}) et W=7%). Les résultats obtenus montrent que la résistance à la compression non confinée augmente avec la diminution de la teneur en eau et diminue avec l'augmentation du nombre de cycles.

Mots clés:sol de sebkha, compression non confinée, cycle hydrique.

Abstract. The sebkha soils are deposits located in arid and semi-arid areas as well as on the coasts. These soils are composed essentially of particles of silt, sand and clay, cemented by different salts (halite (NaCl), gypsum (CaSO₄.2H₂O), calcite (CaCO₃). However, these soils are generally exposed to different hydric cycles of drying and these hydric cycles have an important effect on the mechanical behavior of these soils. The present work is devoted to the experimental study of the unconfined compression of sebkha soils of Ain M'Lila. The cycles of drying-wetting were applied on the samples using the drying at different water content (W=13%, W = 11% (W_{opn}) and W = 7%). The results obtained show that the compressive strength increases with decreasing water content and decreases with increasing number of cycles

.Key words:Sebkha soil, unconfined compression, water cycles.

1 Introduction

Les sols de sebkha sont considérés comme sols très variables en termes de caractéristiques géotechniques, ce qui posent de nombreux problèmes techniques pour la construction . Cependant, à cet effet plusieurs études, ont été consacrées à l'étude du comportement des sols salés, [1],[2],[3]. Ces sols, à l'état naturel, possèdent souvent une faible résistance à la compression non confinée, environ 20 kPa [4], [5]. Selon Tang et al (2020) [6], la résistance à la compression non confinée est affectée par les cycles hydrique du séchage-humidification, dus aux facteurs climatiques. Cette résistance diminue avec l'augmentation de nombre de cycles de séchage-humidification. L'objectif de cette communication est d'étudier les caractéristiques géotechniques du sol Sebkha d'Ain M'Lila, la résistance à la compression non confinée et la salinité du matériau mesurée par la conductivité électrique.

2 Matériaux et Essais

2.1. Préparation de échantillons

Le sol testé dans le cadre de cette étude a été prélevé au niveau de la Sebkha de Ain M'Lila, au Nord-Est de l'Algérie (figure 1), sachant que ces sols sont des limons salés périodiquement inondés. Cependant, trois (03) sondages ont été effectués à l'aide d'une pelle hydraulique sur une profondeur variant entre 1.5 à 2.00 m. Les échantillons ont été bien homogénéisés séchés à l'air libre et tamisés à 5 mm, ensuite des

analyses chimiques ont été effectuées pour déterminer la salinité de ce sol. Cette dernière a été mesurée en utilisant la conductivité électrique. Les caractéristiques géotechniques, chimiques et la classification du sol salin sont données dans les tableaux 1 et 2.

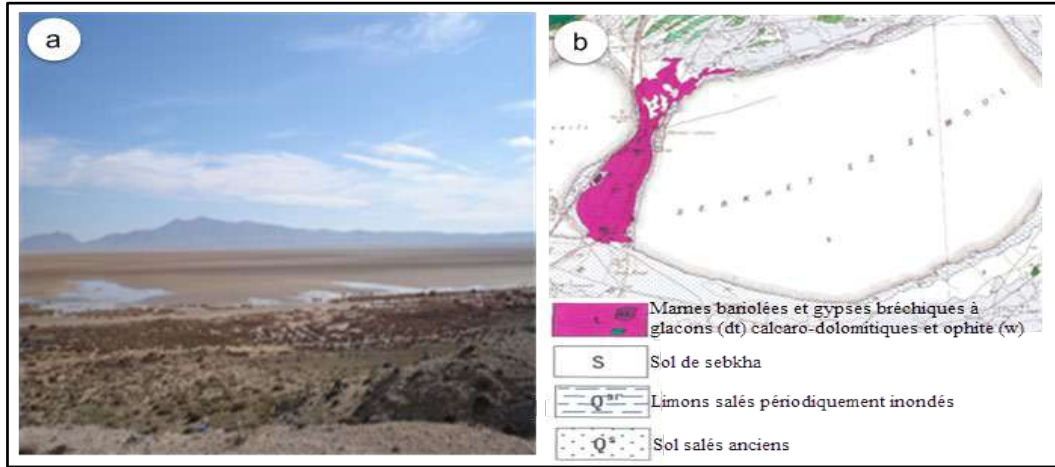


Figure. 1. Photo panoramique (a) et localisation sur carte géologique du sol d'étude (b).

Tableau1.Caractéristiques physiques, géotechniques et classification du sol.

Granulométrie (%)		Proctor normal		Limite d'Atterberg (%)		
$\leq 80\mu\text{m}$	$\leq 2\text{mm}$	$W_{\text{opn}}(\%)$	$\gamma_{\text{dopn}}(\text{kN/m}^3)$	W_L	W_P	IP
68	98	11.40	19.11	34.70	17.78	16.92
Classification GTR		A2				

Tableau2.Caractéristiques chimiques du sol.

Tableau des caractéristiques chimiques du sol						
CE (mS/cm)	Salinité(g.l ⁻¹)	PH	Taux de gypse(%)	Taux de NaCl (%)		
16.33	10.451	7.49	6.072	2.352		
Teneur en sels solubles dans l'extrait 1/5 (mg.l ⁻¹)						
Na ⁺	K ⁺	Ca ⁺²	Mg ⁺²	HCO ₃ ⁻	Cl ⁻	SO ₄ ⁻
2323	50	391.2	156.5	10	3585	4704

2. 2. Essai de résistance à la compression non confinée

Plusieurs éprouvettes ont été confectionnées à la teneur en eau $W=14\%$ ($S_r = 96\%$), le compactage statique a été effectué en quatre (04) couches avec une vitesse de 1.27 mm/min pour obtenir la masse volumique de $\gamma_{\text{dopn}} = 1.911\text{ t/m}^3$. Pour les différents cycles de séchage, la méthode à l'air libre est adoptée pour atteindre les teneurs en eau ($W = 7\%$, $W_{\text{opn}} = 11.4\%$ et $W=13\%$). Les essais ont été réalisés selon les normes NF EN 13286-53[7] et NF P94-077[8]. L'éprouvette du sol séché à la teneur en eau choisie, est placée sur le plateau d'une presse à chargement axial. Après la mise en contact des deux plateaux de la presse avec l'éprouvette, le chargement axial est appliqué avec une vitesse de déplacement constante de 1mm/min , ce qui correspond à 1.33% de la hauteur de l'éprouvette par minute. La force maximale de rupture est déterminée à partir de la courbe force-déformation axiale. La résistance à la compression non confinée (R_c) est la contrainte à la rupture résultant du rapport entre la force de rupture (F) et la section transversale moyenne de l'éprouvette (A) (équations 1 et 2) :

$$R_c = \frac{F}{A} \quad (1)$$

$$A = \frac{A_0}{1 - \varepsilon_l} \quad (2)$$

Avec A_0 : surface de section transversale moyenne initiale ;
 ε_l : déformation axiale pour la force appliquée.

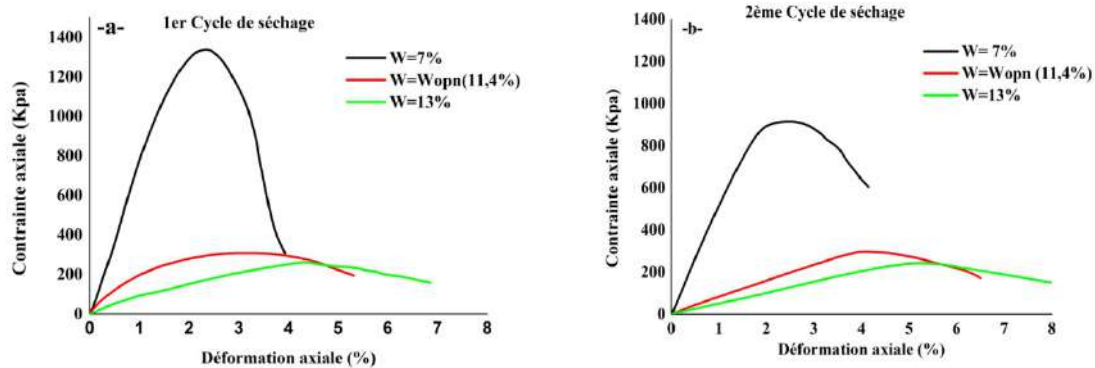
2. 3. La conductivité électrique

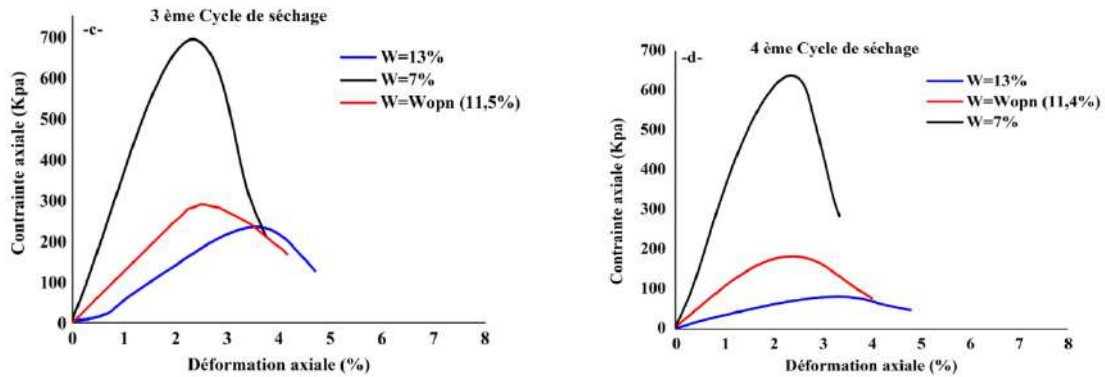
Les échantillons ont subi les cycles de séchage-humidification, les essais de compression non confiné ont permis de mesurer la salinité du sol de sebkha par la conductivité électrique. Cette mesure de la salinité est un indice des teneurs en sels solubles dans le sol[9].

3 Résultats et discussions

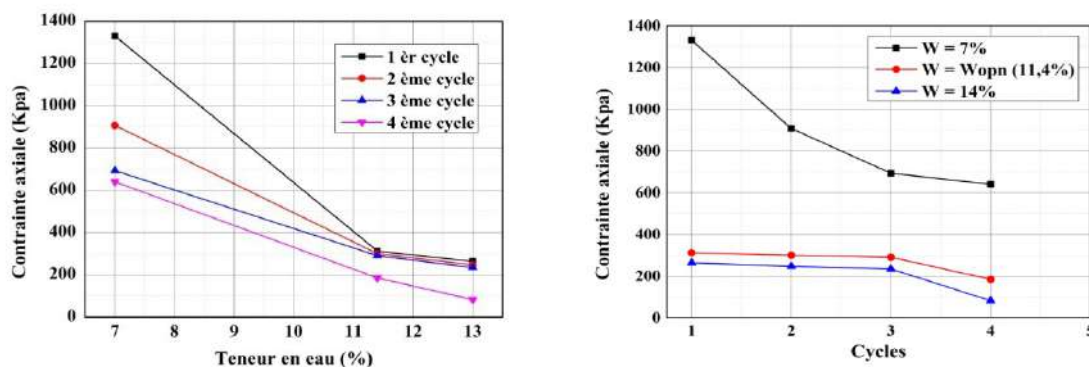
3.1. Compression non confinée

Les courbes contrainte-déformation obtenues à partir des essais de compression non confinée, réalisés sur des échantillons de sol salés soumis aux cycles de séchage-humidification à différentes teneurs en eau, sont illustrés sur la figure 2. Ces résultats montrent qu'à chaque cycle de séchage, la pente de chaque courbe de contrainte-déformation avant la rupture augmente avec la diminution de la teneur en eau, ce comportement indique que la rigidité initiale de l'échantillon augmente avec l'évaporation de l'eau au cours du séchage. Ces différents comportements concordent avec les résultats de [6] ; [10]. La résistance maximale augmente avec la diminution de la teneur en eau sous l'effet de l'évaporation de l'eau pour chaque cycle de séchage, cependant la déformation axiale varie dans le même sens de la diminution avec la teneur en eau. Sachant que pour le premier cycle de séchage pour une teneur en eau de 13% , la résistance maximale est de 263.72 kPa, la déformation correspondante est $\varepsilon = 4.28\%$. La valeur de ε a diminué à 2.26%, pour une teneur en eau de 7% avec une résistance de 1331kPa. Ce comportement est dû à la cristallisation de la solution saline dans le sol, ce qui provoque une cimentation des grains de ce sol et l'apparition d'une croûte saline en surface (figure 5).





La figure 3 amontre l'évolution de la résistance à la compression non confinée en fonction de la teneur en eau pour chaque cycle de séchage, on note que pour les trois premiers cycles de séchage, et pour des teneurs en eau de $W=13\%$ et $W=W_{opn}$, la résistance à la compression non confinée augmente légèrement. Par contre, pour le palier entre $W=W_{opn}$ et $W=7\%$ l'augmentation est importante. A partir du quatrième cycle, on relève que l'augmentation de la résistance à la compression non confinée est linéaire avec la diminution de la teneur en eau. La figure 3b montre également que la résistance à la compression non confinée est influencée d'une manière significative par les cycles de séchage-humidification. Les deux teneurs en eau $W=13\%$ et $W=W_{opn}$, l'effet des cycles ne donne qu'une très légère diminution de la résistance concernant les trois cycles, puis on remarque une dimunition importante entre le 3^{ème} et le 4^{ème} cycle. Pour une teneur en eau de $W=7\%$, l'effet des cycles est très significatif pour les trois premiers cycles et entre le 3^{ème} et le 4^{ème} cycle, la résistance est presque constante. La raison de ce comportement peut etre attribué à la relation directe de la salinité exprimée par la conductivité électrique et la résistance à la compression non confinée (figure 4). Cette dernière montre que pour une teneur en eau $W=7\%$, les deux courbes (conductivité électrique et résistance en fonction des cycles) sont presque identiques. En conséquence la diminution de la salinité du sol provoquée par lessivage des sels sous l'effet des cycles de séchage-humidification est principalement responsable de la diminution de la résistance à la compression non confinée.



2. 4. La conductivité électrique du sol sous l'effet des cycles

La figure 4 montre l'évolution de la salinité du sol exprimée par la conductivité électrique (CE), en fonction du nombre de cycles. On constate que la C.E a diminué lorsque le nombre de cycles augmente. Cette réduction peut être attribuée au lessivage des sels au cours des opérations de saturation, la croûte

saline est visible au niveau du premier cycle et à partir du 2^{ème} cycle, cette croute commence à disparaître (figure 5).

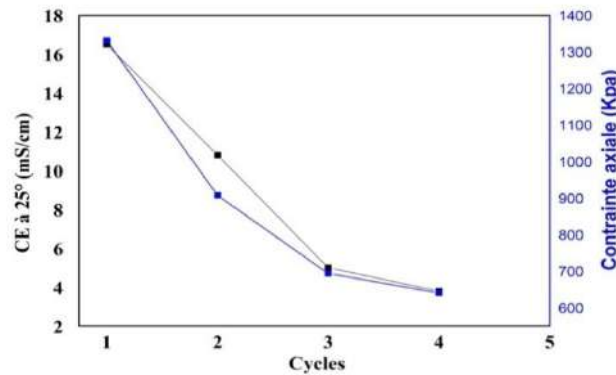


Figure. 4. Variation de de la C.E et la résistance RC en fonction des cycles pour W =7%.

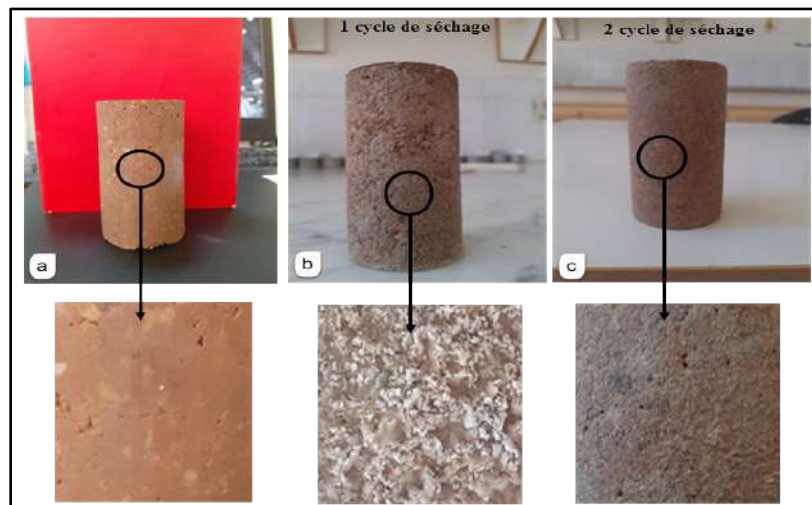


Figure. 5. Etat de la surface des éprouvettes de sol en fonction des cycles : Eprouvette après confection à W=14% (a), Eprouvette après le 1^{er} cycle de séchage (b), Eprouvette après le 2^{ème} cycle de séchage (c).

4 Conclusion

Les conclusions observées dans le cadre de cette étude expérimentale montrent que :

- 1- La résistance à la compression non confinée et la rigidité initiale augmentent avec un séchage continu, ce comportement est dû à la transformation de la solution saline aux cristaux, ce qui provoque une cimentation des grains de sol.
- 2- Les cycles de séchage diminuent la résistance à la compression non confinée en raison de la réduction de la teneur en sels due au lessivage de ces derniers au cours des différents cycles. On peut conclure que ce comportement mécanique est influencé par les cycles de séchage-humidification.

Références

- [1] Dhowian, A.W., Erol, A.O., Sultanm.S.: *Predictions in complex Sabkha soil profiles*. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, 36 PARIS(1987).
- [2] Al-Amoudi, O.S.B., Aiban, S.A., Al-Abdul Wahhab, H.I.: *Variability and characteristics of eastern Saudi Sabkha soils*. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering(1997).
- [3] Arifuzzaman, MD., Habib, M. A. AL-Turkib, M k., M.I.Khan, M, ALI.: *Improvement and characterization of Sabkha soil of Saudi Arabia*. Jurnal Teknologi (Sciences & Engineering), 78:6 .1-11(2016).
- [4] Saeed, O., Al-Amoudi, Baghabra.: *Response of Sabkha to laboratory tests: A case study*. Eng. Geol., 33; 111-125(1993).

- [5] Abdujauwad,S.H., Al-Amoudi,O.S.B.: *Geotechnical behaviour of saline sebkha soils*.vol 45, pp. 425-445. (1995).
- [6] Tang, C.S., Tanga, C-S0., Qing, C., Ting, L., Bin, S., Hao Zenga., Hilary I.:*Effects of wetting-drying cycles and desiccation cracks on mechanical behavior of an unsaturated soil*. Catena 194, (2020).
- [7] AFNOR NF EN 13286-53. : *Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques*. Partie 53 : *méthode de confection par compression axiale des éprouvettes de matériaux traités aux liants hydrauliques*.(2005).
- [8] AFNOR NF P94-077.:*Sols : reconnaissance et essais- Essai de compression uniaxiale* (1997).
- [9] Mathieu, C. ; Pieltain, F. : *Analyse chimique des sols. éthodes choisies*. Edition Tec et Doc, Lavoisier, 376p. (2003).
- [10]Hoang, N.L. :*Etudes des propriétés hydromécaniques d'un sable limoneux : de la saturation partielle à la saturation complète*. Thèse Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (2017).

ETUDE DE L'INFLUENCE DES LIANTS HYDRAULIQUES SUR LES CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES ET MÉCANIQUES D'UN SOL SEBKHA- CAS DE AIN M'LILA

M. KITCHAH¹, O. BAHLOUL¹ et K. ABBECHÉ¹

¹Université Batna2, email : zmina80@yahoo.com, o.bahloul@univ-batna2.dz, k.abbeche@univ-batna2.dz

Résumé. Les sols de sebkha sont à problème, non saturés et localisés dans les zones arides et semi arides, ainsi que sur les côtes. Ces sols sont composés essentiellement de particules de silt, de sable et d'argile, cimentées par les différents sels, halite (NaCl), gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) et calcite (CaCO_3). Cependant, ces sols sont sensibles à l'eau et posent d'énormes problèmes aux géotechniciens. Le présent travail est consacré à l'étude de la caractérisation physique et mécanique des sols sebkha d'Ain M'Lila après traitement par une combinaison ciment/chaux à différents pourcentages 0/10, 8/2 et 6/4. Les résultats obtenus montrent que l'ajout des liants hydrauliques ont un effet important sur les caractéristiques physiques et mécaniques de ces sols.

Mots clés : sol sebkha, caractérisation, ciment, chaux, traitement

Abstract. Sebkha soils are unsaturated problem soils located in arid and semi-arid areas as well as on the coast. These soils are essentially composed of silt, sand and clay particles, cemented by different salts (halite (NaCl), gypsum ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), calcite (CaCO_3)). However, these soils are sensitive to water and pose enormous problems to geotechnicians. The present work is devoted to the study of the physical and mechanical characterization of sebkha soils of Ain M'Lila after treatment by a combination of cement/lime at different levels ranging from 0/10, 8/2, 6/4. The results obtained show that the addition of hydraulic binders have a significant effect on the physical and mechanical characteristics of these soils.

Key words: soil sebkha, characterization, cement, lime, treatment.

1 Introduction

Les sols de sebkha sont présents dans de nombreuses régions du monde, notamment dans les zones arides et semi-arides. Leur météorologie est caractérisée par de faibles précipitations et des écarts de température importants entre l'hiver et l'été. Les sols de sebkha ont une compressibilité élevée et une faible résistance au cisaillement. Par conséquent, ces sols ne sont pas adoptés à supporter des constructions sans risque de tassement élevé et des défaillances de la capacité portante [1]. Des désordres qui apparaissent régulièrement dans ces zones affectant les infrastructures routières, les constructions civiles et industrielles de faible hauteur compromettent l'utilisation des sols salés dans leur état naturel comme matériaux de remblais ou de couches de forme et comme support de fondations des ouvrages géotechniques. De nombreuses méthodes de stabilisation ont été utilisées pour améliorer les propriétés des sols sebkha, elles comprennent l'addition de chaux, ciment, poussière de calcaire, déchets de plâtre, asphalte moussé et géotextile ainsi que le ciment [2],[3], [4], [5],[6] et [7]. L'objectif de la présente étude est d'évaluer les caractéristiques géotechniques du sol sebkha de la région Ain M'Lila Est de l'Algérie. En outre, l'étude vise aussi à examiner la possibilité d'améliorer les caractéristiques géotechniques et chimiques par l'ajout des additifs Ciment-Chaux à différents pourcentages du sol Sebkha d'Ain M'Lila, et ainsi que la salinité du matériau par la conductivité électrique.

2 Matériels et Essais

2.1. Préparation des échantillons

Le sol testé dans cette étude est extrait de la région de Sebka de Ain M'Lila, au Nord-Est de l'Algérie (figure 1a), en vue de son utilisation en construction routière, sachant que ces sols sont des limons salés périodiquement inondés. Trois (03) sondages ont été effectués à l'aide d'une pelle hydraulique sur une profondeur variant entre 1.5 à 2.00 m (figure 1b). Les échantillons ont été bien homogénéisés, séchés à l'air libre et tamisé à 5 mm, ensuite des analyses chimiques ont été effectuées pour déterminer la salinité de ce sol. Le ciment utilisé est un ciment portland (CPJ-CEMII/A 42,5) fabriqué localement par la cimenterie d'Ain Touta Batna en Algérie.

La chaux utilisée est celle de la région de M'Sila, c'est une chaux éteinte présentant une faible concentration en oxydes comme les silicates SiO_2 (<2%) et une forte concentration en éléments basique, comme la chaux libre CaO (83%). Les propriétés du ciment et la chaux sont résumées dans le tableau 1. L'analyse granulométrique de l'échantillon de sol testé indique qu'il se compose de 4% de gravier, 36% sable et 60 % de fines (limon+argile) et un pourcentage de passant à $\leq 80\mu\text{m}$ de 68%. Ces valeurs indiquent que le sol présente une granulométrie fine (tableau 2).

Tableau1. Caractéristiques chimiques chaux-ciment.

Minéraux (%)	CaO	MgO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	SO ₃	Na ₂ O	MnO	CaCO ₃	CO ₂	TiO ₂	Insolubles (HCl)	CaO _{libre}
Chaux	83.54	0.428	0.41	1.25	1.02	1.20	2.33	0.04	5.21	2.12	0.008	0.7	/
Ciment	56.5	1.8	23.55	5	4.2	2.6	0.8	/	/	/	/	/	0.94



Figure. 1. Localisation sol sebkha Ezmoul (a) et différents sondages (b).

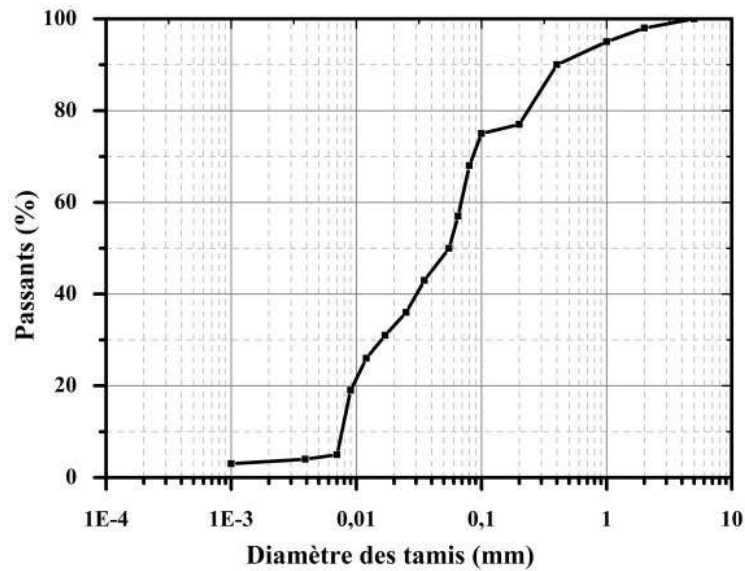


Figure. 2. Courbe granulométrique du sol sebkha

Tableau 2. Caractéristiques physiques, géotechniques et classification du sol sebkha.

Granulométrie (%)							
$\leq 80\mu\text{m}$	$\leq 2\text{mm}$	Gravier	Sable	Limon	Argile	C _u	C _c
68	98	4	36	57	3	9	0.51
Proctor normal		W _{opn} (%)			11.40		
		γ_d (kN/m ³)			19.11		
Limite d'Atterberg (%)		W _l		W _p		I _p	
		34.70		17.78		16.92	
Classification GTR [8]		A2					

Tableau 3. Caractéristiques chimiques du sol sebkha.

CE (mS/cm)	Salinité (g.l ⁻¹)	PH	Taux de gypse	Taux de chlorure		
16.33	10.451	7.49	6.072	2.352		
Teneur en sels solubles dans l'extrait 1/5 (mg.l ⁻¹)						
Na ⁺	K ⁺	Ca ⁺²	Mg ⁺²	HCO ₃ ⁻	Cl ⁻	SO ₄ ⁻²
2323	50	391.2	156.5	10	3585	4704

3 Résultats et discussions

3.1. L'effet du traitement du ciment/chaux sur les caractéristiques optimales du Proctor

D'après les résultats obtenus, on constate que les densités optimales ont été obtenues par la combinaison du rapport ciment/chaux de (10/0). Lorsque le pourcentage de la chaux augmente et celui du ciment diminue, la densité augmente. Par contre, le teneur en eau optimale est au maximum, lorsque le pourcentage atteint 6/4. L'augmentation de la teneur en eau optimale est due à l'accroissement de la surface totale des particules du mélange traité par les grains fins de la chaux d'où une action entre la chaux et les minéraux du sol salin (figure 3).

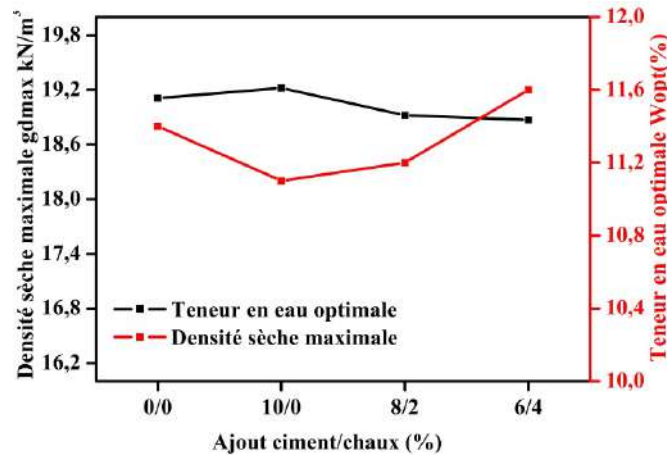


Figure. 3. Effet de ciment/chaux sur les paramètres de compactage.

3.2. L'effet du traitement ciment/chaux sur les limites d'Atterberg

D'après la figure 4, on constate que les limites d'Atterberg, à savoir la limite de liquidité, l'indice de plasticité diminuent à chaque fois que le taux de ciment diminue et celui de la chaux augmente. Les valeurs minimales des caractéristiques des consistances sont obtenues par la combinaison de 6/4, toute fois les limites de plasticité augmentent par l'ajout du ciment/chaux.

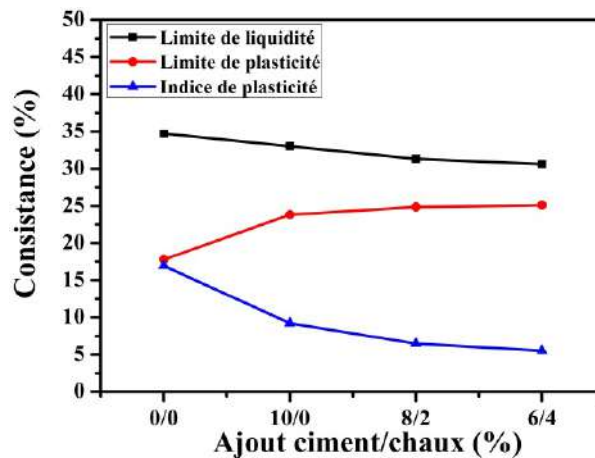


Figure. 4. Effet de ciment/chaux sur les limites de consistances.

3.3. L'effet du traitement ciment/chaux sur la cohésion et l'angle de frottement

Les résultats des essais de cisaillement direct sur la figure 5 montrent qu'à la fois la cohésion et l'angle de frottement ont été modifiés par la combinaison du mélange ciment/chaux. La cohésion élevée est obtenue par le rapport 10/0, cela est dû à la quantité suffisante de ciment nécessaire pour obtenir des réactions pouzzolaniques, qui sont les principales responsables de la rigidité du sol traité. Le traitement ciment/chaux a conduit à une augmentation de la résistance au cisaillement de la sebkha, par ailleurs le pourcentage ciment/chaux aboutit à des produits qui vont servir à une forte liaison entre les particules qui peuvent offrir une grande résistance du sol salin. Les résultats indiquent clairement que les échantillons stabilisés avec un pourcentage élevé en chaux présentent des performances inférieures.

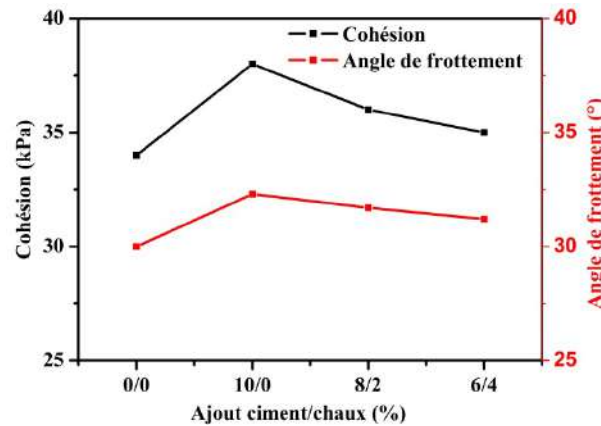


Figure. 5. Effet de ciment/chaux sur les paramètres de cisaillement.

3.4. L'effet de salinité CE et pH

La salinité de ce sol a été mesurée par la conductivité électrique de l'extrait du sol (1/5), la méthode consiste à peser 5g de sol, y ajouter 25 ml d'eau déminéralisée et mesurer à l'électrode une heure après, en ayant mélangé la suspension toutes les 20 minutes, ce qui permet de calculer leur teneur en sels solubles. Cette salinité s'exprime en conductibilité spécifique à 25°C, de la solution obtenue à partir du sol, soit C.E 25°C en mS/cm. Le sol présente une conductivité électrique CE=16.33 mS/cm > 4 mS/cm et ESP (Pourcentage de Sodium Echangeable) > 15%, avec un PH proche de la neutralité (PH= 7.49) ; ce sol est classé dans la famille des sols salins-alcalins. L'analyse chimique de ce sol présente des teneurs élevées en éléments majeurs (Cl^- , SO_4^{2-} , Na^+ , Ca^{+2} , Mg^{+2}). Avec une teneur en Cl^- = 3585 mg/l et SO_4^{2-} = 4704 mg/l, donc on peut dire que ce sol est sulfaté chloruré (tableau 3). D'après la figure 6a, on note une augmentation par rapport au sol témoin, sachant que cette augmentation demeure presque constante quel que soit la combinaison d'ajout ciment/chaux utilisée, ainsi que le pH traduit l'ambiance physico-chimique de notre sol traité. Pour la conductivité électrique, on révèle les mêmes constatations, c'est-à-dire la CE augmente avec l'augmentation du ciment, cette augmentation est liée à la réponse des éléments du ciment avec les ions solubles de la sebkha (figure 6b).

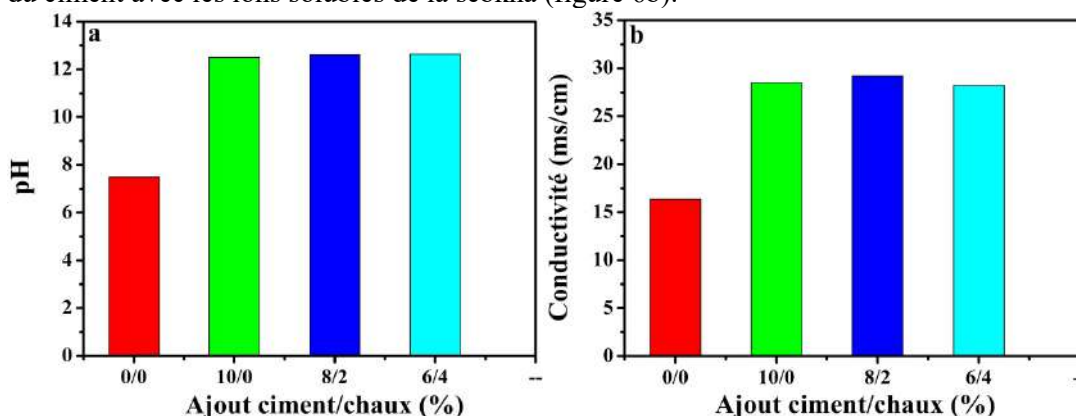


Figure. 6. Effet d'ajout ciment/chaux sur le pH (a) et sur la conductivité électrique (b).

4 Conclusion

La présente étude a montré que le mélange ciment/chaux est un stabilisant efficace pour le sol salin. En effet, une amélioration des paramètres physiques tels que l'indice de plasticité, la limite de plasticité et la limite de liquidité a été clairement constatée. Par ailleurs, l'ajout ciment/chaux (10/0) montre une influence remarquable sur les valeurs de la cohésion et l'angle de frottement. Par contre, le pH et la conductivité électrique (CE) augmentent avec l'augmentation de ciment.

Références

- [1] Al-Amoudi, O.S.B., Abdujauwad, S.N.: *Compressibility and collapse characteristics of arid saline sabkha soils*. Engineering Geology 39, pp 185-202 (1995).
- [2] Aiban, S.A., Ibrahim, M., Al-Amoudi, O.S.B.: *Stabilization of ras al-hgar sabkha soil with lime. The Fourth Saudi Engineering Conference, vol 2, (1995)*.
- [3] Yahia, E., Mohamedzein, A., Al-Rawas.: *Cement-stabilization of sebkha soils Al-Auzayba sultanate of oman*. Getech Geol Eng, 29, pp 999-1008 (2011).
- [4] Al-Amoudi, O.S.B., Asi, I.M., Zaghoul R.E.: *Stabilization of arid, saline sabkha soil using additives*. Quarterly Journal of Engineering Geology, 28, pp 369-379 (2015).
- [5] Ahmed, M., Nasr, A.: *Geotechnical characteristics of stabilized sabkha soils from the egyptian-lybyan coast*. Getech Geol Eng, 33, pp 893-911 (2015).
- [6] Al-Homidy A.A., Dahim, M.H., Abd Elaal, A.: *Imptovement of geotechnical properties of sabkha soil utilizing cement klin dust.. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 9, pp 749-760 (2017)*.
- [7] Al-Alawi, H.S., Abideen, A.G., Badr, A.: *Stabilisation of sohars soil using waste gypsum plasterboad.. Conf. serie, Materials Science and Engineering, 849 (2020)*.
- [8] GTR.: *Realisation des remblais et des couches de formes*. LCPC, Edition (2020).

EFFET DU TRAITEMENT A LA CHAUX SUR LE COMPORTEMENT HYDRO-MECANIQUE D'UN MELANGE TUF-SABLE DE DUNE DE LA REGION DE OUARGLA

E.G. DAHEUR¹, S. TAIBI², I. GOUAL³ A. DEMDOUM³ et A. DEMDOUM⁴

¹ *Laboratory of Mathematical and Applied Science, University of Ghardaïa, email: daheur86@yahoo.fr,*

² *Laboratory of Waves and Complex Media, LOMC UMR CNRS 6294, University of Le Havre Normandy, France, email: said.taibi@univ-lehavre.fr*

³ *Research Laboratory of Civil Engineering, University Amar Telidji, Algeria, email: goualid74@gmail.com; a.demdoum@lagh-univ.dz*

⁴ *Université de Ouargla, email : kacemhy47@gmail.com*

Résumé. Ce travail présente les effets de traitement avec 2%, 4% et 6% de chaux sur le comportement hydro-mécanique d'un mélange composé de 65% de tuf et 35% de sable de dune (nommé 65T35SD). Ce mélange a été précédemment étudié dans le cadre de la valorisation des matériaux locaux. Les travaux montrent que l'utilisation de ce mélange compacté dans la construction des chaussées est limitée pour la zone climatique IV, de faible trafic. En complément aux études précédentes, la présente s'intéresse au comportement du mélange (65T35SD), sans et avec le traitement à la chaux, et sous sollicitations hydrique et mécanique. L'objectif est d'améliorer leur performance mécanique afin de garantir son emploi en corps de chaussées dans des zones à climat aride et de trafic intense. Pour les sollicitations mécaniques, nous avons étudié l'évolution de la résistance à la compression (RC) du mélange 65T35SD sans et avec le traitement, puis l'influence de l'immersion sur la RC. Concernant les sollicitations hydriques, des essais de drainage-humidification sont effectués sur le mélange 65T35SD traité et compacté à l'OPM. Deux techniques d'imposition de la succion sont utilisées : les solutions osmotiques et les solutions salines saturées. Les résultats des essais montrent que l'ajout de la chaux conduit à : i) une amélioration de la résistance à la compression avant et après l'immersion ; ii) une diminution de la succion de limite de retrait (s_{SL}) iii) une augmentation de la limite de retrait (w_{SL}) et l'indice des correspondant (e_{SL}). Enfin, Les résultats obtenus mettent en évidence la possibilité de valorisation des matériaux locaux à base de tuf et de sable de dune pour la mise au point d'un matériau routier saharien mécaniquement performant, économique et répondant aux exigences de la politique du développement durable.

Mots clés : tuf, sable de dune, stabilisation à la chaux, succion, drainage-humidification.

Abstract. This study presents the effects of treatment with 2%, 4% and 6% lime on the hydro-mechanical behavior of 65% tuff/35% dune sand mixture (named 65T35DS). The use of this mixture has been previously studied in the context of the valorization of local materials. This work showed that the use of this compacted mixture in the construction of pavements is limited for the climatic zone IV, with low traffic. As a complement to the previous studies, the present study focuses on the behavior of the 65T35DS mixture, without and with lime treatment, and under hydric/mechanical stresses. The objective was to improve its mechanical performance in order to guarantee its use in pavement bodies in areas with an arid climate and intense traffic. For the mechanical solicitations, the evolution of the unconfined compressive strength (UCS) of the 65T35DS mixture without and with the treatment was studied, then the influence of the immersion on the UCS. Concerning the hydric solicitations, drying-wetting tests were carried out on the 65T35DS mixture treated and compacted at the modified Proctor optimum (MPO). Two suction imposition techniques were used: osmotic solutions and saturated salt solutions. The results of the tests show that the addition of lime leads to: i) an improvement of the unconfined compressive strength before and after the immersion; ii) a decrease of the shrinkage limit suction (s_{SL}) iii) an increase of the shrinkage limit (w_{SL}) and the corresponding index (e_{SL}). Finally, the results obtained highlight the possibility of recovery of local materials based on tuff and dune sand for the development of a Saharan road material mechanically efficient, economical and meeting the requirements of sustainable development policy.

Keywords: tuff, dune sand, lime stabilization, suction, drying-wetting.

1 Introduction

La rareté des matériaux routiers normalisés dans les régions sahariennes [1], a incité les ingénieurs et les techniciens à innover en mettant à profit les particularités qu'offrent ces zones et à chercher d'ouvrir très largement l'éventail des matériaux utilisés en corps de chaussées. Le tuf et le sable de dune sont des matériaux très abondants au Sahara. L'utilisation du tuf dans la conception des chaussées sahariennes dans les couches de base et de fondation, s'est considérablement développée [2]. Une fois compacté et séché, le matériau acquiert une force de cohésion durable [3]. Après saturation complète, cette cohésion disparaît presque complètement [4],[5]. L'utilisation des tufs à l'état brut dans la construction des chaussées a été dans l'ensemble très positive. Mais, avec l'augmentation du trafic et à cause de la faible portance des tufs utilisés en assise, notamment avec l'augmentation de leur teneur en eau en hiver, les chaussées ont révélé certains problèmes de fissuration. Cependant, la recherche de procédés de traitement physique, chimique et mécanique de ces matériaux en vue d'améliorer leurs caractéristiques physicomécaniques demeure l'une des approches la plus appropriée. Au cours des dernières années, diverses techniques ont été développées pour améliorer les propriétés mécaniques du tuf. Elles consistent soit, en l'association du tuf avec d'autres matériaux, riches en gros éléments, mais dépourvus totalement de fines (graves ou sables), soit le traitement par différents types des liants [6],[7].

Daheur et al. (2019) ont réalisés une étude géotechnique préliminaire sur divers mélanges de tuf-sable dune pour améliorer les propriétés du tuf destinés dans construction de routes locales. Les auteurs ont montré que le mélange optimal, composé de 65% de tuf et de 35% de sable de dune (nommé : 65T35SD), présentait les meilleures caractéristiques géotechniques et performances mécaniques. Sur la base des spécifications proposé en Algérie par Struillou et Alloul [8], l'utilisation de ce mélange compacté dans le corps des chaussées est limitée dans la zone climatique IV, caractérisée par un faible trafic et une attention particulière doit être portée contre les eaux pluviales ou capillaires. Ce travail vise à généraliser l'utilisation du mélange 65T35SD pour la construction des routes à trafic moyen et lourd et dans les zones à fortes pluviométrie, en utilisant une technique économique. Pour y parvenir, différents pourcentages de chaux sont ajoutés au matériau. L'étude expérimentale consiste à étudier le comportement hydrique et mécanique du mélange 65T35SD traité. L'étude du comportement mécanique se fait par le suivie de l'évolution de la résistance à la compression (RC) du mélange optimal sans et avec le traitement, puis voir l'effet de l'immersion sur la RC. Concernant le comportement hydrique, des essais de drainage-humidification ont été effectués sur le matériaux traité et compacté à l'OPM. Deux techniques d'imposition de la succion ont été utilisées : les solutions osmotiques et les solutions salines saturées.

2 Matériaux et Méthodes

Le matériau de base utilisé dans cette étude c'est un mélange composé de 65% de tuf et de 35% de sable de dune (65T35SD). Les deux sols proviennent de la région de Ouargla, située à 800 km au sud de la capitale algérienne (Alger). Le tableau 1 présente les propriétés géotechniques et mécaniques du mélange 65T35SD. Sur la base de la classification LPC / USCS [9], le mélange est classé comme « Gravier Argileux (GC) ». Selon le Guide technique de Réalisation des remblais et des couches de forme (GTR) [10] et la norme correspondante [11], le matériau est classé en **B6**. La chaux utilisée est une chaux ça (OH)₂ ramenée de l'usine de SAIDA. Les essais réalisés montrent que la chaux vérifie bien les spécifications de la norme NF P 98-101.

Tableau 1. Caractéristiques physico - mécaniques du mélange 65T35SD

Analyse granulométrique	
$D_{\max}$ (mm)	40
% < 0.425 mm	63
% < 80 μm	19
Les limites d'Atterberg	
w_L (%)	24
w_P (%)	12
IP (%)	12
Paramètres Proctor modifié	
$\gamma_{d\max}$ (kN/m ³)	19.6
w_{OPM} (%)	10.2
Indices de portance	
I CBR immédiat (%)	89
I CBR imbibé (4h) (%)	70
Résistance à la compression (MPa)	1.5

Le mélange 65T35SD a été traité avec 2%, 4% et 6% de la chaux. Les propriétés hydriques et mécaniques des échantillons compactés ont été étudiées par les essais de drainage-humidification et l'essai de la résistance à la compression, respectivement. Les éprouvettes soumises à l'essai sont des éprouvettes cylindriques de dimensions ($\varnothing = 5\text{cm}$, $H = 10\text{cm}$), confectionnées à l'OPM. Deux techniques d'imposition de la succion ont été utilisées : la méthode osmotique et la technique des solutions salines saturées.

Concernant les essais de la résistance à la compression (RC), deux séries d'échantillons ont été préparées. La première série est destinée au suivi de l'évolution de la résistance à la compression en fonction du temps de cure (0, 1, 3, 7, 14 et 28 jours) à l'air libre ($T = 25 \pm 5^\circ$). La deuxième série, pour étudier la sensibilité à l'eau du mélange traité. Les éprouvettes ont été conservées pendant 28 jours à l'air libre, puis immergées dans l'eau pendant 1, 3 et 7 jours avant l'essai.

3 Résultats et discussions

3.1. Influence de la chaux sur les chemins de drainage-humidification

La figure 1 représente les chemins de drainage-humidification des échantillons compactés à l'OPM. Les échantillons suivent un chemin de drainage si $s > s_{OPM}$ et un chemin d'humidification dans le cas contraire. Les succions initiales (s_{OPM}), des échantillons compactés à l'OPM, sont déterminées par la méthode du papier filtre, selon la norme ASTM D 5298-94. Les caractéristiques initiales du mélange 65T35SD non traité sont : $w_{OPM} = 10.2\%$, $e_{OPM} = 0.38$, $s_{OPM} = 333\text{ kPa}$ et $S_{rOPM} = 72.7\%$. Les différents paramètres déduits des différents plans des essais de chemins de drainage-humidification, pour les échantillons traités et non traités, sont résumés dans le tableau 2.

Le plan (A), $e = f(w)$: représente la variation de l'indice des vides en fonction de la teneur en eau (courbe de retrait). L'intersection de la ligne de saturation avec l'asymptote horizontale de la courbe lorsque la teneur en eau tend vers zéro correspond à la limite de retrait du matériau w_{SL} . La limite de retrait w_{SL} du mélange 65T35SD non traité est de l'ordre de 14%, elle correspondant à un indice des vides de limite de retrait e_{SL} de l'ordre de 0,39. Pour le mélange traité, la valeur de w_{SL} augmente avec la teneur en chaux jusqu'à une valeur supérieure à 17%, correspondant à e_{SL} de l'ordre de 0,43.

Le plan (B), $e = f(s)$: représente la courbe de compressibilité hydrique. On observe deux domaines de variation de l'indice des vides, le premier étant caractérisé par une grande déformation, dans le second, la déformation étant quasi-nulle. La limite entre ces deux domaines correspond au point où débute le palier de retrait (indice des vides de limite de retrait e_{SL}). La succion correspondante est la succion de limite de retrait s_{SL} ($s_{SL} = 400\text{ kPa}$ pour le mélange 65T35SD non traité). On remarque que la valeur de s_{SL} pour les échantillons traités, sont inférieures à celle du matériau sans traitement. Pour un traitement avec 2% de

chaux la valeur de s_{SL} est de l'ordre de 320 kPa, cette valeur diminue jusqu'à 260 kPa pour un traitement avec 6% de chaux.

Dans le plan (C), $S_r = f(w)$: on distingue deux parties sensiblement linéaires, la première présente un palier horizontal qui indique le domaine dans lequel le sol reste quasi saturé. La deuxième partie met en évidence la désaturation du sol où le degré de saturation décroît rapidement avec la teneur en eau. L'intersection de la droite de drainage, tracée pour des degrés de saturation inférieurs à 50 % et l'axe horizontal correspondant à $S_r = 100 \%$, détermine la teneur en eau de désaturation notée w_d estimée à 16% pour le mélange 65T35SD sans traitement. On note que w_d augmente en fonction de pourcentage de chaux ajouté, elle passe de 17% à 19% lorsque la teneur en chaux augmente de 2% à 6%.

Le plan (D), $S_r = f(s)$: montre sur un chemin de drainage, le sol reste quasi saturé jusqu'à une succion appelée succion de désaturation « S_d » ou point d'entrée d'air, estimée à 100 kPa pour le mélange 65T35SD sans traitement. Au-delà de cette valeur, le degré de saturation diminue rapidement pour atteindre des valeurs d'environ 5% pour des succions supérieures à 3000 kPa. La valeur de S_d diminue de 50% pour un traitement de 6% de chaux.

Le plan (e E), $w = f(s)$: correspond à la courbe de rétention d'eau du sol (SWRC). On remarque que la teneur en eau diminue rapidement lorsque la succion augmente, pour le matériau non traité et traité.

3. 1. *Influence de la chaux sur la résistance à la compression*

Les évolutions des résistances en compression simple et les teneurs en eau de nos échantillons, avec et sans traitement, en fonction de la durée de conservation sont représentées sur la figure 2. D'après ces résultats, nous pouvons remarquer que les allures des courbes sont très comparables entre eux. L'évolution de la résistance à la compression et la teneur en eau en fonction du temps passe par deux phases : *La première de 0 à 3 jours* où la vitesse de durcissement est très rapide, et pendant cette phase la teneur en eau diminue rapidement. *Deuxième phase (3 à 28 jours)* : la vitesse de durcissement est faible, et la teneur en eau est en décroissance lente. Donc la perte de la teneur en eau favorise la résistance à la compression. Le traitement de l'échantillon avec 6% de chaux acquiert une bonne résistance à la compression après 28 jours de conservation à l'air libre avec un gain proche de 70%. Les résultats trouvés coïncident avec les résultats de Goual et al. 2008 [6].

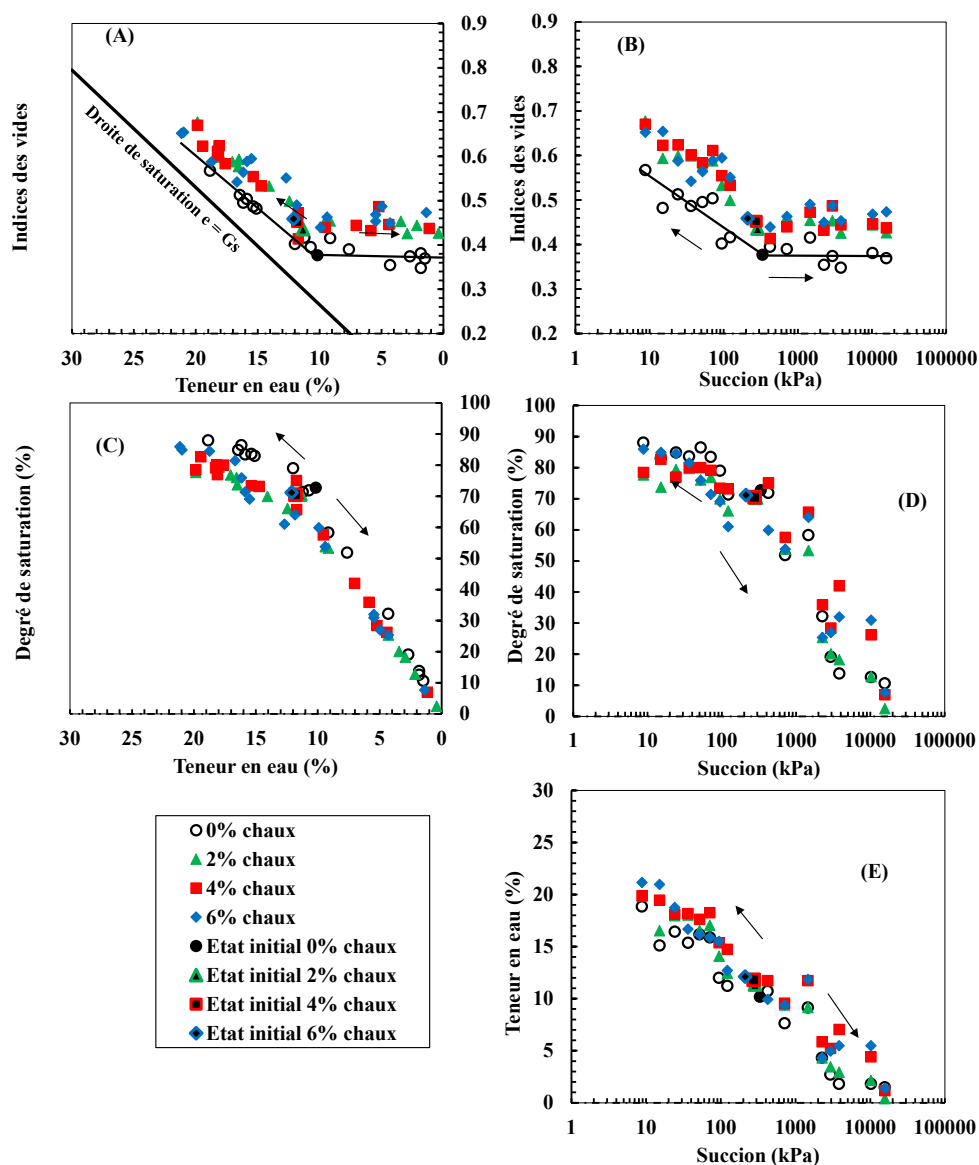


Figure.1. Chemins de drainage - humidification du mélange 65T35SD sans et avec le traitement à la chaux.

Tableau 2. Effet de la chaux sur les différents paramètres des chemins de drainage-humidification du mélange 65T35SD

Paramètres	65T35SD + 0% Chaux	65T35SD + 2% Chaux	65T35SD + 4% Chaux	65T35SD + 6% Chaux
Succion de désaturation : s_d (kPa)	100	75	70	50
Succion de la limite de retrait : s_{SL} (kPa)	400	320	290	260
Limite de retrait : w_{SL} (%)	14	16,7	17,5	17,5
Indice des vides à la limite de retrait : e_{SL}	0,39	0,42	0,43	0,43

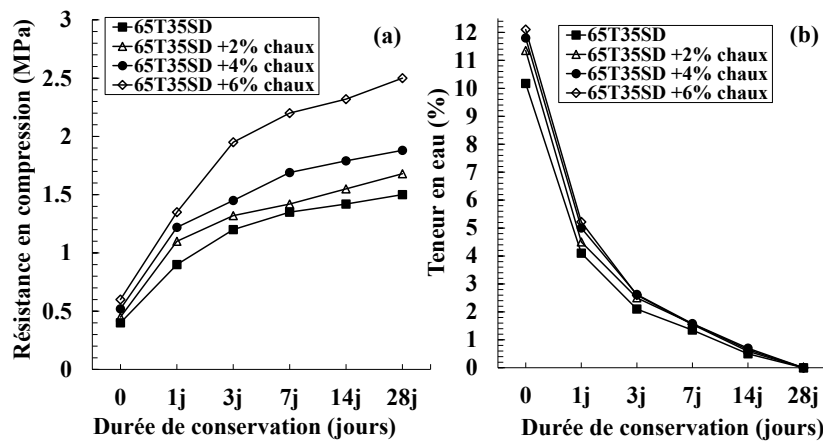


Figure.2. Evolution de : la résistance à la compression (a) et de la teneur en eau (b) en fonction de la durée de conservation.

3. 2. Influence de l'immersion sur la résistance à la compression

Pour étudier l'influence de l'immersion sur la résistance à la compression, nous avons divisés les éprouvettes conservées pendant 28 jours à l'air libre, en trois séries. Chaque série est composée de trois éprouvettes. La 1^{ère} série subit une immersion totale dans l'eau pendant 1 jour, la 2^{ème} série immergée pendant 7 jours et la 3^{ème} série immergée pendant 14 jours. Après chaque durée d'immersion, les éprouvettes sont soumises à des essais de compression simple. Nous avons remarqué lors de l'immersion que les éprouvettes non traitées sont détruites rapidement (au bout de 1 minute) et les éprouvettes traitées par 2% de chaux sont détruites après 24 h d'immersion. La figure 3 représente les résultats de cet essai.

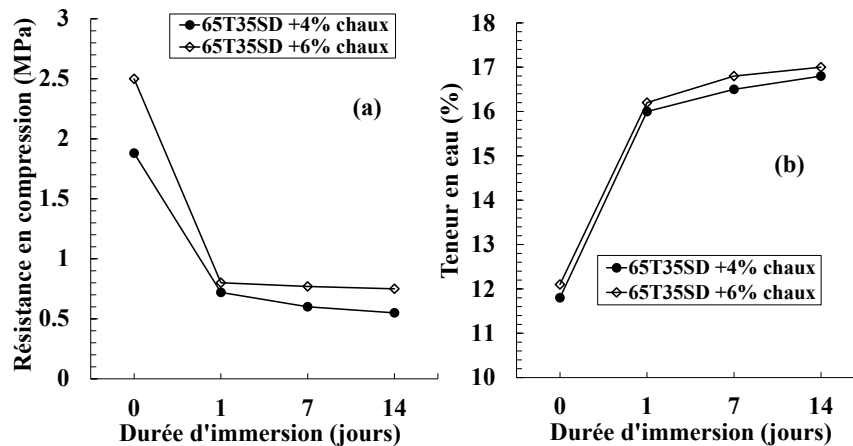


Figure .3. Evolution de la résistance à la compression (a) et la teneur en eau (b) en fonction de la durée d'immersion.

D'après ces résultats nous remarquons que le traitement avec la chaux améliore légèrement la sensibilité du matériau à l'eau, mais cette amélioration reste toujours inférieure au résultat attendu. Après 14 jours d'immersion, les éprouvettes traitées par 6% de chaux subissent une chute de la résistance en compression de 70%. D'autres auteurs [5],[6] ont obtenu des résultats similaires.

4 Conclusion

Notre étude rentre dans le cadre de la valorisation des matériaux locaux afin de généraliser leurs utilisations en techniques routières pour différents trafics (moyen et fort) dans des conditions climatiques sévères.

A travers les essais effectués dans le présent travail, les principales conclusions se résument comme suit :

- La limite de retrait (w_{SL}) et la teneur en eau de désaturation (w_d) augmentent avec l'augmentation de la teneur en chaux, tandis que, la succion de limite de retrait (s_{SL}) et succion de désaturation (s_d)

diminuent. Cela peut s'expliquer par la modification du comportement rhéologique du matériau qu'il a mentionnées et expliqué par [12].

- Le dosage de stabilisant influe directement et positivement sur la résistance à la compression et la durée de conservation favorise cette amélioration. Cette amélioration est due à l'actions à long terme de la chaux sur le matériau, en effet, en présence de particules d'argiles, se développe une action pouzzolanique qui aboutit à la formation de silico-aluminates de calcium insolubles, qui cristallisent en créant des liaisons analogues à celles obtenues avec un liant hydraulique. Toutefois, ces réactions sont lentes, leur vitesse dépend, en outre, de la température.
- Le traitement de notre échantillon par 6% de la chaux acquière la bonne résistance à la compression après 28 jours de conservation à l'air libre avec un gain proche de 70%.
- Le traitement par la chaux n'est pas une solution adéquate pour que le matériau soit insensible à l'eau. Donc des mesures de protections contre l'infiltration des eaux doivent être prises lors de la construction d'une chaussée.

Il est plus que nécessaire que des études complémentaires soient réalisées à long terme et en fatigue, sur un échantillonnage de mélange 65T35SD traités avec d'autres types de liants (ciment, cendres volantes, laitiers, ...) pour comparer les performances obtenues avec celles des matériaux dits nobles tels que les graves traitées.

5 Références

- [1] Morsli, M., Bali, A., Fleureau, J. M. : *Valorisation des matériaux locaux*, Conférence Internationale de Géo engineering, USTHB, Alger (2000).
- [2] Fenzy, E. : *Particularité de la technique routière au Sahara*, Revue générale des routes et aérodromes, N° 411, p. 57-71 (1966).
- [3] Morsli, M., Abderrahim B., Mahmoud, B., and Michel, G. : *Etude du durcissement d'un tuf d'encroûtement de Hassi-Messaoud (Algérie)*, Revue Européenne de Génie Civil, vol.11, No. 9–10, pp 1219–1240 (2007).
- [4] Struillou L, Alloul B. : *Valorisation routière des tufs d'encroûtements en Algérie*, Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Symposium International sur les Granulats (1984).
- [5] Daheur E.G., Goual, I., and Taibi, S. : *Effet de l'immersion sur le comportement mécanique d'un tuf gypso-calcaire traité aux liants organique ou hydraulique*, 3th international conference on unsaturated soils, Batna, Algeria (2015).
- [6] Goual I., Goual M.S., Gueddouda M.K., Ferhat A.: *Effect of treatment with Lime and Cement to the Mechanical Behavior of Calcareous Tuffs: For use in Pavement Layers in the region of Laghouat – Algeria*, International Conference on Construction and Building Technology -A- (10) – 2008, pp 101-112 (2008).
- [7] E. G. Daheur, I. Goual, S. Taibi, R. Mitiche-Kettab, *Effect of dune sand incorporation on the physical and mechanical behaviour of tuff: (experimental investigation)*, Geotechnical and Geological Engineering, 37(3) 1687-1701 (2019).
- [8] Struillou L, Alloul B. : *Valorisation routière des tufs d'encroûtements en Algérie*, Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Symposium International sur les Granulats (1984).
- [9] ASTM D. 2487-06, *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes*, Unified Soil Classification System (2006).
- [10] L. SETRA, Guide technique, *Réalisation des remblais et des couches de forme*, Guides du LCPC (2000).
- [11] NF P. P 11-300, *Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières*, Exécution des terrassements (1992).
- [12] Nicolas Cabane : *Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques : Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation*. Thèse de doctorat, Ecole nationale supérieure des Mines de St-Etienne (2004).

COMPORTEMENT MECANIQUE SUR CHEMIN OEDOMETRIQUE A SUCCION CONTROLEE D'UN SOL GONFLANT A L'ETAT NATUREL

M. MEBARKI¹, T. KARECH¹, S. BENYAHIA², F.M. DERFOUF³, N. ABOU-BEKR³ et S. TAIBI⁴.

¹ Université Mostefa Ben Boulaïd, Batna 2, email : meb_mehdi@hotmail.com, karech@hotmail.com

² Université Mohamed Seddik Ben Yahia, Jijel, email: sabah.benyahia@yahoo.com

³ Université A. Belkaid Tlemcen, Laboratoire Eau et Ouvrages dans Leur Environnement, email : der_mounir@yahoo.fr, aboubekrnabil@yahoo.fr

⁴ Université du Havre, Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, email: said.Taibi@univ-lehavre.fr.

Résumé. Pour approfondir nos connaissances sur le couplage entre la succion et la contrainte totale et son influence sur le comportement hydromécanique des sols gonflants, cet article présente une étude expérimentale à l'aide d'un œdomètre à succion contrôlée par la technique osmotique sur un sol gonflant à l'état naturel provenant de la région de Boumagueur (Wilaya de Batna). Un cycle de chargement-déchargement a été appliqué à chacun des échantillons intacts à différents niveaux de succion (0, 2, 4, 6 et 8 MPa). Les résultats montrent que la succion rigidifie le matériau, et la compressibilité du sol étudié est fortement influencée par toute variation de succion. La pente de compression plastique λ_s diminue et la contrainte de préconsolidation apparente augmente avec l'augmentation de la succion, cela indique que la pression de préconsolidation apparente d'un sol gonflant n'est pas seulement fonction de sa densité, mais dépend également de la succion imposée. Pour la pente de déchargement κ_s , il a été constaté que ce paramètre n'est pas fortement influencé par la succion mais prend sa valeur maximale pour une succion nulle.

Mots clés : succion, œdomètre osmotique, compression plastique, contrainte de préconsolidation, échantillon intact, sol gonflant.

1 Introduction

Le phénomène de retrait/gonflement qui est globalement lié aux sols gonflants non saturés est fortement influencé par les variations de l'état hydrique du sol et pose de sérieux problèmes. L'étude de ce type de sol devient une préoccupation importante des géotechniciens, d'une part, parce que la non-saturation intervient dans beaucoup de problèmes liés aux tassements différentiels des fondations sous l'effet des fluctuations du niveau de la nappe phréatique ou même sous l'effet des conditions climatiques, les problèmes liés aux ouvrages en terre, la stabilité des talus, l'excavation des tunnels, etc. D'autre part, l'expérience a montré que les approches classiques de la mécanique des sols saturés sont parfois insuffisantes pour prédire le comportement de ce type de sol.

Ces changements de l'état hydrique du sol peuvent également affecter les propriétés hydromécaniques des sols d'une manière significative [2][12]. Pour étudier ces propriétés, il est nécessaire de déterminer le comportement couplé de ces sols en fonction des contraintes appliquées et de la succion. Pour cela, de nombreuses techniques permettant le contrôle et l'imposition de la succion ont été développées et adaptées à des essais mécaniques comme l'œdomètre et le triaxial [7][11][13].

La région de Boumagueur -Batna- qui se trouve à l'est algérien, est pleinement concernée par le problème de retrait/gonflement des sols argileux. Dans cette région, d'importants désordres liés à ce problème ont été observés au niveau des différents éléments des constructions (fondations, structures, maçonnerie,...), au niveau des canalisations des eaux usées ainsi qu'au niveau des ouvrages de génie civil (déformations des chaussées).

Pour caractériser le comportement des sols de la région de Boumagueur, un nouvel œdomètre à succion contrôlée a été développé. Cet appareil permet d'étudier le comportement du sol, suivant différents

chemins de sollicitations hydriques et mécaniques, en utilisant la technique osmotique pour imposer la succion. Les premiers résultats de caractérisation de la marne de Boumagueur sous forme des échantillons intacts à l'état naturel, suivant un chemin de chargement-déchargement à succion contrôlée, sont présentés.

2 Matériels et Méthodes

2.1. Technique Osmotique

La méthode osmotique est une technique simple à mettre en œuvre pour imposer des succions comprises entre 0 et 8500 kPa. Son principe consiste à mettre l'échantillon de sol en contact avec une solution de macromolécules organiques de polyéthylène glycol PEG, par l'intermédiaire d'une membrane semi-perméable ne laissant passer que l'eau. Cette solution se trouve à une pression osmotique fixée par la concentration en PEG et à l'équilibre la pression interstitielle de l'eau dans l'échantillon correspondra à cette pression osmotique. La macromolécule couramment utilisée est le polyéthylène glycol (PEG) ayant un poids moléculaire de 20000 ou 6000 Dalton. Le rapport entre la concentration de la solution et la succion est indépendant du type de PEG et peut être approché par une équation parabolique [5] de forme :

$$s = 11c^2 \quad (1)$$

Où, s : est la succion (MPa) ;

c : est la concentration de PEG exprimée en g de PEG par g d'eau.

2.2. Méthode du papier filtre (ASTM D5298)

Cette méthode de mesure de la succion repose sur le fait qu'à l'équilibre hydrique, le potentiel de l'eau du sol et le potentiel de l'eau du papier filtre en contact direct avec le sol sont identiques. Après que l'équilibre hydrique est établi entre le papier filtre et le sol, la teneur en eau du papier filtre est correspond à une valeur de succion selon la courbe d'étalonnage typique du papier filtre [8]. Le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre du potentiel hydrique est de 15 jours. La gamme de succion accessible par cette technique est comprise entre quelques kPa et plusieurs centaines de MPa.

2.3. Œdomètre Osmotique

En s'inspirant des travaux de Derfouf et al. 2017, un œdomètre qui permet l'imposition de la succion à l'aide de la technique osmotique a été développé, cet appareil a été conçu de façon à permettre :

- Une imposition de la succion par la base et la tête de l'échantillon, ce qui homogénéise la succion sur la hauteur de l'échantillon.
- Appliquer des charges élevées sans avoir de problème de circulation du PEG notamment quand la concentration de ce dernier devient élevée.

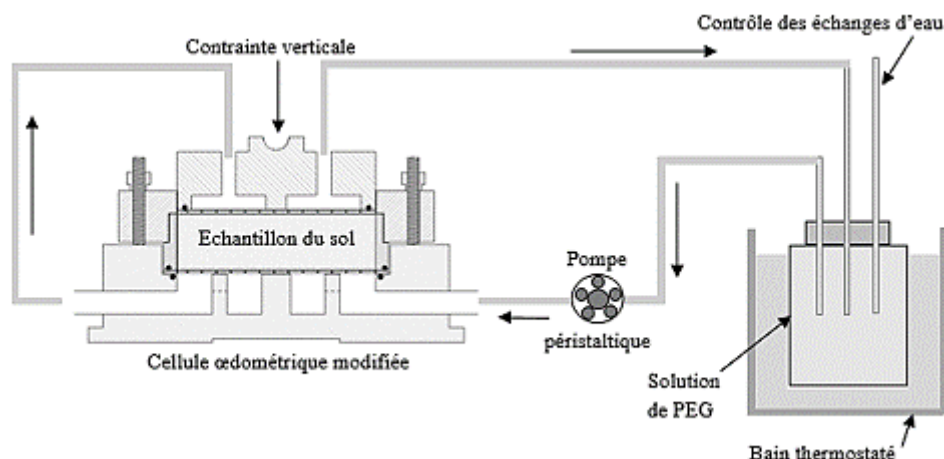


Figure. 1. Schéma du montage expérimental de l'œdomètre osmotique.

La circulation de la solution de PEG à travers la base et le haut de l'échantillon a été assurée le long des essais en utilisant une pompe péristaltique. La solution circule à travers le fond et le piston de l'enceinte œdométrique, qui a été conçue pour permettre à la solution de circuler à travers toute la zone inférieure et supérieure de l'échantillon du sol. Entre l'échantillon et la solution de PEG, une membrane semi-perméable (Spectra / Por® n° 3) a été introduite pour empêcher le passage des macromolécules de PEG vers l'échantillon. Dans l'œdomètre modifié, la contrainte verticale et la succion maximales accessibles sont respectivement de 2000 kPa et 8000 kPa. La hauteur initiale et le diamètre de l'échantillon du sol sont respectivement de 2 et 7 cm. Lorsqu'une succion donnée était imposée, il fallait environ douze jours pour atteindre l'équilibre des déformations.

3 Identification du matériau étudié

Le matériau sujet de cette étude est la marne de Boumagueur (Wilaya de Batna) ; située à 85 km à l'Ouest de la ville de Batna. L'identification physique et chimique a donné lieu aux résultats répertoriés dans le tableau 1. Selon la classification USCS/LCPC, ce matériau est une argile faiblement organique très plastique (fO-At). De la valeur de la teneur en carbonate de calcium, on déduit que c'est une marne. Les valeurs initiales de la teneur en eau, le degré de saturation et de l'indice des vides sont respectivement $w_0=14\%$; $S_{r0}=86\%$; $e_0 = 0.43$.

Tableau 1. Résultats d'identification du matériau étudié.

Identification physique			Norme
Granulométrie Gravier Sable Limon Argile	(%)	-	NF P 94-056
	(%)	5	
	(%)	35	
	(% < 2µm)	60	
	(% < 80µm)	98	
Limite d'Atterberg Limite de liquidité w_L Limite de plasticité w_p Indice de plasticité I_p	(%)	61.5	NF P 94-051
	(%)	29.5	
	(%)	32	
Densité des grains solides		2.65	NF P 94-054
Identification chimique			
Valeur de bleu VB		7.2	NF P 94-068
Surface spécifique totale	(m ² /g)	150.7	
Teneur en CaCO₃	(%)	46	NF P 94-48
Teneur en matière organique	(%)	8.5	XP P 94-47
Activité des argiles		0.53	

La composition minéralogique du matériau étudié a été déterminée par la diffraction aux rayons X. Le sol contient 19% quartz et 60% de minéraux argileux, dont 40% est de montmorillonite, 5% d'illite et 15% de kaolinite. Le tableau 2, montre le pourcentage de chaque composant minéral du matériau étudié.

Table 2. Composition minéralogique du matériau étudié.

Quartz	Calcite	Gypsum	Dolomite	Feldspar	Montmorillonite	Illite	Kaolinite
19%	16.5%	0.1%	2%	2.4%	40%	5%	15%

4 Résultats et interprétation

Pour la caractérisation du comportement sur chemin œdométrique à succion contrôlée, les essais ont été réalisés sur un sol intact à l'état naturel. Le programme expérimental consiste à réaliser une série d'essais œdométriques de chargement-déchargement sous différents niveaux de succions constantes. La succion

initiale des échantillons est de l'ordre de 20 MPa, déterminée par la méthode du papier filtre. La figure 2, représente les chemins succion-contrainte suivis pour l'ensemble des essais œdométriques à succion contrôlée. L'état initial de tous les échantillons correspond au point «A» correspondant à une faible contrainte verticale d'environ 1,5 kPa (Charge du piston) et une succion initiale d'environ 20 MPa. Tout d'abord, chaque échantillon est soumis à une succion imposée donnée, on suit alors des chemins d'humidification et par conséquent un gonflement des échantillons, car la succion initiale des échantillons est supérieure à la succion imposée. Lorsque l'équilibre est atteint, l'échantillon a été chargé puis déchargé sous une succion constante.

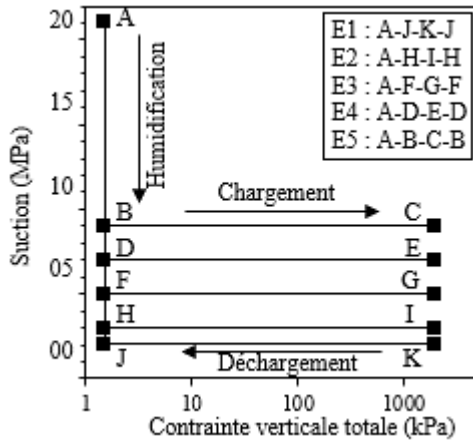


Figure 2. Chemin de succion-contrainte suivi lors des essais œdométriques à succion contrôlée.

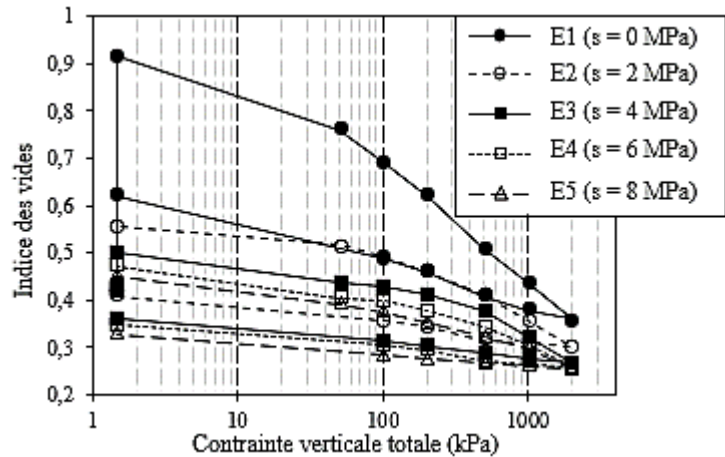


Figure 3. Courbes œdométriques à succion contrôlée de la marne de Boumagueur, tracées en contraintes totales.

La figure 3 représente les courbes œdométriques à succion contrôlée de tous les essais effectués, dans le plan indice des vides-contrainte verticale totale [e , $\log(\sigma_v)$]. Les valeurs des coefficients de compression plastique λ_s et de gonflement κ_s , calculés pour les différents essais réalisés ont été regroupées dans le tableau 3. Le calcul de λ_s se fait entre les deux derniers points de chargement, tandis que celui de κ_s , se fait entre le dernier point de chargement et le point de déchargement qui correspond au poids du piston (1.5 kPa). Dans le même tableau, les valeurs de la pression de préconsolidation apparente P_s déterminées à partir de l'intersection des droites de la partie surconsolidée et normalement consolidée ainsi que les valeurs du potentiel de gonflement ont été ajoutées.

Tableau 3. Valeurs des pentes de compressibilités, de la contrainte de préconsolidation apparente et du potentiel de gonflement en fonction de la succion.

Essai	E1	E2	E3	E4	E5
Succion imposée (kPa)	0	2000	4000	6000	8000
λ_s	0.119	0.080	0.075	0.069	0.060
κ_s	0.038	0.022	0.020	0.021	0.021
$\kappa_{s \text{ char}}$	0.044	0.017	0.018	0.017	0.017
Pression de préconsolidation P_s (kPa)	120	295	415	480	645
Potentiel de gonflement (%)	33.2	10.2	5.6	3.1	1.3

Sur la figure 4, nous avons tracé l'évolution des pentes de chargement plastique λ_s et de déchargement κ_s , calculées dans le plan des contraintes totales en fonction de la succion. Nous avons aussi ajouté la pente de chargement de la partie surconsolidée $\kappa_{s \text{ char}}$. L'ensemble de ces valeurs est donné dans le tableau 3.

Les résultats montrent qu'il y a une dépendance entre la succion et la pente λ_s , de façon à ce que cette dernière diminue avec l'augmentation de la succion, ce qui rejoint la majorité des résultats trouvés dans la

littérature [1][3][9]. De l'état saturé ($s = 0$ kPa) à l'état où $s = 8000$ kPa, la pente λ_s a diminué de plus de 50 %.

Concernant la pente de déchargement κ_s , il semble que cette dernière est indépendante de la succion. Par contre, on remarque que l'ensemble des valeurs de cette pente, sont inférieures à celle calculée à l'état saturé (Essai E1 : $s = 0$ Mpa) où le paramètre κ_s prend sa valeur maximale, ce qui rejoint les observations de Rampino et al, 2000. Une même évolution de la pente de chargement de la partie surconsolidée $\kappa_{s\text{ char}}$, a été constaté, on note également qu'elle est indépendante aussi de la succion et a une valeur moyenne de 0.017.

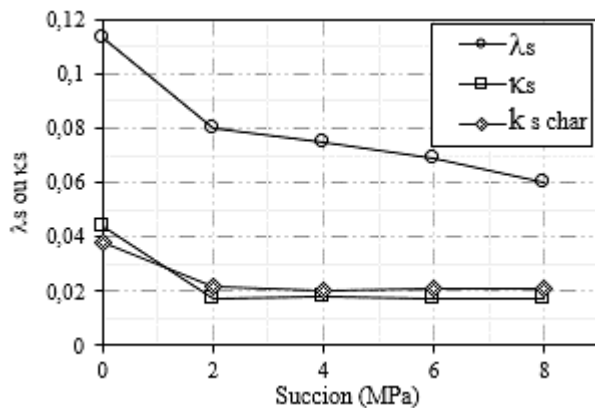


Figure. 4. Évolution de la compressibilité λ_s , κ_s et $\kappa_{s\text{ char}}$, en fonction de la succion, interprétation en contraintes totales.

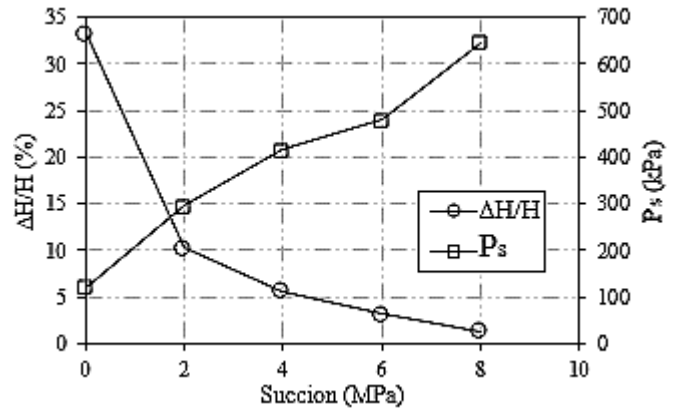


Figure. 5. Variation de la pression de préconsolidation apparente P_s et du potentiel du gonflement en fonction de la succion.

Les valeurs de la pression de préconsolidation apparente P_s obtenues ont été tracées en fonction de la succion imposée dans la figure 5. La pression de préconsolidation apparente diminue avec la diminution de succion lors d'un chemin d'humidification. Cela indique que la pression de préconsolidation apparente d'un sol gonflant ne dépend pas seulement de sa densité, mais elle dépend également de la succion imposée au sol.

Les variations du potentiel de gonflement $\Delta H / H$ en fonction de la succion imposée ont été également rapportées dans le même graphique (Figure 5). Lors d'humidification, il a été constaté que la diminution de la succion se traduit par une augmentation du potentiel de gonflement jusqu'à une valeur maximale pour une succion imposée nulle (essai E1), correspondant à un état saturé du sol. Pour cette valeur maximale du potentiel de gonflement, Cuisinier et Masrouri, 2005, expliquent que dans ce cas, la majeure partie des macropores de l'échantillon était occupée par des particules d'argile gonflantes.

5 Conclusion

L'utilisation d'un œdomètre osmotique à double échange, a permis de présenter les premiers résultats sur chemin de chargement-déchargement à succion contrôlée de la marne de Boumagueur dans son état naturel.

Les résultats obtenus ont montré un certain nombre d'aspects du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés, à savoir : on constate que la contrainte de préconsolidation apparente augmente avec la succion, tandis que la pente λ_s diminue avec la succion, ce qui signifie que la succion rigidifie le sol et cela indique aussi que la pression de préconsolidation apparente d'un sol gonflant n'est pas seulement fonction de sa densité, mais dépend également de la succion imposée. En ce qui concerne la pente de déchargement κ_s , on a constaté que ce paramètre n'est pas fortement influencé par la succion mais prend sa valeur maximale pour une succion nulle.

Les résultats obtenus montrent l'extrême sensibilité du comportement hydromécanique du matériau étudié à toute variation de la succion, et nous ont permis de déterminer les paramètres du comportement hydromécanique de la marne de Boumagueur sur chemin œdométrique à succion contrôlée.

Références

- [1] Alonso E.E., Gens A., Josa A. : *A constitutive model for partially saturated soils*. Géotechnique 40(3), 405-430 (1990).
- [2] Bendahgane, M., Nechnech, A., Taibi, S., Abou-Bekr, N.: *Hydromechanical behaviour of an unsaturated Algiers clay*. European Journal of Environmental and Civil Engineering 21(9), 1093-1113 (2017).
- [3] Cui Y.J., Delage P. : *Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt*. Géotechnique 46(2), 291-311 (1996).
- [4] Cuisinier O., Farimah Masrouri.: *Hydromechanical behaviour of a compacted swelling soil over a wide suction range*. Engineering Geology 81, 204– 212 (2005).
- [5] Delage, P., Howat, M.D., Cui, Y.J.: *The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay*. Engineering Geology 50(1), 31-48 (1998).
- [6] Derfouf F.M., Abou-Bekr N., Taibi S., Allal M.A., Benchouk A. : *Hydromechanical behaviour of a marl on controlled suction oedometer path*. European Journal of Environmental and Civil Engineering 24(4), 500-519 (2017).
- [7] Favero, V., Ferrari, A., Laloui, L.: *On the hydromechanical behaviour of remoulded and natural Opalinus Clay shale*. Engineering Geology 208, 128-135 (2016).
- [8] Fredlund D.G., Rahardjo H. : *Soils mechanics for unsaturated soils*. John Wiley publications. New York. USA. (1993).
- [9] Qin P.J., Ye W.M., Chen Y.G., Chen B., Cui Y.J.: *Influence of strain-rate on hydromechanical behavior of highly compacted GMZ01 bentonite*. Engineering Geology 195, 85–92 (2015).
- [10] Rampino R., Mancuso C., Vinali F.: *Experimental behaviour and modelling of an unsaturated compacted soil*. Canadian Geotechnical Journal 37(4), 748-763 (2000).
- [11] Sun, D.A., Matsuoka, H., Xu, Y.F.: *Collapse behaviour of compacted clays in suction controlled triaxial tests*. Geotechnical Testing Journal 27(4), 362-370 (2004).
- [12] Tang, C.S., Wang, D.Y., Shi, B., Li, J.: *Effect of wetting–drying cycles on profile mechanical behavior of soils with different initial conditions*. Catena 139, 105-116 (2016).
- [13] Zhang, J., Sun, D., Zhou, A., Jiang, T.: *Hydromechanical behaviour of expansive soils with different suctions and suction histories*. Canadian Geotechnical Journal 53(1), 1-13 (2016).

ÉVOLUTION DE LA STRUCTURE D'UN SOL GONFLANT TRAITÉ AU COURS DES CYCLES SÉCHAGE-MOUILLAGÉ

O. BAHLOUL¹, K. ABBECHE¹, R. BOUFARH², H. BEKHOUCHE¹

¹ *Laboratoire de Génie Civil-Risques et Ouvrages en Interaction université Batna2, email : o.bahloul@univ-batna2.dz*; k.abbeche@univ-batna2.dz; h.bekhouche@univ-batna2.dz*

² *Université Tebessa, email : rafik.boufarh@univ-tebessa.dz*

Résumé. Les sols non saturés présentent de grands changements de volume lorsque leur teneur en eau change. Ces sols sont sensibles à l'eau et posent d'énormes problèmes aux géotechniciens. Le présent travail est consacré à l'étude de la caractérisation physique et mécanique d'un sol gonflant provenant de la région de Texlent N'Gaous avant et après traitement par les solutions salines, ainsi que l'évolution du retrait-gonflement de ce sol sous l'effet de cycles séchage-mouillage à différentes températures (estivale et hivernale).

Mots clés: sol gonflant, caractérisation, sels, retrait.

Abstract. Unsaturated soils show large changes in volume as their water content changes. These soils are sensitive to water and constitute considerable problems for the geotechnicians. The present work aims to study the physical and mechanical characterisation of the soil swelling of Texlent N'Gaous region before and after treatment with saline solutions, and also the evolution of its shrinkage-swelling due to drying-wetting cycles under different temperatures (summer and winter).

Key words: swelling soil, characterization, salts, shrinkage.

1 Introduction

Les sols gonflants sont reconnus comme des sols sensibles aux variations hydriques subies au cours des cycles saisonniers. Ces variations d'humidité peuvent engendrer des désordres importants sur les ouvrages (bâtiments, fondations superficielles, ouvrages de soutènement, remblais, tunnels, etc.). Les exemples de désordres liés à la présence d'argiles gonflantes sont nombreux et variés [1], [2]. Par ailleurs, plusieurs techniques de traitement ont été élaborées par plusieurs chercheurs en l'occurrence traitement à la chaux, au ciment, au sable, aux cendres volantes, à la pouzzolane et aux sels [3], [4], [5], [6], [7], [8], [9]. En effet, l'efficacité d'un sel (seul ou combiné à des polymères) dans la réduction du gonflement d'une argile peut être liée à la capacité d'échange cationique, à la valence, et à la nature et taille des cations. Les types de sels jouent un rôle majeur dans les substitutions ioniques qui se produisent à l'intérieur des feuillets argileux, ainsi que dans l'amélioration des propriétés géotechniques des sols [10], [11], [12], [13]. et ont montrés que le gonflement peut être réduit. En outre, l'influence des cycles séchage/humidification sur le comportement hydromécanique des sols gonflants a été étudiée par plusieurs auteurs dont [14] et [15]. Le présent travail étudie la stabilisation d'une argile gonflante prélevée intacte de la région de Texlent N'Gaous (Est de l'Algérie). Des essais d'identification, tels que limites de consistance, gonflement libre et retrait ont été effectués sur le sol traité et non traité par des solutions salines: chlorure de sodium (NaCl) et le chlorure de potassium (KCl) à différentes concentrations (0, 0.5, 1, 1.5 et 2 mol/l). Cette étude est complétée par l'investigation de l'évolution du retrait-gonflement sous l'effet des cycles séchage-mouillage, ainsi que par le mode de saturation par capillarité. Les résultats obtenus montrent une réduction du potentiel et pression de gonflement. Ces grandeurs sont influencés par la concentration saline et par la nature du sel.

2 Matériaux et Matériels

Les essais ont été menés sur une argile intacte gonflante, composée principalement de montmorillonite ($\text{Al}_{2-x}\text{Mg}_x\text{Si}_4(\text{O}_{10})(\text{OH})_2(\text{Na}, 0.5\text{Ca}, \text{K} \dots)_x$), de quartz (SiO_2) et de kaolinite $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$. on note aussi la présence de calcite CaCO_3 et de gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) (figure 1). Le sol testé présente des similitudes avec les sols argileux étudiés par [9] et [16]. Trois séries d'échantillons ont été préparées pour, respectivement, trois séries d'essais:

- la première série d'essai pour l'essai de gonflement libre-pression. Le comportement du gonflement a été étudié mesuré en utilisant le test œdométrique pour l'essai de gonflement libre d'après [17]. On procède à l'inondation de l'échantillon (respectivement) par l'eau distillée et par des solutions salines telles que NaCl et KCl à différentes concentrations (0.5, 1, 1.5 et 2mol/l).
- La deuxième série concerne l'essai de retrait qui permet de mesurer la déformation d'une éprouvette de sol lors de l'évaporation de sa phase liquide. On suit l'évolution simultanée de la masse de l'éprouvette (qui donne l'évolution de la teneur en eau) et de sa hauteur ou de son volume. A la fin de l'essai de gonflement libre, on a remesuré la masse avec la bague et les dimensions (diamètre et hauteur) de chaque éprouvette et même le diamètre et la hauteur de la bague. Puis on a laissé les éprouvettes sécher à l'air libre. Enlever la bague dès qu'elle s'est désolidarisée de l'échantillon (peser la masse de la bague). Faire des pesées et des mesures de la taille de l'éprouvette tout au long du séchage sur environ 10 jours pour atteindre la stabilisation. Le dernier point est obtenu à l'étuve à 105°C et cela permet aussi de mesurer la masse sèche de l'échantillon.
- la troisième série concerne l'essai de retrait-gonflement sous l'effet de cycles séchage –mouillage. Ceci revient à un séchage de l'échantillon à une température variant entre 30°C à 42°C, ensuite les échantillons passent au mode de la puis à une saturation par capillarité. Les caractéristiques géotechniques, chimiques et la classification de l'argile sont données dans les tableaux 1 et 2.

Tableau1.Caractéristiques physiques, géotechniques et classification du sol non traité.

Granulométrie (%)			Teneur en eau (%)	Poids Volumique (kN/m^3)		Limites d'Atterberg (%) et retrait (%)				
$\leq 80\mu\text{m}$	$\leq 2\mu\text{m}$	$\leq 2\text{mm}$	ω	γ_h	γ_d	ω_l	ω_p	I_p	ω_r	I_R
76.65	42	95.54	24.42	19.65	15.8	75.3	28.85	46.45	9.6	65.7
Classification du sol gonflant (potentiel de gonflement)			[18]					Très élevé		
			[19]					Très élevé		
			[20]					Très élevé		

Tableau2.Caractéristiques chimiques du sol non traité.

VBS (g/100g)	SST(m^2/g)	SO_4 (%)	CaCO_3 (%)
12	42	1.6	22

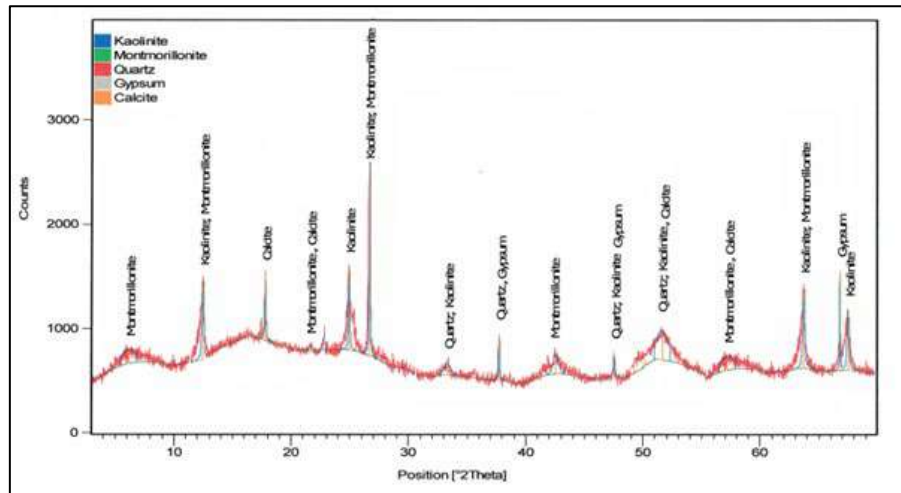


Figure 1. Diffraction aux rayons X du sol non traité.

3 Résultats et discussions

3.1. Effet du chlorure des solutions salines sur le gonflement libre

Les propriétés de gonflement du sol traité par les solutions salines (NaCl et KCl) ont été déterminées de la même manière que pour les essais non traités. D'après les résultats obtenus (figure 2), on constate des réductions substantielles du potentiel de gonflement, ainsi que de la pression de gonflement. On note que le potentiel et la pression de gonflement décroissent lorsque la concentration des sels augmente. Il y a lieu de souligner que le taux de réduction des potentiels de gonflement varie de 24% à 77% et de 20% à 67% respectivement pour les solutions salines KCl et NaCl (figure 2a). En outre, le taux de réduction de la pression de gonflement varie entre 25% à 80% et de 15% à 72% pour, respectivement, KCl et NaCl (figure 2b). Pour une même concentration saline, on constate que le chlorure de potassium (KCl) réduit plus le gonflement que le chlorure de sodium (NaCl), ce qui se traduit par un effet favorable sur la structure du matériau. Donc le comportement du sol traité par les solutions salines est influencé par la concentration ionique et la nature des cations adsorbés sur le complexe d'échange. Ce comportement corrobore avec les résultats de [6]. On opte pour un traitement efficace avec une teneur optimale de 1,5mol/l pour les deux sels.

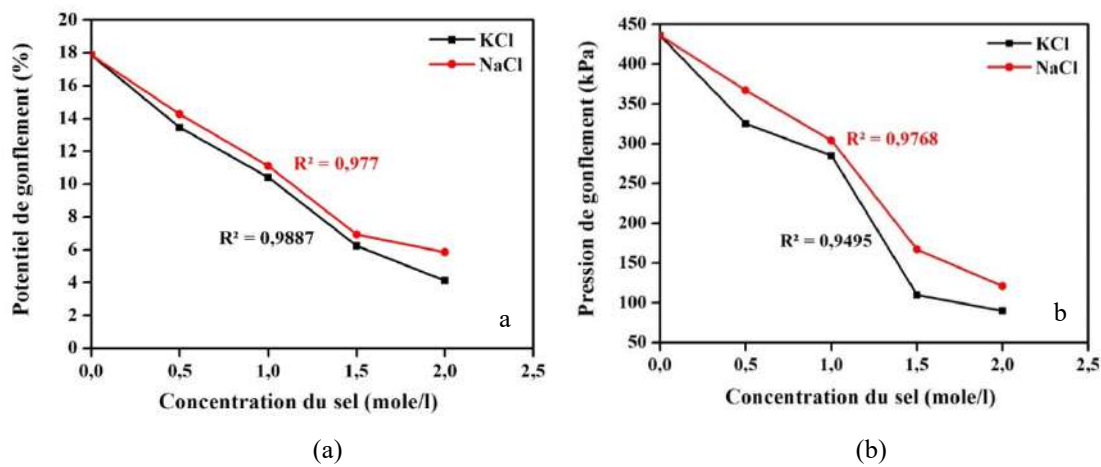


Figure 2. Variation du potentiel (a) et pression (b) de gonflement en fonction de la concentration de KCl et NaCl.

3. 2. Effet des sels sur le retrait

Pour étudier la diminution de la déformation du sol après le traitement par les solutions salines (KCl et NaCl), les échantillons ont été soumis à un essai de gonflement libre jusqu'à atteindre la teneur maximale $\omega_{\max}$, on calcule la déformation volumique totale de l'échantillon correspondant au changement de la teneur en eau de $W_{\max}$ (correspondant à l'état gonflé, le poids et le volume de l'échantillon) ont été surveillés pendant le séchage à l'air à zéro teneur en eau. Les résultats sont présentés sur la figure 3. La teneur en eau maximale à la fin du gonflement libre (correspondant au début de l'essai de retrait) apparaît être significativement affectée par la quantité de sel ajouté. L'eau adsorbée par le sol diminue avec les pores sous l'effet de la concentration ionique quel que soit le sel. Les courbes de retrait commençant à un indice des vides maximal $e_{\max}$ pour une teneur en eau maximale $\omega_{\max}$. La limite de retrait du sol témoin est de 9.6%, par contre les limites de retrait des sols traités varient entre 11.7% à 22.1% et 10.4% à 15.10% respectivement pour KCl et NaCl.

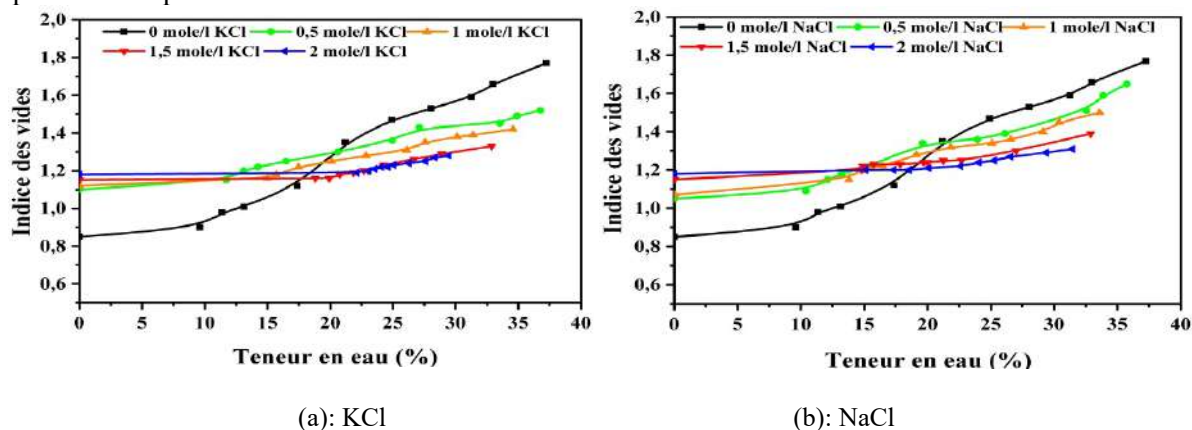


Figure. 3. Effet des solutions salines sur la courbe de retrait après gonflement.

3. 3. Évolution du retrait-gonflement selon le mode de saturation par capillarité

L'évolution de retrait-gonflement par le mode de saturation par capillarité a été effectuée sur le sol témoin et les sols traités par les solutions salines à une concentration de 1,5 mol/l. On constate (figure 4) qu'à l'issue du gonflement, le sol témoin a subi une déformation remarquable dans le sens vertical. Au cours du premier cycle de séchage-humidification, de petites fissures, de l'ordre de 0,4 mm, ont été détectées sur l'échantillon non traité. Ce type de macrostructure a été rapporté par l'auteur [16]. À partir du troisième cycle retrait-gonflement, on note un réseau de fissures de grande épaisseur avec une taille qui varie de 0,4 à 3,18 mm, et un rétrécissement appréciable. Par contre, pour les sols traités par le chlorure de sodium, le gonflement n'est pas important dans le sens vertical. On observe, au niveau des échantillons traités par NaCl, un retrait faible. La remontée des eaux par capillarité provoque le transport des sels jusqu'à la surface, et une couleur blanchâtre apparaît en surface à partir du troisième cycle. La macrostructure des échantillons traités au KCl révèle l'absence des fissures au cours des cycles séchage-humidification. On constate aussi une densification de la structure avec apparition de cristaux vitreux sur la surface du matériau à la différence du sol témoin.

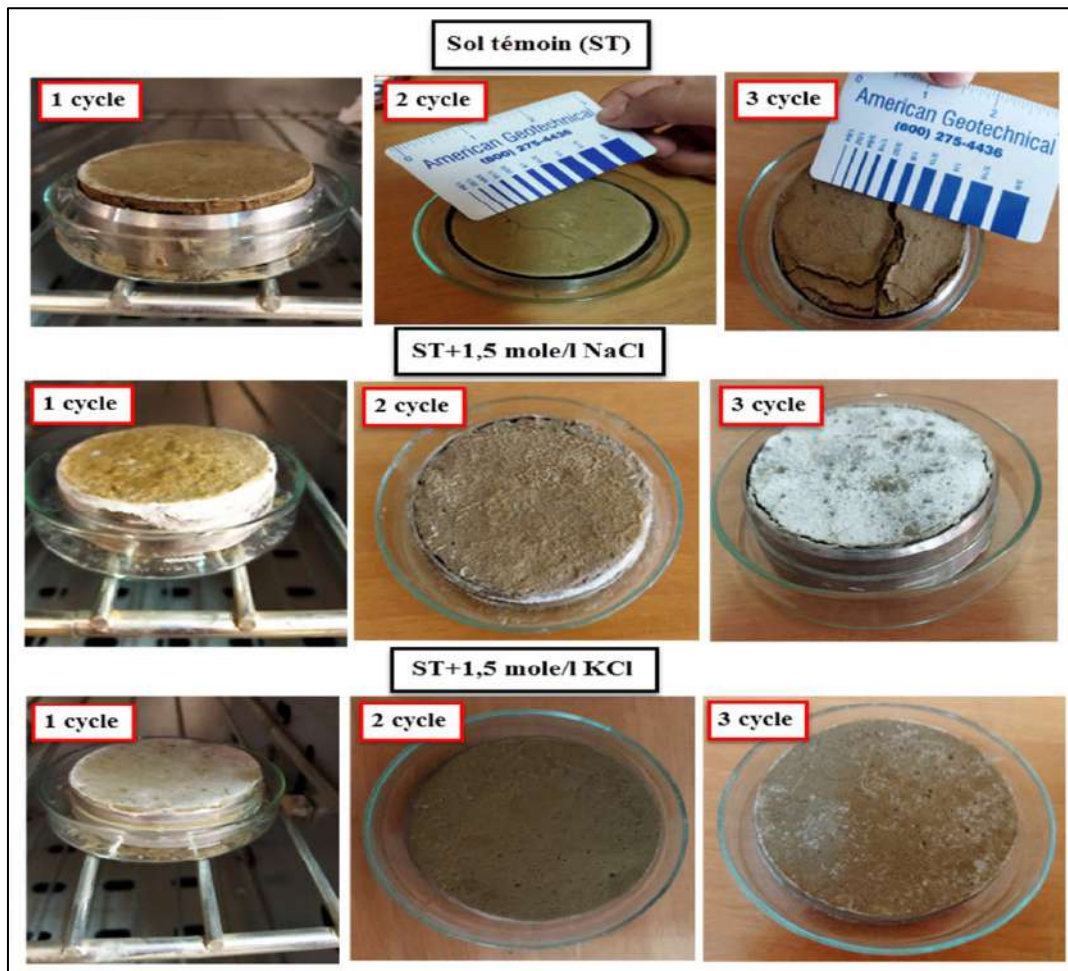


Figure. 4. Physiologie du sol témoin et du sol traité par NaCl et KCl à 1,5 mol/l au cours des différents cycles retrait-gonflement.

4 Conclusion

Ce travail a été effectué sur une argile intacte de la région de Texlent N'Gaous. La texture argileuse évolue d'une manière remarquable au cours des cycles séchage-mouillage et le mode par capillarité en donnant une réorganisation de la texture des constituants. Cette étude a montré l'effet avantageux du traitement du sol gonflant par les solutions salines KCl et NaCl sur le potentiel et la pression de gonflement. Le sel monovalent KCl réduit le potentiel et la pression de gonflement de 77% et de 80% respectivement. L'ajout de 1,5% du KCl peut être considéré comme un dosage optimal car une quantité supplémentaire de traitement modifierait légèrement les propriétés géotechniques tels que les limites de consistances, pression et potentiel de gonflement. Cependant, la structure argileuse évolue considérablement au cours des cycles humidification-séchage. La stabilisation chimique est efficace à l'encontre des sollicitations hydriques et climatiques avec une macrostructure différente de celle du matériau témoin.

Références

- [1] Bigot, G., Zerhouni, M.I.: *Retrait, gonflement et tassement des sols fins*. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 229, pp. 105-114. (2000).
- [2] Djedid, A., Bekkouche A.: *Identification and prediction of the swelling behavior of some soils from Tlemcen region of Algeria*. Bulletin des laboratoires des Ponts et chaussées, REF. 4375, pp. 69-77 (2001).
- [3] Al-Rawas, A.A., Hugo, A.W., Al-Sarmi, H.: *Effect of lime, cement and Sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman*. Building and Environment, vol. 40, pp. 681-687. (2005).
- [4] Louafi, B., Bahar, R.: *Sand: an additive for stabilization of swelling clay soils*. International Journal of Geoscience, vol. 3, pp. 719-725. (2012).

- [5] Belabbaci, Z., Mamoune, S., Bekkouche, A.: *Laboratory Study of the Influence of Mineral Salts on Swelling (KCl, MgCl₂)*. Earth Science Research Journal, vol. 2, pp. 135-142.(2012).
- [6] Gueddouda, M.K., Goual, I., Benabed, B.: *Effet de chaux, ciment et sel sur le potentiel de gonflement des argiles gonflantes des régions arides en Algérie*. European Journal of Environmental and Civil Engineering, vol. 17, N° 5, pp. 315-328.(2013).
- [7] Khemissa, M., Mahamedi, A.: *Cement and lime mixture stabilization of an expansive overconsolidated clay*. Applied Clay Science, 95, pp. 104-110.(2014).
- [8] Bourokba, SA., Hachichi, A., Souli, H., Taibi, S., Fleureau, JM.: *Effect of lime on some physical parameters of a natural expansive clay from Algeria*. European Journal Environmental Civil Engineering, pp. 108-125.(2015).
- [9] Bekhouche, H., Abbeche, K., Duc, M., Bahloul, O., Delage, P.: *The swelling and shrinkage properties of clay-rich soils after cement treatment A microstructural approach*. Italian Journal of Engineering Geology and Environment, vol. 2, pp. 5-22.(2018).
- [10] Hachichi, A., Fleureau, J.M.: *Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie*. Revue Française de géotechniques, pp. 37-55.(1999).
- [11] Abou-Bker, N., Sidi Mohamed, A.M.: *Stabilization of swelling soils using salts*. Conference International de Geotechnique. Beyrouth, pp. 1-6.(2004).
- [12] Azzouz, F.Z.: *Stabilisation des sols argileux de la région de Tlemcen par les sels*. Revue El Wahat pour les Recherches et les Etudes. vol. 8 N°1, pp.108 – 117.(2015).
- [13] Bahloul, O., Abbeche, K., Bahloul, A.: *Microstructure and Geotechnical Characteristics of a Highly Plastic Clay Treated By Magnesium Chloride*. Mining Science, vol. 26, pp. 249–262.(2019).
- [14] Khemissa, M., Mahamedi, A., Mekki, L.: *Laboratory investigation of the treatment effects by hydraulic binders on the physical and mechanical properties of an overconsolidated expansive clay*. International Journal of Geotechnical Engineering, pp. 1-14.(2017).
- [15] Al-Homoud, AS., Basma, AA., Hussein, AI., Bashabsheh, MA.: *Cyclic swelling behavior of clays*. J.Geotech.Eng, ASCE. (1995).
- [16] Medjenoun, A., Bahar, R.: *Effet du mode de saturation sur evolution du retrait-gonflement des argiles*. Proceeding du 4^{ème} Colloque International Sols non Saturés et Construction Durable UNSAT Oran.(2018).
- [17] ASTM D 4546-96 Method A.: *One-Dimensional swell or Settlement Potential of Cohesive Soils*. American Society For Testing and Materials.(2018).
- [18] Seed, H.B., Woodward, R.J., Lundgreen, R.: *Prediction of swelling potential for compacted clays*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE, vol. 88 SM4, pp. 107-131. (1962).
- [19] Williams, A.B., Donaldson, G.W.: *Developments related to building on expansive soils in South Africa*. Proceeding of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Denver, pp.834–844.(1980).
- [20] Chen, F.H.: *Foundations on expansive soils. Developments in Geotechnical Engineering*, Elsevier Publishing Co, vol. 54, 464p.(1988).

EFFET DE LA CHAUX SUR LES PARAMETRES MECANQUES DES SOLS MARNEUX

H. BOUDRA-BERRICH,¹ A. HACHICHI², S. BOUROKBA-MRABET³

¹Université d'Oran, Laboratoire des Matériaux, Sol et Thermique L.M.S.T, email : boudrahafida@yahoo.fr

²Université d'Oran, email : hachichi_geotech@yahoo.f

³Université d'Oran, Laboratoire des Matériaux, Sol et Thermique L.M.S.T, email : sa_bourok@yahoo.fr

Résumé. Le présent travail de recherche a pour objectif la stabilisation des sols marneux qui sont souvent sujets à des problèmes de gonflements, et de glissement. La stabilisation des sols mous par ajout de pouzzolane naturelle, ciment, cendres volantes et chaux a souvent été utilisée pour augmenter la résistance des sols.

Une méthodologie expérimentale a été développée permettant de déterminer le comportement de sol compacté à l'optimum Proctor et d'étudier l'influence de la chaux à différents pourcentages (2%, 4% et 6%) sur leurs propriétés mécaniques. Le sol provenant de la région de Nigriya à Arzew de la wilaya d'Oran. Les essais ont été menés sur des échantillons compactés à l'Optimum Proctor pour étudier l'effet de la chaux sur les paramètres Proctor, la résistance au cisaillement et les paramètres de compressibilité. Les résultats ont prouvé que l'addition de chaux permet d'augmenter la contrainte de cisaillement, réduire le gonflement et indice de compressibilité. Pour conclure les sols mous marneux peuvent être stabilisés avec succès par l'addition de la chaux.

Mots clés : Stabilisation, proctor, la chaux, sol marneux, résistance au cisaillement, compressibilité.

Abstract. The objective of this research work is to stabilize marly soils which are often subject to swelling and landslides problems. Stabilization of soft soils by adding natural pozzolan, cement, fly ash and lime has often been used to increase the strength of soils. An experimental methodology has been developed to study lime at different percentages (2%, 4% and 6%) on the physical and mechanical properties of a soil from the region of Nigriya in Arzew in the state of Oran. Tests were conducted on samples compacted at Proctor Optimum to investigate the effect of lime on Proctor parameters, shear strength and compressibility parameters. The results showed that the addition of 4% lime increases the shear stress, reduces swelling and the compressibility index. To conclude, soft marly soils can be successfully stabilized by the addition of lime.

Key words: Stabilization, proctor, lime, marly soil, shear strength, compressibility.

1. Introduction

Ces dernières années les techniques de développements dans le domaine des sols non saturés, ont contribué une meilleure compréhension du comportement des ouvrages en terre et des remblais, dont l'aspect non saturé n'est pas toujours pris en compte dans leurs dimensionnements. La différence essentielle engendrée par la présence d'une phase air dans les sols non saturés est reliée aux difficultés rencontrées dans les diverses tentatives d'extension de la contrainte effective de Terzaghi au cas non saturé. L'illustration la plus manifeste en est les phénomènes du retrait et les phénomènes d'affaissement ou effondrement qui correspondent à la diminution de volume d'un sol. On présente dans ce travail le comportement des sols compacts et leur traitement par la chaux afin d'améliorer leurs paramètres mécaniques. Plusieurs études ont été menées sur la stabilisation par ajout de chaux ([1],[2],[4],[5],[6],[7], [8],[9], [12], [13], [14]), ils ont montré que l'addition de pourcentage de chaux au sol marneux influe sur son comportement en augmentant sa teneur en eau optimale et en diminuant sa densité sèche maximale, tout en améliorant sa résistance au cisaillement et sa compressibilité.

2. Localisation et identification

L'échantillon a été prélevé d'une carrière de la ville d'Arzew qui se situe à environ de 35 km d'Oran

2-1 Caractérisation de la marne :

Les résultats obtenus à partir des essais d'identifications géotechniques réalisées sur la marne sont donnés par le tableau 1.

Tableau 1 : Propriétés physico-chimiques et mécaniques de la marne d'Arzew.

Paramètres	Valeurs
Pourcentage des inférieurs à 80µm (%)	96.92
Limite de liquidité (WL%) :	50.15
Limite de plasticité (WP%) :	19.74
Indice de plasticité (IP%) :	29.56
Valeurs de bleu de méthylène (VBS) :	8,67
Surface spécifique SST (m ² /g) :	210
Poids spécifique des grains solides (g/cm ³)	2.85
Carbonate de calcium CaCO ₃ :	30
La densité sèche optimale (γ_d g/cm ³) :	1.62
La teneur en eau optimale (ω %) :	22.14
L'oxyde e fer Fe ₂ O ₃ %	2,97
L'alumine Al ₂ O ₃ %	8,82
Les sulfates SO ₄ %	nul

2-3 Caractérisation de la chaux

La chaux utilisée dans cette étude est une chaux hydratée, elle est produite par la société BMSD-SARL située dans la ville de Saïda (Sud-Ouest du territoire national). Les propriétés physiques et chimiques de cette chaux sont données par le tableau 2

Tableau 2 : Propriétés physiques et chimiques de la chaux.

Nom chimique	Chaux (%)
CaO	67.4 à 73.25
MgO	< 0.4
Fe ₂ O ₃	< 2
Al ₂ O ₃	< 1.5
SiO ₂	< 2.2
SO ₃	< 1
Na ₂ O+K ₂ O	0.4 - 0.5
CO ₂	< 5
CaCO ₃	< 10
Densité spécifique	2
Plus de 90 µm (%)	< 10
Plus de 630 µm (%)	0
H ₂ O d'hydratation	19.46 à 23.
Matériau insoluble (%)	< 1
Densité (g/l)	< 500

3- Résultats et discussion

3-1 Effet de la chaux sur l'essai de compactage

Le compactage a été effectué pour déterminer l'influence des ajouts sur la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale à différents pourcentages (0%, 2%, 4% et 6%). La figure 1 montre l'effet de la chaux sur les caractéristiques de compactage de la marne traitée. D'après les résultats on remarque que la densité sèche maximale diminue et la teneur en eau optimale augmente avec l'augmentation du dosage en chaux. Le traitement à la chaux permet donc de transformer un matériau plastique, collant et difficile à compacter, en un matériau facile à manipuler. Un comportement similaire a été observé par d'autres chercheurs qui ont effectués des essais sur des sols stabilisés à la chaux ([1],[2],[4], [8],[9],[13], [14]).

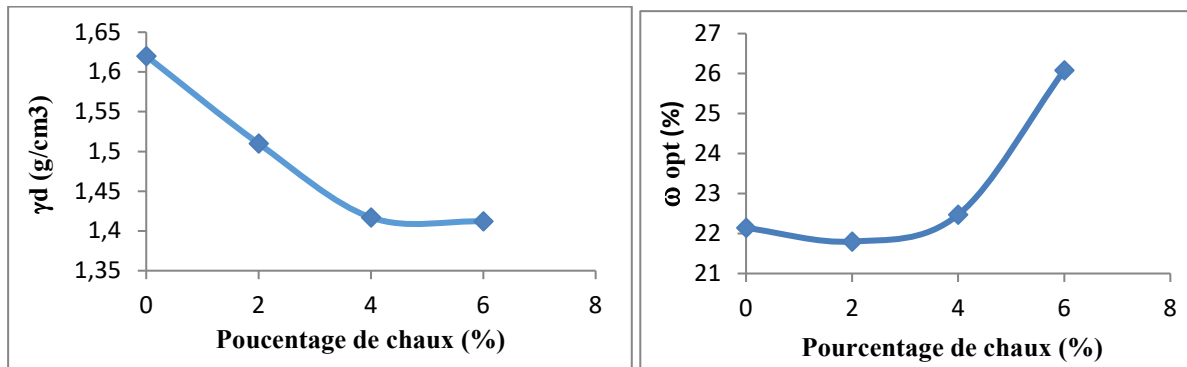


Figure 1 : Effet de la chaux sur les paramètres de Proctor

3-2 Influence des ajouts sur les paramètres de cisaillement

Les essais de cisaillement à la chaux sont réalisés dans les conditions de l'optimum, c'est-à-dire des teneurs en eau optimales correspondant à chaque mélange, avec les différents pourcentages de la chaux (0%, 2%, 4% et 6%). La figure 2 montre que la stabilisation à l'aide de différents pourcentages de chaux engendre une augmentation de la résistance au cisaillement, ce qui est en accord avec les travaux de ([1],[2],[4], [8], [9], [13], [14]).

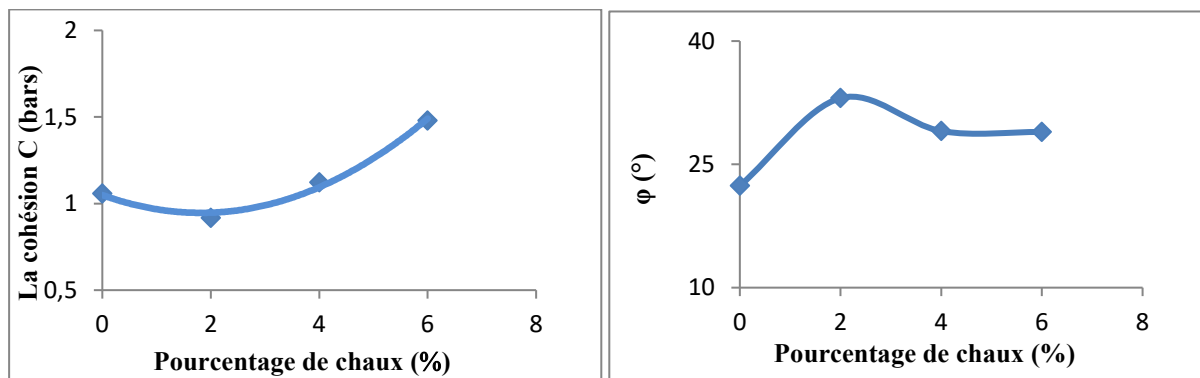


Figure 2 : Effet de la chaux sur les paramètres de cisaillement

3-3- Influence des ajouts sur les caractéristiques de compressibilités

Les résultats obtenus par l'essai edométrique effectué sur la marne sont présentés sur le tableau 3.

Tableau 3 : Indice de compressibilité et de gonflement des échantillons non traités et traités

Pourcentage de Chaux (%)	Cc	Cg
0	0.242	0.046
2	0.099	0.009
4	0.064	0.006
6	0.103	0.008

D'après le tableau 3, nous constatons une diminution de coefficient de compressibilité, pour un ajout de 4% de chaux le coefficient de compressibilité atteint une valeur de 0.064. On peut dire le mélange passe de l'état assez compressible vers l'état peu compressible.

Les résultats montrent aussi qu'avec l'augmentation du pourcentage de l'ajout de chaux le coefficient de gonflement diminue. A l'état naturel le sol est une marne gonflante, nous remarquons que pour un ajout de 4% de chaux le sol devient une marne peu gonflante. Cette réduction est due au processus de modification provoqué par l'échange ionique entre la chaux et la marne. Ceci est en accord avec plusieurs résultats publiés ([1],[2],[3], [4],[8],[9], [13]).

4- Conclusion

Lors de cette étude, nous avons essayé d'améliorer les caractéristiques mécaniques en procédant par une stabilisation des sols. Cette stabilisation peut se faire en procédant à substitution d'une partie de la marne par des liants hydrauliques.

Plusieurs essais ont été effectués pour étudier l'influence de l'ajout de chaux sur les paramètres de la marne, les paramètres proctor, cisaillement et les paramètres de compressibilité, plusieurs conclusions peuvent être tirées :

- La chaux fait augmenter la teneur en eau optimal et fait diminuer la densité sèche maximale de la marne.
- La cohésion et l'angle de frottement augmentent avec l'augmentation du pourcentage de la chaux.
- Pour ce qui est les paramètres de compressibilités, ils diminuent avec le pourcentage de la chaux utilisée.

La chaux mélangée au sol comme agent de traitement améliore les caractéristiques géotechniques en accélérant la modification structurelle.

Référence bibliographique

- [1] R.L.Handy, lime stabilization with cement and lime, Iowa Highway Research project HR-82, USA, 26pp, (1961).
- [2] F. G. Bell *Méthodes de traitement des sols instables*. Editions Eyrolles. (1978).
- [3] Furian, V., Houst, Y. *Les matériaux pozzolaniques et leurs utilisation, laboratoire des matériaux pierreux de l'EPF*, Lausanne, chronique du LMP. (1980).
- [4] Gérard Philliponnat, B. Hubert. *Fondations et ouvrages en terre*. Edition Eyrolles. (1997).
- [5] Livet. M. *Sols argileux gonflant, site expérimentale de waza Maltons*. Rapport de synthèse. Laboratoire régional des ponts et chaussées Clermont-Fernand. Centre d'étude de l'équipement de Lyon. (1990).
- [6] A.A. Al-Rawas et al. *Properties of Omani artificial pozzolana_sarooj*. Revue Elsevier Clay Science 13(1998)275–292 1998
- [7] Gens, A., Alonso, E. E. *A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 29, pp. 1013-1032. (1992).
- [8] Hachichi. A et Fleureau JM. *Caractérisation et stabilisation de quelque sol gonflant d'argile*. Revue française de géotechnique n° 86(1999).
- [9] Al Khfaji ZA and Graig WH, *Drainage and reinforcement of soft clay tank foundation by sand columns*, Geotechnique journal; 50, 709-703.(2000).
- [10] Nalbantoglu Z, Gucbilmez E. *Improvement of calcareous expansive soils in semi-arid environments*. Journal of Arid Environments; 47(4):453–63. (2001).
- [11] Al-Rawas AA, Taha R, Nelson JD, Beit Al-Shab T, Al-Siyabi H. *A comparative evaluation of various additives used in the stabilization of expansive soils*. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, ASTM; 25(2):199–209. (2002)

- [12] Bell AL, *The development and importance of construction technique*, Ground and soil improvement journal, 103-111. (2004).
- [13] A Hachichi, S.A.Bourokba, J.-M., Fleureau. Stabilisation chimique des sols gonflants de la région d'Oran, Revue Française de Géotechnique, n°18. (2007).
- [14] K. Harichane, M. Ghrici, et S. Kenai. Effet de la combinaison de la chaux et de la pouzzolane naturelle sur le compactage et la résistance des sols mous argileux. MATEC Web of Conferences 2, 02009. (2012)
- [15] Mathilde Vernay, Mathilde Morvan, Pierre Breul. Etude du comportement des sols non saturés à la liquéfaction. Rencontres Universitaires de Génie Civil, May 2015, Bayonne, France. hal-01167662 (2015).

ETUDE DU PHENOMENE RETRAIT-GONFLEMENT DE L'ARGILE DE BATNA-TIMGAD PAR L'AJOUT DU CIMENT

H. BEKHOUCHE¹, K. ABBECHÉ¹, O. BAHLOUL¹

¹Université Batna 2, email : h.bekhouche@univ-batna2.dz; k.abbeche@univ-batna2.dz ; o.bahloul@univ-batna2.dz

Résumé. Les sols non saturés subissent un ensemble de modification dans le temps, sous l'effet des différentes sollicitations telles que les sollicitations climatiques. Le présent travail étudie la caractérisation des propriétés géotechniques et mécaniques ainsi que l'évolution du retrait- gonflement des sols argileux expansifs de l'est de l'Algérie avant et après traitement avec différents dosages de ciment Portland. En effet, les résultats obtenus ont conduit à l'augmentation de la limite plasticité et la limite de retrait lorsque le ciment est ajouté, alors que la limite liquidité et l'indice de plasticité diminuent. Toutefois, les résultats des différents échantillons ont montré une réduction des potentiels de gonflement et des pressions de gonflement. Un traitement de ciment à 9% réduit le potentiel de gonflement de 75 à 80% pour les sols testés.

Mots clés : Retrait, Gonflement, Traitement, Argile, Ciment.

Abstract. Abstract The unsaturated soils undergo a set of modification in time, under the effect of various solicitations such as climatic stresses. The present work studies the characterization of the geotechnical and mechanical properties as well as the evolution of the shrinkage-swelling of the expansive clayey soils of the east of Algeria before and after treatment with various dosages of Portland cement. Indeed, the results obtained led to the increase of the plasticity limit and the shrinkage limit when cement is added, while the liquid limit and the plasticity index decrease. However, the results of the different samples showed a reduction in swelling potentials and swelling pressures. A 9% cement treatment reduces the swelling potential by 75 to 80% for the tested soils.

Key words: Shrinkage, Swelling, Treatment, Clay, Cement.

1 Introduction

Le phénomène de gonflement-retrait qui affecte les sols et les fondations des constructions, des routes et des remblais, nécessite une attention particulière de la part des ingénieurs géotechniciens. Cependant, la stabilisation du sol est généralement obtenue par l'utilisation des matériaux de haute qualité pour pouvoir les utilisés dans la construction. On note que, les études de stabilisation réalisées sur certaines des anciennes argiles expansives utilisant comme stabilisants tels que ciment, chaux, sable, sel [1], [2], [3], [4], [5]. Les résultats expérimentaux obtenus sont relativement satisfaisants quel que soit le traitement. Cet article expose les résultats d'une étude menée sur une argile expansive extraite d'un site urbanisé de la région de Timgad Algérie, où des désordres importants apparaissent fréquemment dans les infrastructures routières, et dans les structures légères civiles et industrielles. Le programme expérimental réalisé vise à déterminer les paramètres physiques et mécaniques de cette argile naturelle traitée avec du ciment à différent pourcentage (1%,3%,5%,7% et 9%). Certains aspects, tels que les limites de consistance, la limite de retrait, le potentiel de gonflement, la pression de gonflement. Les effets du traitement sur les caractéristiques de cisaillement et sur la microstructure ainsi que la porosité du sol non traité et traité à 9% du ciment sont ensuite présentés et analysés.

2 Matériels et Méthodes

Le sol utilise a été extrait à un site urbanisé, sol provenant de la ville de Timgad, qui situé à 36 kilomètres à l'Est de la wilaya de Batna. Le stabilisant utilisé dans la présente étude est un ciment portland (CPJ – CEMII/A 42,5) fabriqué localement par la cimenterie de Ain Touta Batna –Algérie. Les

caractéristiques physiques et géotechniques de sol étudié et les propriétés physico-chimiques et mécaniques du ciment sont résumées dans le tableau 1. D'après les résultats de l'identification d'échantillon étudié et selon la classification française destinée aux sols à grains fins, ce sol appartient à la sous-classe A4 ($I_p > 40$ ou $VBS > 8$) des argiles ou des argiles marneuses très plastiques d'une part. Par ailleurs, selon d'autres classifications disponibles dans la littérature tableau 1, on constate que le sol ST présente un potentiel de gonflement très élevé.

Tableau 1. Paramètres physiques et chimiques et mécanique du sol et du ciment.

Sol Témoin		Ciment	
Teneur en eau w (%)	34,90	Caractéristiques physiques	Valeurs
Densité humide γ_h (kN/m ³)	18,50	Poids Spécifique (g/cm ³)	3.06
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	13,7	Surface spécifique Blaine (cm ² /g)	428
Degré de saturation S_r (%)	35,76	Consistance normale (%H ₂ O)	0.35
Teneur en saturation W_s (%)	97,71	Temps de prise (h :min)	2:02
Limite de liquidité W_L (%)	95,28	Caractéristiques chimiques	Valeurs
Limite de plasticité W_p (%)	36,55	SiO ₂	23.5 %
Indice de plasticité I_p (%)	58,73	Al ₂ O ₃	5%
Passants fins <80 μ (%)	95,15	Fe ₂ O ₃	4.2%
Clay content $C_{2\mu m}$ (%)	62,00	CaO	56.5%
Activité A	0,94	MgO	1.8%
Densité sèche Max $\gamma_{d\ max}$ (kN/m ³)	17,3	K ₂ O	0.96%
Teneur en eau optimale w_{opt} (%)	20,44	Na ₂ O	0.8%
Bleu de méthylène VBS	15,33	SO ₃	2.6%
Surface spécifique SST	321,93	CaO libre	0.94%
Teneur en CaCO ₃ (%)	2,88	LOI (1000 °C)	4.75%
Classification de sol	[6]	[7]	[8]
	Très élevé	Très élevé	Très élevé

3 Résultats et discussions

3.1. Préparation des échantillons

Une série d'essais œdométriques a été menée pour étudier le comportement de sols vis-à-vis le gonflement libre. Les échantillons de sol ont été préparés à partir du mélange de la quantité nécessaire de sol séchée finement broyée à la teneur souhaitée en stabilisant (0%, 1%, 3%, 5%, 7% et 9%); le tout étant bien mélangé à sec, puis humidifié à la teneur en eau optimale w_{opt} . On note que le mélange sol –ciment humide a été compacté statiquement dans un moule cylindrique aient les dimensions (70mm de diamètre et 20 mm de hauteur), sous une vitesse de déformation constante de 1mm/min. Trois séries des échantillons ont été préparé la première pour l'essai de gonflement libre- pression, la deuxième pour l'essai de gonflement libre suivi par l'essai de retrait, et la troisième série pour l'essai de cisaillement à différent dimension (60 mm de diamètre et de 21 mm de hauteur).

3. 2. L'effet du ciment sur les limites de consistances

Les limites de consistances des sols non traités et des sols traités à différents pourcentages de ciment sont résumées dans la figure 1, les résultats montrent que les limites de liquidités diminuent quel que soit le taux du stabilisant. Pour l'ajout de 9% de ciment les limites de liquidités atteignent une réduction de 35%. Les réductions des indices de plasticités sont plus importantes, on note que le taux de réduction de cette caractéristique peut atteindre 60% pour le sol étudié pour un pourcentage de 9% de ciment. Ces résultats se concordent avec ceux de la littérature [9].

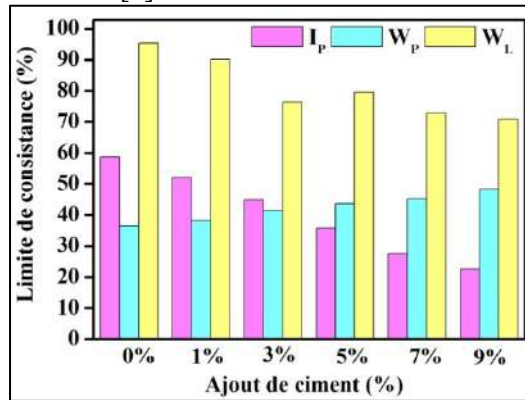


Figure. 1. Résultat des limites de consistance de sol avant et après traitement.

3. 3. L'effet du traitement du ciment sur la cohésion et l'angle de frottement

Les résultats des essais de cisaillement direct sur la figure 2 montrent qu'à la fois la cohésion drainée consolidée C et l'angle de frottement ϕ des échantillons de sol compactés ont été modifiés par l'ajout de ciment. Les paramètres de cisaillement augmentent d'abord lentement puis proportionnellement à la teneur en ciment ajoutée. Le traitement du ciment a conduit à une augmentation de la résistance au cisaillement, ce qui a entraîné une amélioration de la capacité portante. Après une augmentation progressive, la cohésion C et l'angle de frottement ϕ obtenus pour 7% et 9% de ciment ajouté ont convergé de manière significative. Khemissa et al (2017) [10] ont obtenu des résultats assez similaires sur l'essai de cisaillement drainé.

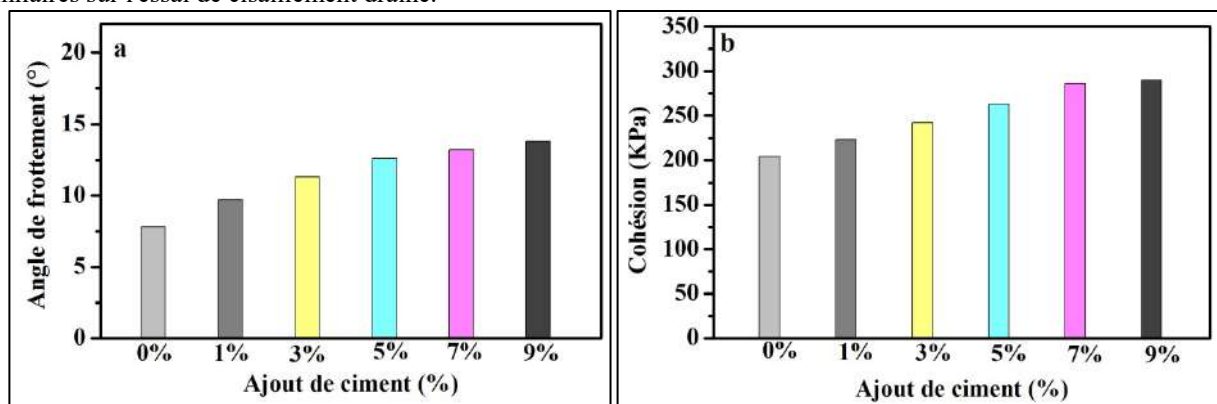


Figure. 2. Résultat de la cohésion et l'angle de frottement avant et après traitement.

3. 4. L'effet du traitement du ciment sur le gonflement et le retrait du sol

La déformation totale $G_{tot} (\%) = \Delta V_{tot}/V_0$ correspond à la déformation de retrait volumétrique entre W_{max} (après gonflement) et l'état sec. Une telle caractéristique peut être considérée comme un paramètre intrinsèque du sol, contrairement aux potentiels de gonflement ou de retrait qui varient avec la teneur en eau initiale de l'échantillon testé. Sur la figure 3a la déformation totale $G_{tot} (\%)$ a chuté avec une teneur en ciment plus élevée (figure 3a). Les limites de retrait du sol est 6% sans traitement, avec les différents dosages du stabilisant les limites de retrait varient de 9% à 20.4% (Figure 3b).

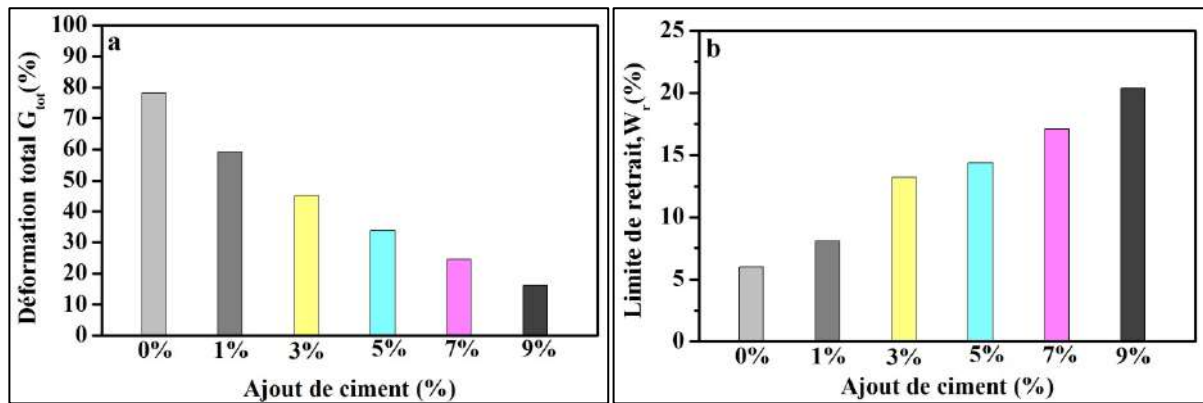


Figure. 3. Résultat de déformation totale et limite de retrait avant et après traitement.

3. 5. L'effet du traitement du ciment sur la microstructure et la porosité

La microstructure de l'échantillon compacté statiquement (sol naturel) a été observée d'abord à faible grossissement par MEB environnemental. La surface fracturée du sol ST perpendiculaire à la direction de compactage a montré une structure en couches compactes, de grosses particules ont été détectées dans une matrice fine ainsi qu'une légère macroporosité a également été détectée localement figure 5a. Ceci est lié à la fraction d'argile la plus élevée et à la teneur en montmorillonite du sol ST. Les particules d'argile agrégées en petites grappes expansives, créant une surface rugueuse dans le sol non traité, ont disparu après le traitement du ciment avec une surface plus compacte et rigide avec des microfissures typiques probablement induites par immersion dans l'azote liquide avant la lyophilisation figure 5b. Le réseau de fissures minces a été observé dans le sol traité au ciment, mais pas dans l'échantillon non traité. Une structure ciment-argile a été observée comme décrit par [9], [11].

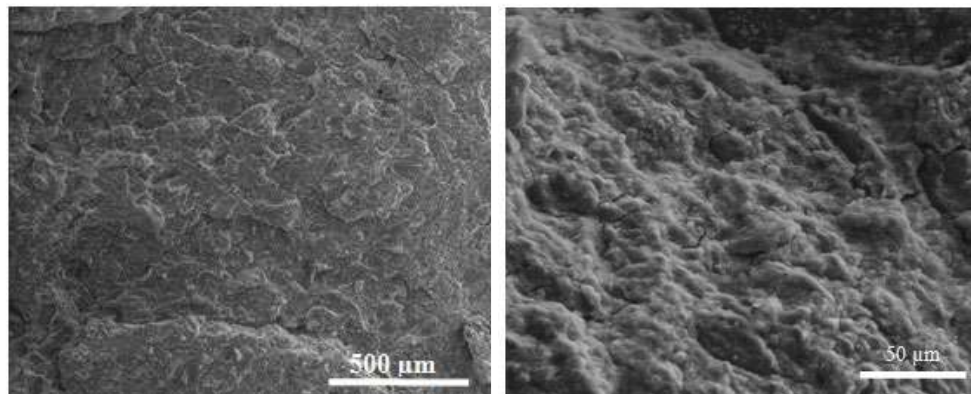


Figure. 4. Photo MEB du sol avant et après traitement.

Pour compléter l'observation, une étude quantitative de l'effet du traitement du ciment est réalisée au moyen de la porosimétrie à intrusion de mercure (MIP). La porosimétrie par intrusion de mercure (PIM) dans la figure X a démontré la présence de deux familles de pores principaux dans l'échantillon de sol alors que la porosité totale est 42,1%. Des nano pores d'une valeur de 30,7 nm et des micropores de 4,6 μm sont visibles. Le PSD du sol traité avec 9% de ciment était vraiment similaire, avec des micropores et des nano pores évidents. Comparé aux échantillons initiaux, la microporosité a été considérablement réduite tandis que la nano porosité a augmenté (Figure 5). L'augmentation des nano pores les plus petits autour de 10-20 nm peut être liée à la présence de composés cimentaires [5]. La présence d'argiles mélangées à du C-S-H est probablement à l'origine de l'augmentation et du déplacement de petites nano pores vers des tailles plus grandes jusqu'à 80 nm.

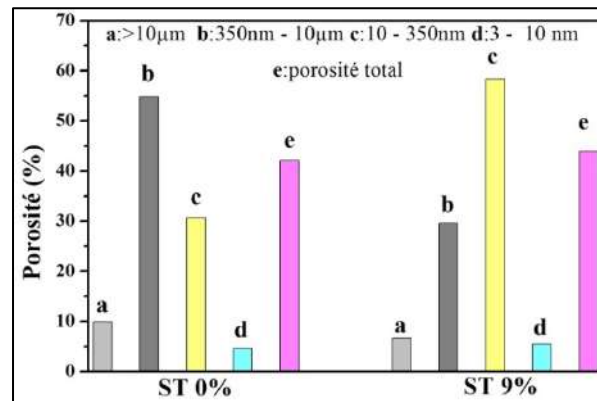


Figure. 5. Résultat de porosité avant et après traitement.

4 Conclusion

Les résultats tirés par cette étude expérimentale sont les suivantes :

- Les résultats obtenus ont bien illustrés que le traitement par le ciment améliore les caractéristiques géotechniques et mécaniques de sol, notamment la limite de plasticité et la limite de retrait ont été augmentés avec les différentes teneurs en ciment ajoutées. Par contre, la limite de liquidité et l'indice de plasticité diminuent, donc l'étude confirme que le ciment améliore la maniabilité des sols gonflants.
- Le potentiel de gonflement ainsi que la déformation totale ont été réduits après l'ajout du ciment à différents dosages, cependant un traitement de ciment à 9% réduit le potentiel de gonflement de 75% pour les sols testés, ce qui correspond à une diminution de la déformation totale de 80%.
- L'approche microstructurale du traitement du ciment du sol était en accord avec l'idée que le ciment agissait comme agent de floculation à court terme, sur le long terme, le ciment liait les agrégats argileux grâce à des produits hydratés précipités tels que le silicate de calcium hydraté qui modifiait la répartition des pores.

Références

- [1] Derriche Z., Lazzali F. : *Analyse des mécanismes de stabilisation d'un sol gonflant par apport de chaux sous différentes formes*, in: MARINOS P.G, KOUKIS G.C., TSIAMBAOS G.C., STOURNARAS G.C., Vol1, pp79–84 Engineering Geology and the Environment, (1997).
- [2] Khemissa M., Mahamedi A., : *Cement and lime mixture stabilization of an expansive overconsolidated clay*, 95, pp104-110 Applied Clay Science, (2014).
- [3] Louafi B., Bahar R.: *Sand: an additive for stabilization of swelling clay soils*, International Journal of Geoscience, 3, 719–725(2012) .
- [4] Bekkouch A., Djedid A., Mamoune S.M., Zoubir A. : *Esquisse de la carte géotechnique du groupement Tlemcen-Mansourah-Chetouane*, Implication de la géotechnique dans le développement Marrakech, Maroc(2003).
- [5] Lemaire K., Dennele D., Bonnet S., Legret M.: *Effects of lime and cement treatment on the physico-chemical, microstructural and mechanical characteristics of a plastic silt*, Engineering Geology, 166, 2455-261(2013) .
- [6] Seed H.B., Woodward R.J., Lundgren R.: *Prediction of swelling potential for compacted clays*, vol 88, pp53-87 Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, (1962) .
- [7] Williams A.B., Donaldson G.W.: *Developments related to building on expansive soils in South Africa*, Proceeding of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp 834–844, Denver, (1980) .
- [8] Chen F.H.: *Foundations on expansive soils*. p 463 Developments in Geotechnical Engineering, Elsevier, (1988) .
- [9] Horpibulsuk S., Rachan R., Chinkulkijniwat A., Raksachon Y., suddeepong A. : *Analysis of strength development in cement-stabilized silty clay from microstructural considerations*, ,vol 24pp 2011–2021 Construction and Building Material, (2010).
- [10] Khemissa M., Mahamedi A., Mekki L. : *Laboratory investigation of the treatment effects by hydraulic binders on the physical and mechanical properties of an overconsolidated expansive clay*, pp 1-14 International Journal of Geotechnical Engineering, (2017).
- [11] Chew S. H., Kamruzzaman A.H.M., LEE F.H., : *Physico-chemical and engineering behavior of cement treated clays*, vol 130, 7, pp 696-706 Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, (2004).

L'EFFET DES DECHETS INDUSTRIELS DANS LE COMPORTEMENT MECANIQUE D'UN SOL EXPANSIF

S. DJOUIMAA¹

¹Université Mohamed Cherif Messaadia Souk ahras, email : djouimaasarah54@gmail.com

Résumé. Le but de ce travail s'inscrit dans le contexte d'étudier le comportement d'un sol expansif, stabilisé avec le laitier granulé (GGBS) et la combinaison laitier/ciment (GGBS/Ciment) (4%, 8%, 12%, 16%, et 20%) par une série d'essais tel que les limites d'Atterberg, VB, PH, gonflement libre. Les résultats expérimentaux obtenus montrent une augmentation des valeurs de PH, une amélioration de la plasticité, des réductions considérables du potentiel et de la pression de gonflement après l'augmentation des additifs sont notées et pouvant atteindre 80%. Les observations au microscope électronique à balayage des échantillons traité avec différents pourcentages de laitier seul et laitier activé par le ciment permet d'expliquer les changements microstructuraux et les liaisons entre les particules argileuses. Le meilleur résultat étant obtenu en utilisant le laitier granulé activé par le ciment.

Abstract. The aim of this work is in the context of studying the behavior of an expansive soil, stabilized with granulated blast furnace slag (GGBS) and the granulated blast furnace slag / cement combination (GGBS / Cement) (4%, 8%, 12%, 16%, and 20%) by a series of tests such as Atterberg limits, VB, PH, free swelling. The experimental results obtained show an increase in PH values, improvement in plasticity, considerable reductions in swelling potential and pressure after increasing additives are noted and up to 80%. Scanning electron microscopic observations of samples treated with different percentages of granulated blast furnace slag alone and granulated blast furnace slag activated with cement can explain microstructural changes and bonds between clay particles. The best result being obtained by using the granulated blast furnace slag activated by the cement.

Mots clés : gonflement, laitier, laitier activé, pression de gonflement, stabilisation.

1 Introduction

Dans le domaine de génie civil plusieurs dégradation causés par le phénomène de gonflement des sols ont été observés dans les régions à climat arides et semi-arides dans le monde en général et en Algérie en particulier [1],[2]. Ce qui nécessite une attention particulière de la part des ingénieurs géotechniciens. Par ailleurs, le traitement du sol par addition des additifs tel que la chaux, le ciment et d'autres ajouts cimentaires restent les plus efficace et les moins coûteux [3], [4], [5], [6], [7]. De nombreuses études confirment que le laitier peut induire des réactions pouzzolaniques s'il est activé par un alcalin et est donc utilisé en combinaison avec un autre liant tel que le ciment ou la chaux afin d'être activé[8],[9],[10]. Dans ce travail on va étudier d'une part l'effet du laitier granulé seul(100% GGBS) et le laitier combiné avec le ciment(85%GGBS+15% Ciment) sur les propriétés de plasticité ,de pression de gonflement, et sur le potentiel de gonflement, à différent pourcentages tels que (4%, 8%, 12%, 16%, et 20%) et d'autre part l'effet de ces ajouts sur la microstructure de cette argile par le microscope électronique à balayage (MEB).

2 Matériels et Méthodes

Le sol objet de cette étude est situé à Ain Dalia dans la wilaya de Souk Ahras, à une profondeur de 4m à 6m , les propriétés physiques du sol sont représentées dans le tableau 1 .les caractéristiques chimiques du ciment et du laitier sont résumé dans les tableaux 2 et 3

Tableau 1. Propriété physique du sol.

Teneur en eau	Poids volumiques		Limites d'Atterberg			Granulométrie		Paramètres proctor	
W(%)	$\gamma_d(\text{KN/m}^3)$	$\gamma_h(\text{KN/m}^3)$	WL(%)	WP(%)	Ip(%)	<80 μm (%)	<2 μm (%)	$\gamma_{d_{\max}}$ (g/cm ³)	W _{opt} (%)
19.10	17.3	20.6	64.56	30.52	34.04	91	54	14,7	26,6

Tableau 2. Composition chimique du ciment.

SiO ₂	CaO	AL ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	Cl-	SO ₃	CaO libre
23,8	61,5	5,2	3,2	1,5	0,6	0,57	0,1	2,5	0,1

Tableau 3. Composition chimique du laitier.

SiO ₂	CaO	AL ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	S	MnO	P ₂ O ₅	ZnO
41	40,7	5,08	0,97	6,81	0,67	4,18	0,01	0,01

Le sol étudié a été séché dans une étuve pendant 24 h à une température de 105 °C puis finement broyé. Le laitier utilisé a été séché puis soumis à un broyage avec la machine Micro Deval pendant 12 heures pour obtenir une finesse autour de 4000 cm²/g. Plusieurs combinaisons ont été employées pour l'amélioration des caractéristiques du sol étudié. 0% pour l'échantillon témoin, les teneurs en laitier considérées étaient de 4%, 8%, 12%, 16%, et 20%, alors que le laitier activé a été préparé en utilisant 85% du laitier avec 15% du ciment puis le mélange est utilisé en pourcentages de 4%, 8%, 12%, 16%, et 20%, le mélange a été malaxé à sec puis humidifié à une teneur en eau optimale déterminée à partir de l'essai proctor. Tous les essais ont été conduits à une température ambiante.

3 Résultats

La Figure.1, montre que la limite de liquidité a subi une légère diminution graduelle avec l'augmentation du pourcentage du laitier. L'addition de différents pourcentages de laitier activé avec le ciment s'accompagnent d'une diminution de la limite de liquidité, le même comportement a été observé par [11],[12]. D'autre part, les valeurs de la limite de plasticité diminuent avec l'augmentation du pourcentage de laitier granulé par contre la limite de plasticité du sol traité avec la combinaison de ciment et de laitier (GGBS) ont tendance à augmenter avec l'accroissement du pourcentage de laitier activé (Figure.2). L'addition de laitier granulé fait provoquer une diminution de l'indice de plasticité du sol traité d'une valeur de 43% ce qui traduit une amélioration de la consistance du sol. Cependant, l'indice de plasticité du sol traité avec le laitier (GGBS) granulé activé par le ciment a subi une diminution encore plus, d'une valeur de 63% après traitement.

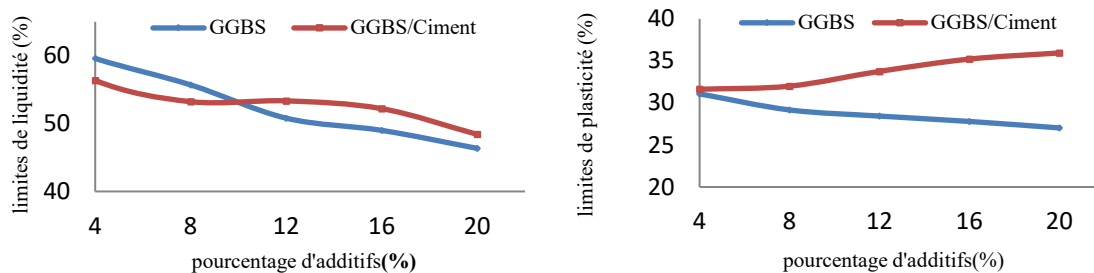


Figure. 1. Effet du traitement sur les limites de liquidité. **Figure. 2.** Effet du traitement sur les limites de plasticité.

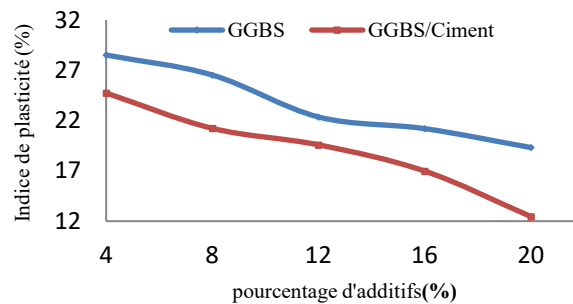


Figure .3. Effet du traitement sur l'indice de plasticité.

L'addition des différents pourcentages de laitier au sol a fait diminuer la valeur du bleu de méthylène d'une valeur de 63% après un traitement de 20% du laitier granulé (Figure 4.) et d'une valeur de 84% après un traitement de 20% du laitier granulé activé avec le ciment (Figure 5.).

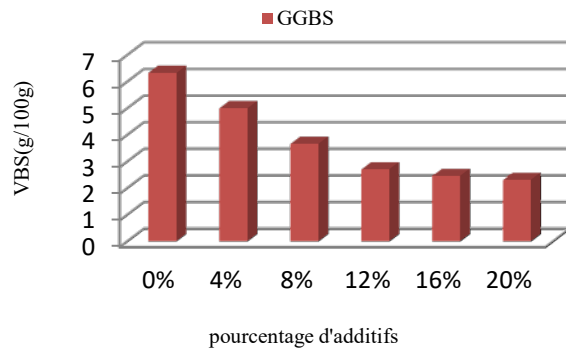


Figure 4. Effet du traitement par GGBS.

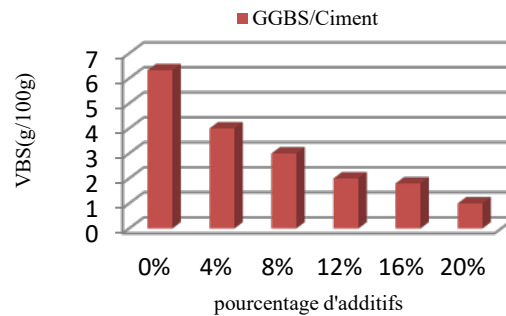


Figure 5. Effet du traitement par GGBS/Ciment.

Différents teneurs de laitier (GGBS) et de laitier activé par addition du ciment ont été mélangés avec le sol pour étudier leurs effets sur les valeurs du PH.

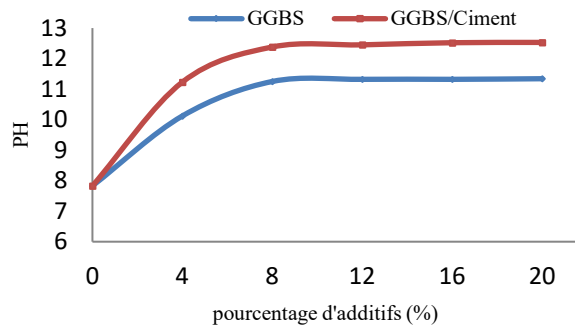


Figure. 6. Effet du traitement sur les valeurs de PH.

Le pH du sol passe d'une valeur de 7.83 pour l'argile naturelle à un pH=12.4 après l'addition de 8% de laitier granulé combiné avec le ciment (Figure 6), le traitement avec le laitier granulé seul présente la même tendance de l'augmentation du pH mais il reste que le sol traité avec le laitier activé présente un PH plus élevé. Par ailleurs, l'étude de l'incorporation de l'ajout du laitier avec ou sans ciment dans le sol influence le potentiel et la pression de gonflement. Cependant, L'addition de 4% du laitier (GGBS) a fait réduire la pression de gonflement de 24%, jusqu'à 57% jusqu'à 20% d'ajout de laitier. de diminution. Avec l'addition du laitier activé (GGBS /Ciment) la pression de gonflement diminue de 42% avec un traitement de 4% jusqu'à 82% avec une présence de 20% du GGBS/ciment (Figure 7.b).

D'après la Figure 7.a, on observe que l'addition de 4% et 20% de laitier seul respectivement a fait réduire le potentiel de gonflement de l'ordre de 22% et 68%. La diminution des valeurs du potentiel de gonflement continue et elle est plus remarquable dans le cas du sol traité à 4% de laitier activé avec le ciment et égale à 36%. Cette valeur continue encore à diminuer jusqu'à 79% après un traitement de 20% du GGBS/ciment, ce qui traduit le seuil de réduction du potentiel de gonflement, cela peut être attribué à la diffusion des ions de calcium Ca^{2+} apporté par l'additif au niveau de la matrice du sol qui viennent remplacer les ions de sodium Na^+ contenant dans le sol à un pH élevé.

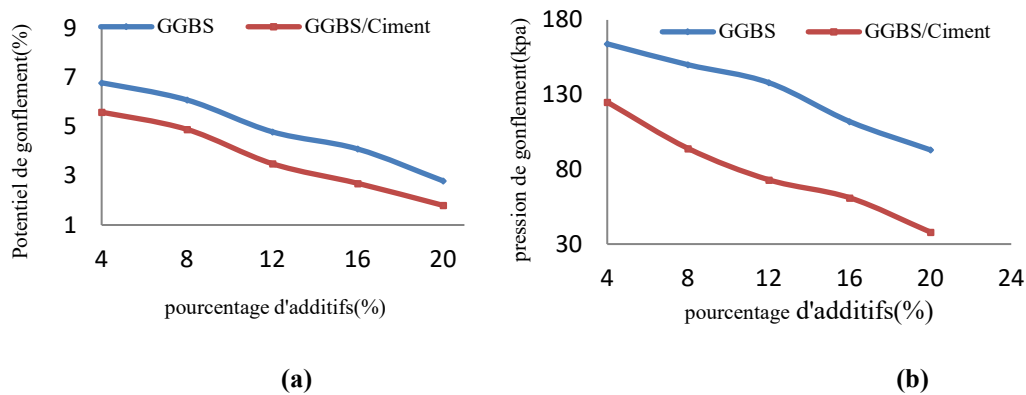


Figure. 7. Effet du traitement sur le potentiel de gonflement et la pression de gonflement.

4 Influence des Ajouts sur la Microstructure

Afin d'étudier l'influence du traitement sur les changements de la structure du sol naturel, traité avec différents pourcentages de laitier (GGBS) et laitier activé par le ciment (GGBS/Ciment), nous avons utilisé le microscope électronique à balayage (MEB). Les photos obtenues à partir du sol non traité (Figure 8) ont montré une structure ouverte avec des pores de tailles différentes et une distribution aléatoire qui a provoqué l'augmentation de la perméabilité du sol. Les observations liées aux changements microstructuraux du sol traité avec 20% de GGBS et 20% de GGBS activés par le ciment (Figure 9) reflètent l'échange de cations entre le calcium Ca^{+2} fourni par le GGBS et le GGBS /Ciment, et le sodium Na^{+} présent dans le sol, ce qui a provoqué la présence des liaisons plus rigides dans la matrice cimentaire, et a réduit la taille des pores et diminue la perméabilité de ce sol en raison des réactions pouzzolaniques qui conduisent à l'amélioration et à la rigidité du sol traité.

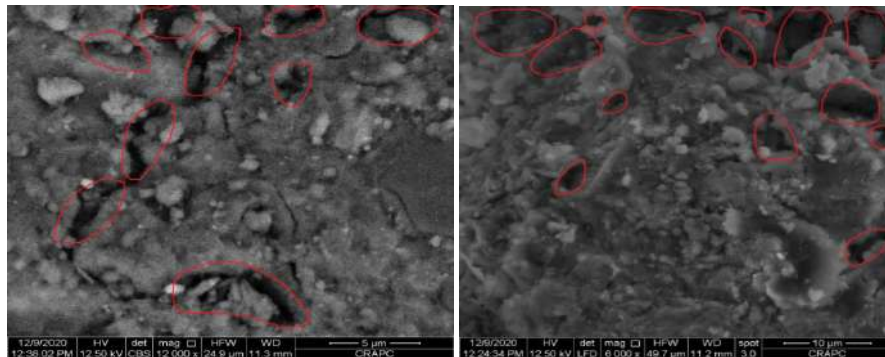


Figure. 8. Photo MEB pour sol non traité

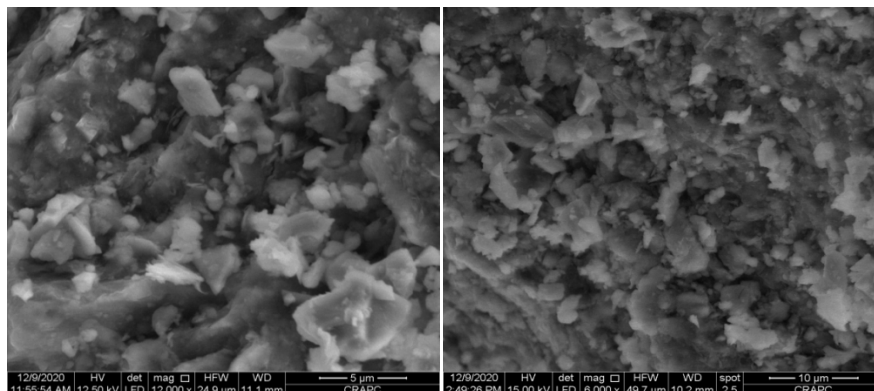


Figure. 9. Photo MEB pour sol traité (a)- avec 20 % GGBS et (b) 20 % GGBS/Ciment

4 Conclusion

A partir des résultats obtenus, les conclusions suivantes peuvent être dégagées :

Le traitement réduit l'indice de plasticité et la valeur de bleu avec les deux types d'additifs ce qui rend le sol moins plastique. Le potentiel et la pression de gonflement diminuent en fonction du pourcentage d'ajout de laitier seul (GGBS) et laitier activé (GGBS/Ciment), cette réduction considérable est liée aux effets de nouveaux hydrates (C-S-H et C-A-H) suite aux réactions pouzzolaniques. Cette amélioration des propriétés de gonflement est un bon indicateur pour l'utilisation des déchets industriels. Par ailleurs, Les observations sur les changements microstructuraux effectués par MEB montre une amélioration significative de la densité de la structure du sol par conséquent, une diminution des vides après un traitement au laitier et laitier activé au ciment à différents pourcentages.

Références

- [1] Khemissa, M & Mahamedi, A. (2014) . « *Cement and Lime Mixture Stabilization of an Expansive overconsolidated Clay* ». Applied Clay Science, pp 104-110.
- [2] Khemissa, M., Mahamedi, A & Mekki, L. (2017) . « *Laboratory investigation of the treatment effects by hydraulic binders on the physical and mechanical properties of an overconsolidated expansive clay* ». International Journal of Geotechnical Engineering, 1-14.
- [3] Okay, U.S, & Dias, D. (2010) . « *Use of lime and cement treated soils as pile supported load transfer platform* ». Engineering Geology, 114 : 34-44.
- [4] Larsson, S, Rothhämel, M & Gunnar, J. (2009). « *A laboratory Study on Strength Loss In Kaolin Surrounding Lime-Cement Columns* ». Applied Clay Science, 44 : 116-126.
- [5] Sarkar, G., Islam, R., Alamgir, M., & Rokonzaman. (2012) . « *Study on the Geotechnical Properties of Cement based Composite Fine-grained Soil* ». International Journal of Advanced Structures and Geotechnical Engineering. ISSN 2319-5347, Vol. 01, No. 02.
- [6] Djouimaa, S., Sid, M & Hidjeb, M. (2018) « *Effect of Lime and Cement on the Geotechnical Properties of an Expansive Soil* ». International Review of Civil Engineering (I.R.E.C.E.), Vol. 9, No.3, ISSN 2036 – 9913.
- [7] Mavroulidou, M., Zhang, X., Gunn, M.J & Cabarkapa, Z. (2013). « *Water Retention and Compressibility of a Lime-Treated, High Plasticity Clay* ». Geotech Geol Eng, 31: 1171-1185.
- [8] Tasong, W.A., Wild, S & Tilley, R, J.D. (1999) . « *Mechanisms by which ground granulated blastfurnace slag prevents sulphate attack of lime-stabilised kaolinite* ». Cement and Concrete Research, 29 : 975-982.
- [9] Obuzor, G.N., Kinuthia, J.M & Robinson, R.B. (2012) . « *Soil stabilisation with lime-activated-GGBS—A mitigation to flooding effects on road structural layers/embankments constructed on floodplains* ». Engineering Geology, 151 : 112-119.
- [10] Izemmouren, O and Guettala, A (2014) . « *Effect of Blast Furnace Slag on Engineering Properties of Compressed Earth Bricks Based on Sulphate Bearing Soil* ». Ecomaterial Symposium, Montpellier, France.
- [11] Henry, K, S. (1999). « *Geotextile Reinforcement of Low-Bearing-Capacity Soils, Comparison of Two Design Methods Applicable to Thawing Soils* ». US Army Corps of Engineers, Cold Regions Research & Engineering Laboratory (CRREL). Hanover, NH. Special Report 99-7.29 p.
- [12] Tran, T.D., Cui, Y, J., Tang, A.M., Audiguier, M & Cojean, R. (2014). « *Effects of lime treatment on the microstructure and hydraulic conductivity of Héricourt clay* ». Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering. Vol 6, No. 5, pp. 399-404.

CARACTERISATION D'UN MELANGE TUF-SABLE CONCASSE UTILISE EN CONSTRUCTION ROUTIERE SAHARIENNE : CAS DE LA REGION D'ADRAR

M. AKACEM¹, R. ZENTAR², H. MOULAY OMAR¹, B. MEKERTA¹, et M. ABBOU¹

¹ Université Ahmed Draïa Adrar, Laboratoire LDDI, email : akacem1960@yahoo.fr

² IMT Lille Douai Département Génie Civil & Environnemental, Douai – France, email : rachid.zentar@imt-lille-douai.fr

Résumé. Les tufs d'encroulements gypso-calcaires, les matériaux les plus utilisés en corps de chaussées dans les zones Sahariennes telles que le Sud Algérien, bien que sub-normaux et ne répondant pas aux spécifications Algériennes définissant les conditions d'utilisation des matériaux en corps de chaussées, ont montré un comportement acceptable pendant de longues années. Ce type de matériaux commence, dans ces dernières années, à présenter certaines limites du fait de l'industrialisation progressive des zones sahariennes, le trafic devient plus dense et surtout plus lourd.

Dans l'objectif de préserver les gites de granulats en voie d'épuisement aux futures générations et d'exploiter les résidus des carrières dans ces régions, notre travail vise à valoriser les sables concassés dans le corps de chaussée en mélange avec les tufs.

L'actuel travail présente une contribution à l'étude du comportement des tufs de la région d'Adrar seuls et en mélange avec les sables concassés selon différentes formulations. Le but est d'évaluer la variation des performances mécaniques notamment la résistance à la compression simple, l'aptitude au compactage et le poinçonnement CBR. L'influence de l'ajout de sable concassé sur la résistance au cisaillement du mélange est aussi mise en évidence. L'étude aboutit sur des recommandations pratiques concernant la prédiction du comportement des tufs modifiés.

Mots clés : Sable de carrières, Tuf, CBR, Proctor Modifié, Compression simple, Cisaillement direct

Abstract. Gypsum-limestone crusting tuffs, the materials most used in pavements in Saharan areas such as southern Algeria, although sub-normal and do not meet Algerian specifications defining the conditions of use of materials in the body of pavements, have shown acceptable behavior for many years. This type of material has started, in recent years, to present certain limits due to the gradual industrialization of the Saharan areas; the traffic is becoming denser and above all heavier.

With the objective of preserving the depleted aggregate deposits for future generations and exploiting the quarry residues in these regions, our work aims to recover the sands crushed in the body of the roadway mixed with the tuffs. The current work presents a contribution to the study of the behaviour of the tuffs of the Adrar region alone and in mixture with the sands crushed according to different formulations.

The aim is to assess the variation in mechanical performance including simple compressive strength, compaction ability and CBR punching. The influence of the addition of crushed sand on the shear strength of the mixture is also highlighted. The study results in practical recommendations for predicting the behaviour of modified tuffs.

Keywords: Quarry sand, tuff, CBR, Modified Proctor, simple compressive, direct shear

1 Introduction

Parmi les matériaux disponibles dans le sud, les tufs d'encroulement calcaires couvrent approximativement une superficie de 300.000 km² [1]. Ils ont été utilisés depuis les années 50 dans la construction de milliers de kilomètres de routes sous forme d'agrégats de substitution. D'après les études réalisées sur les tufs, on s'aperçoit qu'ils ont des caractéristiques géotechniques qui peuvent être très variables. Ces derniers, fonction de la proportion en fines et des valeurs du LA sont plus ou moins acceptés pour une utilisation en travaux routiers. [2 - 4].

Ces matériaux, notamment du à leur faible résistance aux chocs et à l'abrasion ainsi que leur sensibilité à l'eau, ne permettent pas d'envisager leur emploi en assises de chaussées à fort trafic. Parmi les solutions envisagées pour améliorer les propriétés de ces tufs, nous avons opté pour leur association à d'autres matériaux, riches en gros éléments, mais dépourvus de fines (graves ou sables) [1], [5-8]. Dans ce travail de recherche nous avons opté pour l'association des tufs avec le sable concassé issu des stations de concassage qui est également présent dans les zones visées.

2 Matériels et Méthodes

Le programme expérimental mis en place dans cette étude est composé d'essais d'identification du tuf et le sable concassé de la région d'Adrar. En ce qui concerne le comportement mécanique du tuf seul ainsi que le mélange (tuf + sable concassé : SC), et en raison de la filière de valorisation envisagée (la technique routière), le choix s'est porté sur l'essai de la compression simple et le cisaillement direct à la boîte, figure 1. Les échantillons sont préparés par compactage statique à la teneur en eau W_{opt} et la densité $\gamma_{d\max}$ (Proctor Modifié).

Pour formuler les matériaux routiers à base de tufs et de sable concassé, plusieurs mélanges à différents taux de tufs et de SC ont été étudiés. Ces mélanges ont été caractérisés sur le plan de l'évolution des propriétés physiques avec les taux de substitution, 10 à 40% de SC, et également le comportement au compactage et la portance.



Figure. 1. Moule de confection d'éprouvettes pour la compression simple (a), et cisaillement direct (b).

3 Résultats

La Figure 2 présente les courbes granulométriques du tuf et SC, par rapport au fuseau saharien [9], le tableau 1 montre l'influence de l'ajout de SC sur la propreté et la plasticité des mélanges.

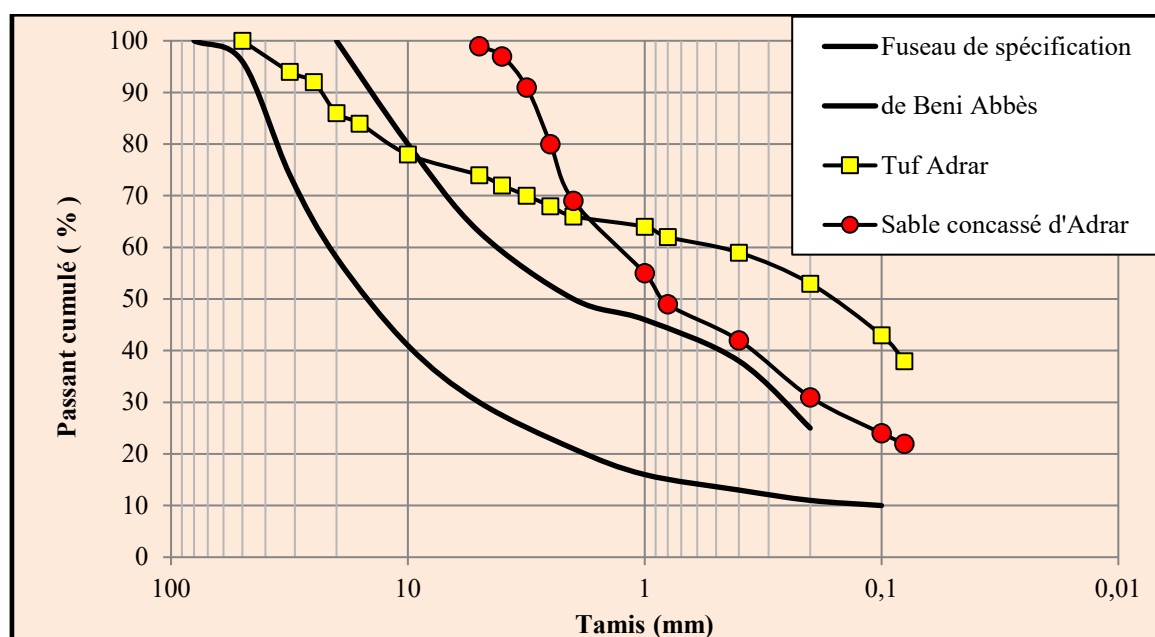


Figure. 2. Courbes granulométriques du tuf et sable concassé de la région d'Adrar.

Tableau 1. Influence de l'ajout de SC sur la propreté et la plasticité des mélanges

		Tuf	T + 10% SC	T + 20% SC	T + 30% SC	T + 40% SC
Vb (0/D)		0,39	0,35	0,31	0,26	0,22
Limites d'Atterberg	W _L	30	25	22	17	15
	W _P	19	17	16	N.M	N.M
	I _P	11	7	5	N.M	N.M

La variation de la densité sèche en fonction de la teneur en eau (Proctor Modifié), des matériaux de base tuf et SC d'Adrar ainsi que les différents mélanges, est représentée par la figure 3.

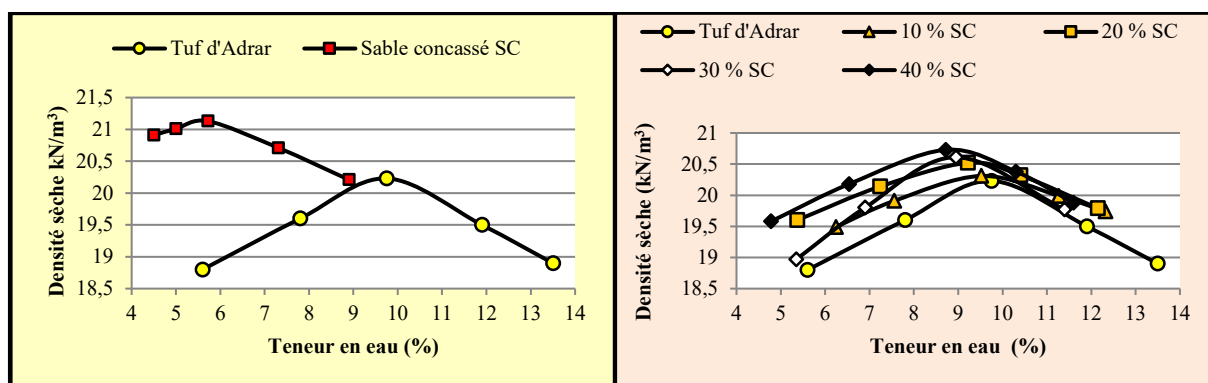


Figure. 3. Variation de la densité sèche (Proctor Modifié) en fonction de la teneur en eau des matériaux étudiés.

La figure 4 montre l'effet de l'ajout du sable concassé sur l'indice CBR immédiat et après imbibition.

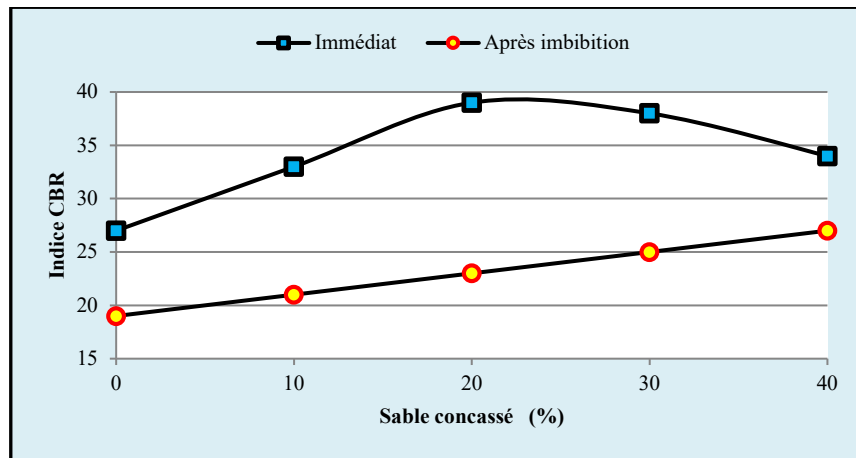


Figure. 4. Evolution de l'indice CBR immédiat et après imbibition en fonction du taux de sable concassé.

La figure 5 présente les résultats de l'essai de compression simple effectué sur des éprouvettes de tuf d'Adrar seul et en mélange avec le sable concassé, en tenant compte de l'âge de conservation.

Les résultats de l'essai de cisaillement direct à la boîte effectué sur le tuf d'Adrar seul et en mélange avec le sable concassé, en tenant compte de l'âge de conservation, sont portés sur le tableau 2.

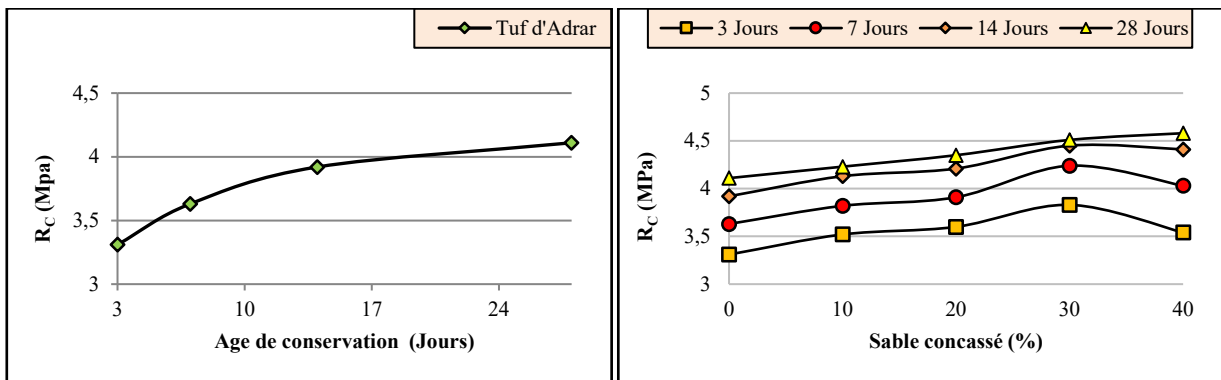


Figure. 5. Influence du taux de sable concassé et l'âge de conservation sur la résistance à la compression simple

Tableau 2. Valeurs de ϕ et C en fonction du taux de SC et l'âge de conservation

Formulation	4 Heurs		7 Jours		30 Jours	
	ϕ (°)	C (kPa)	ϕ (°)	C (kPa)	ϕ (°)	C (kPa)
Tuf d'Adrar seul	32	96	32	336	33	340
Tuf d'Adrar + 20% SC	34	98	35	378	34	379
Tuf d'Adrar + 40% SC	37	128	36	353	37	352

La figure 6 présente les courbes contraintes-déformations ainsi que la courbe intrinsèque du tuf d'Adrar à jeune âge (4 heures), et cela à travers l'essai de cisaillement direct.

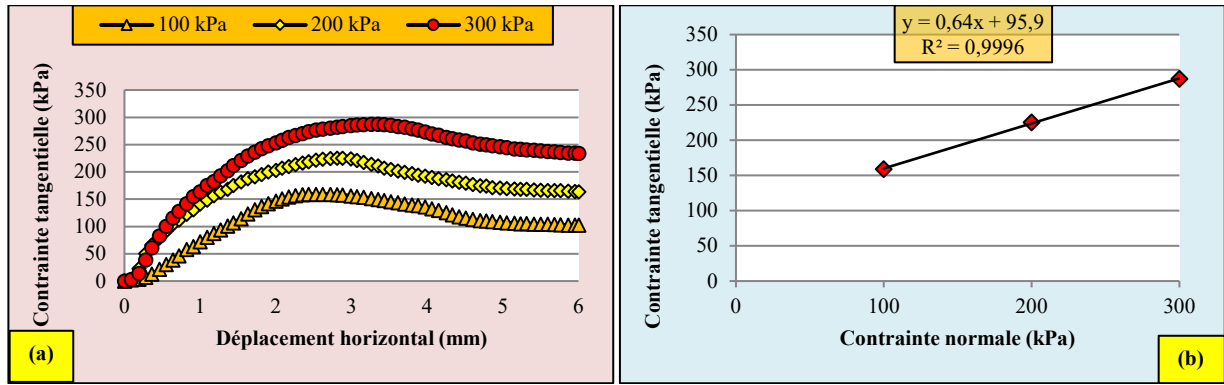


Figure 6. Courbes contraintes-déformations (a), et courbe intrinsèque (b) du tuf d'Adrar à jeune âge.

Les courbes intrinsèques du tuf d'Adrar seul et en mélange avec des taux de sable concassé 10, 20, 30 et 40%, en fonction de l'âge de conservation sont données respectivement par les figures 7, 8 et 9.

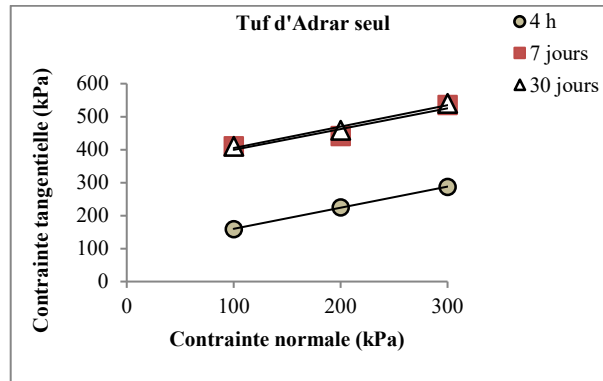


Figure 7. Courbes intrinsèques du tuf d'Adrar seul en fonction de l'âge de conservation.

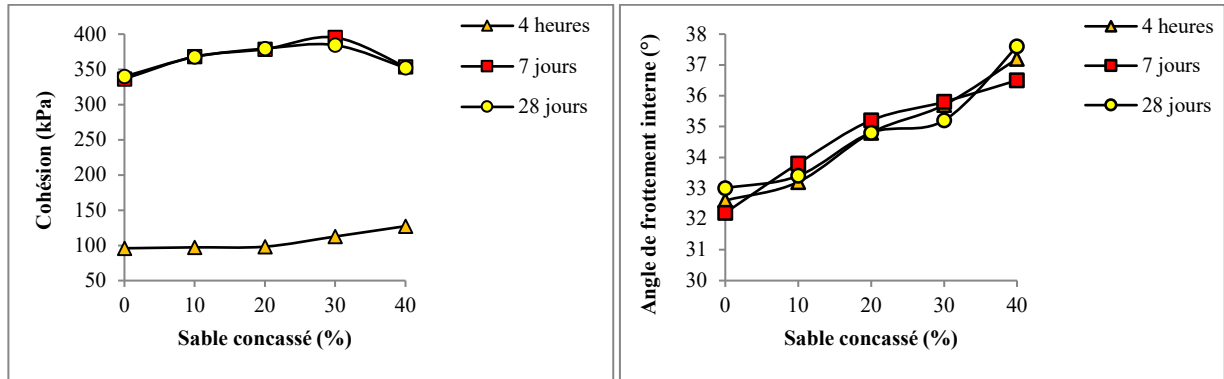


Figure 8. Evolution de la cohésion et l'angle de frottement interne en fonction du taux de sable concassé pour différents âges de conservation.

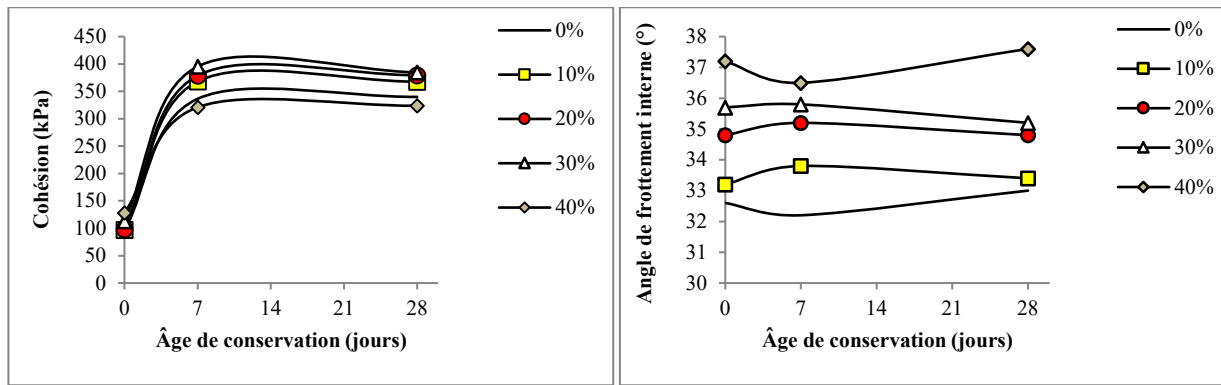


Figure. 9. Evolution de la cohésion et l'angle de frottement interne en fonction de l'âge de conservation pour différents taux de sable concassé.

4 Discussion

D'après les résultats donnés par le tableau 1, on constate, pour le tuf de la région d'Adrar, que l'indice de plasticité diminue de 50% pour un ajout de 20% de sable concassé, et devient non mesurable à 30%, la valeur au bleu diminue au profit d'une augmentation du taux de sable concassé.

Les résultats montrent que l'incorporation du sable concassé au tuf tend à améliorer les caractéristiques optimales de compactage des mélanges en comparaison avec le tuf seul. D'après les graphiques, la densité sèche s'améliore visiblement lorsque la teneur en sable du mélange avec une économie en eau de compactage.

On remarque que l'ajout du sable concassé conduit à une augmentation de l'indice CBR des mélanges de 40 à 45%, même constatation pour l'apport sur la résistance à la compression simple des mélanges, cela peut être expliqué par le fait que le durcissement progressive est accompagné par une baisse de la teneur en eau, ce qui entraîne une augmentation de la succion (pression interstitielle négative), d'où une amélioration de la cohésion qui conduit à l'augmentation de la résistance à la compression simple [10] .

Concernant l'évolution de la cohésion, et en se basant sur les résultats des essais de cisaillement direct, tableau 2, on peut bien voir que l'influence du taux de sable concassé n'est pas aussi significative autant que la durée de conservation. En effet, on constate que pour les différents pourcentages de sable concassé, la variation de la cohésion est de 25, 100 et 75 kPa respectivement pour les trois durées de conservation : 4h, 7 et 28 jours (figures 8 et 9). Par contre, l'influence de l'âge de conservation est plus claire jusqu'à 7 jours, où le l'augmentation de la cohésion est de 200 à 300 kPa (figures 8 et 9). A partir de la première semaine, et étant donné que le durcissement a atteint un stade plus avancé, la cohésion reste quasiment inchangée. L'augmentation de la cohésion durant la première semaine de durcissement à l'aire libre (diminution de la teneur en eau) est peut être due à l'augmentation progressive des forces capillaires qui colle les grains entre eux.

Selon les résultats de cette étude, et en se référant aux figures 8 et 9, on constate que l'angle de frottement interne des différentes formulations étudiées augmente au fur et à mesure qu'on ajoute du sable concassé, cela peut être expliqué par le fait de la forme anguleux et la surface rigoureuse des grains concassé.

5 Conclusion

L'étude dans ce travail a porté sur l'influence de l'ajout de sable concassé sur les caractéristiques géotechniques et mécaniques du tuf de la région d'Adrar. Le but était de tester les possibilités d'amélioration des caractéristiques des deux types de matériaux locaux de la région d'Adrar, à savoir le tuf et le sable concassé, par l'intermédiaire d'une technique de stabilisation économique visant la valorisation des deux matériaux en construction routière.

L'ajout de 20% à 30% de sable concassé au tuf de la région d'Adrar a donné de bons résultats, surtout en ce qui concerne la propreté, la plasticité et les caractéristiques de compactage et de portance immédiat ainsi que la résistance à la compression simple et au cisaillement direct.

Références

- [1] Colombier G. : *Tufs et encroûtements calcaires : Utilisations routières. Synthèse*, ISTED (1988).
- [2] Ben Dhia M.H., « Les tufs et encroûtements calcaires dans la construction routière », Thèse de docteur de 3eme cycle de l'université de Paris VI, oct. (1983).
- [3] Goual, I., Goual, M.S., Taibi, S., Abou-Bekr, N. : *Amélioration des propriétés d'un tuf naturel utilisé en technique routière saharienne par ajout d'un sable calcaire*, Eur. J. Environ. Civil Eng. 16 (6) 744–763 (2012).
- [4] Hachichi A., Boudia M., Zmali Meftah L., Belhachemi D. : *Etude de l'influence de l'immersion et du séchage sur la résistance à la compression des tufs calcaires de la région d'Oran*, Conférence International de Geoengineering, U.S.T.H.B, Alger les 11, 12 et 13 Juin (2000).
- [5] Morsli, M., Bali, A., Bensaïbi, M., Gambin, M.: *Etude du durcissement d'un tuf d'encroûtement de Hassi-Messaoud* (Algérie), Revue Européenne de Génie Civil 11 (9–10) 1219–1240 (2007).
- [6] Morsli M. : *Contribution à la valorisation des tufs d'encroûtement en technique routière saharien*. (Thèse de doctorat). Ecole Nationale Polytechnique, ENP- (2007). Alger – Algérie.
- [7] Akacem, M., Bouteldja, M., Cerezo, V., Hachichi, A.: *A method to use local low performances aggregates in asphalt pavements—an Algerian case study*, Constr. Build. Mater. 125, 290–298 (2016).
- [8] Akacem, M., Zentar, R., Mekerta, B., Sadok, A., Moulay Omar, H.: *Co-valorisation of Local Materials Tuffs and Dune Sands in Construction of Roads*, Geotech. Geol. Eng. 38, (1) 435–447 (2020).
- [9] Fenzy, E. : *Particularité de la technique routière au Sahara*, Revue générale des routes et aéroports, 411, pp. 57-71 (1966).
- [10] Moulay Omar H. : *Caractérisation géotechnique des gisements des matériaux de la région d'Adrar : Applications en technique routière*. (Thèse de doctorat), ENPO- (2021). Oran – Algérie.

VALORISATION DES MATERIAUX LOCAUX TUF ET SABLE DE DUNES EN CONSTRUCTION ROUTIERE SAHARIENNE : CAS DE LA REGION D'EL-GOLEA

M. AKACEM¹, R. ZENTAR²

¹Université Ahmed Draïa, email : akcem1960@gmail.com

²IMT Lille Douai Département Génie Civil & Environnemental, Douai, email : rachid.zentar@imt-lille-douai.fr

Résumé. L'objectif principal de cette étude est de valoriser les performances des matériaux locaux afin d'être utilisés dans le secteur de la construction routière. Pour améliorer les performances de ces matériaux locaux, la stratégie adoptée est de combiner les effets bénéfiques du mélange de différents matériaux et traitement à l'aide de liants. Les matériaux utilisés dans cette étude sont les tufs et les sables de dunes. Le présent travail est une contribution à la valorisation de matériaux locaux dans la région aride du sud Algérien. Selon les résultats obtenus, on a montré que les tufs des régions sahariennes sont bien adaptés dans les corps de chaussées Sahariens, en particulier dans les couches de base et les couches de fondations. L'incorporation du sable de dunes jusqu'à 20% améliore les performances mécaniques. Le traitement, du mélange tuf et sable de dunes, avec des liants (ciment et chaux) améliore d'avantage la capacité portante (résistance au poinçonnement), la résistance à la compression ainsi que la résistance à la traction des couches de corps de chaussée. Ces améliorations de performances mécaniques permettent aux routes de supporter plus de trafic journalier de moyen à fort.

Mots clés : Tuf, Sables des dunes, CBR, Proctor Modifié, Routes Sahariennes, valorisation

Abstract. The main objective of this study is to enhance the performance of local materials for use in the road construction sector. To improve the performance of these local materials, the strategy adopted is to combine the beneficial effects of mixing different materials and treatment with binders. The materials used in this study are tuffs and dune sands. This work is a contribution to the valuation of local materials in the arid region of southern Algeria. According to the results obtained, it was shown that the tuffs of the Saharan regions are well adapted in the bodies of Saharan pavements, in particular in the base layers and the foundation layers. The incorporation of dune sand up to 20% improves mechanical performance. The treatment of the tuff and dune sand mixture with binders (cement and lime) further improves the bearing capacity (puncture resistance), the compressive strength as well as the tensile strength of the pavement body layers. . These mechanical performance improvements allow roads to withstand more medium to heavy daily traffic.

Keywords: Tuff, Sand dunes, CBR, Modified Proctor, Saharan roads, valuation

1 Introduction

Les matériaux constituant les corps de chaussées, jusqu'à nos jours, ont été limités à certains matériaux dits nobles (sables roulés, granulats, ...etc.) [1,2], mais ces derniers sont en voie d'épuisement sous l'effet de l'exploitation intensive et de la rareté des carrières de qualité. Les tufs d'encroûtements gypso-calcaires, les matériaux les plus utilisés en corps de chaussées (CB et CF) dans les zones sahariennes tel que le sud Algérien, bien que subnormaux et ne répondant pas aux normes européennes, ont montré un comportement acceptable pendant de longues années, jusqu'à ces dernières années où ce type de matériaux commence à présenter certaines limites sous l'effet de l'intensité du trafic surtout. Dans l'objectif de préserver les gîtes de granulats en voie d'épuisement aux futures générations et d'exploiter les sables éoliens en abondance dans les régions du Sud Algérien, on vise de valoriser ces derniers dans le corps de chaussée en mélange avec les tufs [3-6].

2 Matériels et Méthodes

Le programme expérimental est composé d'essais d'identification du tuf et le sable de dunes (SD) de la région d'El-Goléa, le Tableau 1 résume les résultats de caractérisation du matériau de base (tuf d'El-Goléa). En ce qui concerne le comportement mécanique du tuf seul ainsi que le mélange (tuf + sable de dunes), le choix s'est porté sur l'essai de la compression simple et la traction indirect par fendage, (Figure 1). Pour formuler les matériaux routiers à base de tufs et de sable de dunes, plusieurs mélanges à différents taux de tufs et de SD ont été étudiés [7-9]. Ces mélanges ont été caractérisés sur le plan de l'évolution des propriétés physiques avec les taux de substitution de 10 à 40% de SD, et également le comportement au compactage et l'étude de la portance. Le traitement avec le ciment et la chaux est appliqué avec un ajout de 20% de SD.

Tableau 1. Caractérisation du tuf de la région d'El-Goléa.

Analyse Granulométrique	0 / D mm	% < 2 mm	% < 0,4 mm	% < 80 μm	D ₆₀ mm	D ₃₀ mm	D ₁₀ mm	Cu	Cc
	31,5	65	54	45	1,0	0,027	0,006	166	0,12
Limites d'Atterberg	W _L (%)			W _P (%)			I _P (%)		
	28,29			17,92			10,37		
Valeur au bleu de Méthylène	V _B (0/0,4) cm ³ /gr			C _d (%)			V _B (0/D) cm ³ /gr		
	0,69			54			0,37		
Compactage et Portance	W _{opt} (%)			γ _{opt} (kN/m ³)			I CBR Immédiat		
	11,8			19,2			20		
Coefficients de Los Angeles et ES	LA (Classe 10 / 25)			LA (Classe 16 / 31,5)			ES		
	68			73			26		

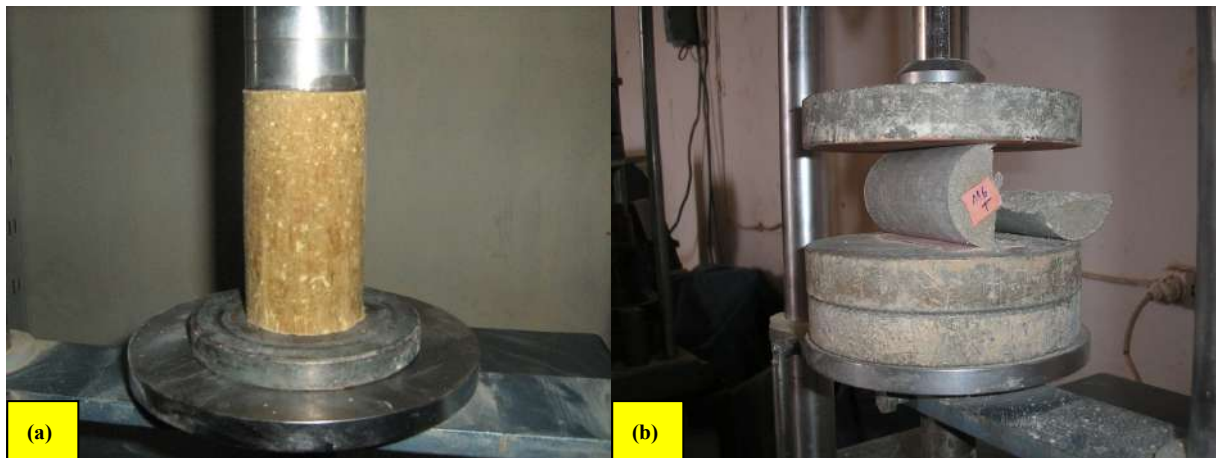


Figure. 1. Eprouvette soumise à l'essai de compression simple (a), et traction indirecte par fendage (b).

Le Tableau 2 regroupe les valeurs de masse volumique sèche et de teneur en eau correspondantes à l'optimum Proctor Modifié pour les différents mélanges.

Tableau 2. Caractéristiques optimales Proctor Modifié des différents mélanges

	Mélanges	100% Tuf	10% SD	20% SD	30% SD	40% SD
El-Goléa	W _{OPM} (%)	11,8	11,5	9,7	8,5	8,4
	γ _{dOPM} (kN/m ³)	19,1	19,3	20,3	20,2	20,1

L'essai de compression simple est introduit pour les matériaux locaux pour la première fois par FENZY [2]; il est réalisé sur tous les matériaux sahariens sur la fraction 5 mm. Le compactage à l'OPM est effectué à la presse et les éprouvettes démoulées ($\varnothing = 5\text{cm}$; $h = 10\text{cm}$) sont conservées à l'air libre. Le matériel est constitué essentiellement d'une presse hydraulique et d'éléments pour confectionner les éprouvettes (moule, contre moule, piston inférieur, pièce d'espacement, piston supérieur, et cylindre de démoulage). Le matériau est malaxé manuellement ou à l'aide d'un malaxeur ; les éprouvettes de forme cylindrique sont confectionnées statiquement à la teneur en eau W_{opt} et la densité $\gamma_{d \text{ max}}$. Les étapes de confection d'éprouvettes cylindriques sont présentées dans la Figure 2.

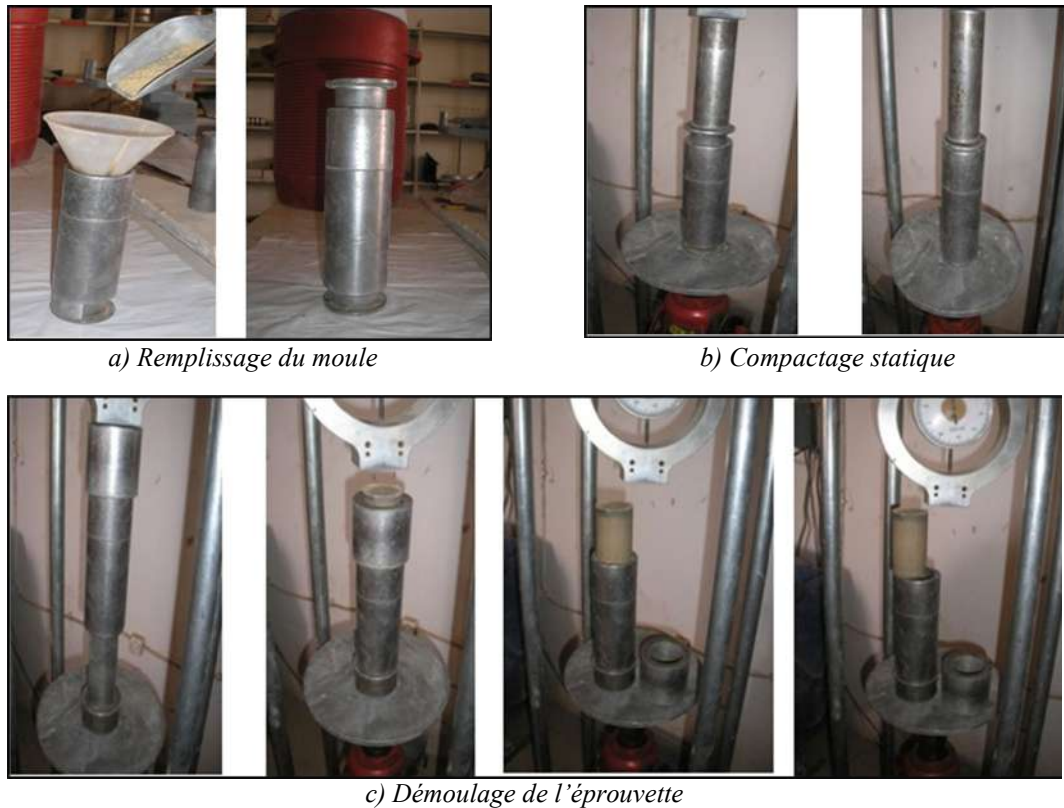


Figure 2. Etapes de confection d'éprouvettes cylindriques pour essai de compression simple

On mesure la résistance des éprouvettes de tuf compactées à la compression aux âges : 0 ; 7 ; 14 ; et 28 jours.

3 Résultats

La Figure 3 présente les courbes granulométriques du tuf et SD, par rapport au fuseau Saharien [9], le Tableau 3 montre l'influence de l'ajout de sable de dunes sur la propreté et la plasticité des mélanges.

Tableau 3. Influence de l'ajout de sable de dunes (SD) sur la propreté et la plasticité des mélanges

		Tuf	T + 10% SD	T + 20% SD	T + 30% SD	T + 40% SD
	Vb (0/D) cm^3/gr	0,37	0,33	0,29	0,25	0,21
Limites d'Atterberg	W_L	28,29	23,61	20,87	16,67	14,65
	W_P	17,92	16,52	16,38	N.M	N.M
	I_P	10,90	7,09	4,29	N.M	N.M

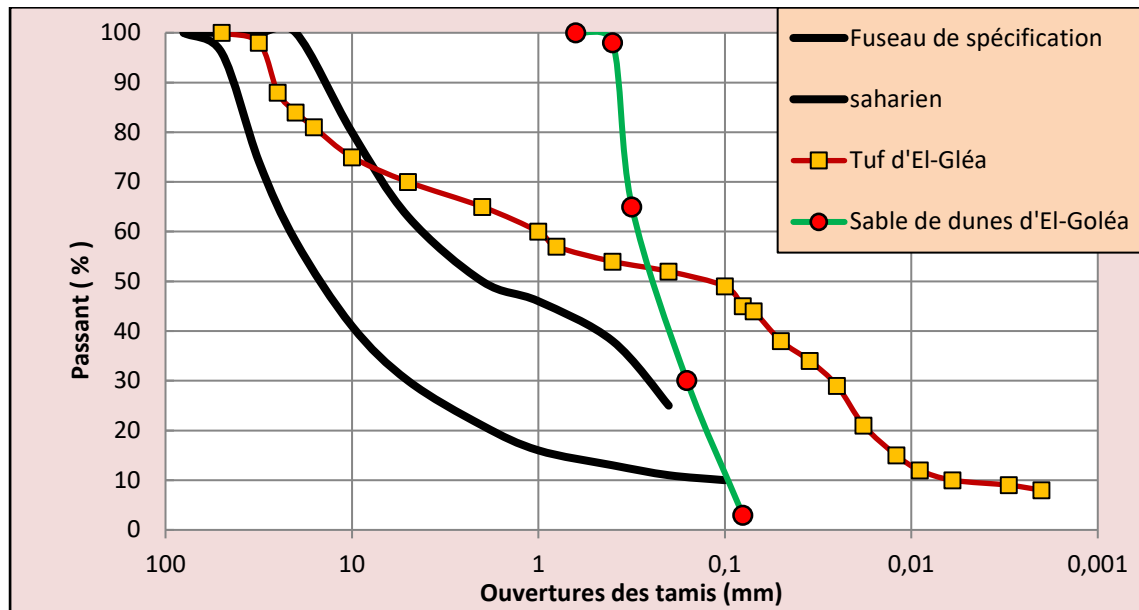


Figure. 3. Courbes granulométriques du tuf et sable de dunes de la région d'El-Goléa.

La variation de la densité sèche en fonction de la teneur en eau, des matériaux de base tuf et sable de dunes de la région d'El-Goléa ainsi que les différents mélanges, est représentée dans la Figure 4.

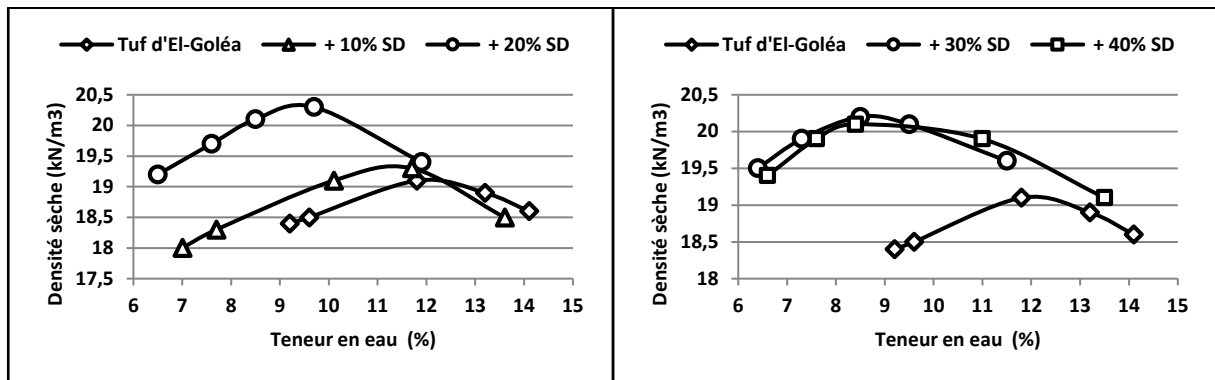


Figure. 4. Variation de la densité sèche en fonction de la teneur en eau du tuf et sable de dunes d'El-Goléa.

La Figure 5 montre l'effet de l'ajout du sable de dunes sur l'indice CBR immédiat.

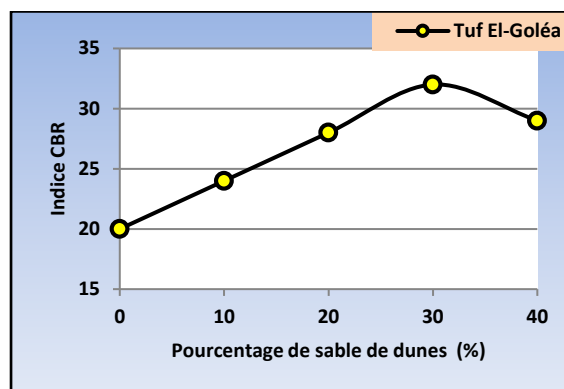


Figure. 5. Evolution de l'indice CBR immédiat en fonction du taux de sable de dunes.

Le tableau 4 présente les résultats de l'essai de compression simple effectué sur des éprouvettes de tuf d'El-Goléa seul et les mélanges avec le sable de dunes.

Tableau 4. Résistance à la compression simple du tuf d'El-Goléa seul et en mélange avec le sable de dunes

Formulation	7 Jours	14 Jours	28 Jours
	Résistance à la compression simple R_c (Mpa)		
Tuf d'El-Goléa seul	1,86	2,82	3,54
Tuf d'El-Goléa + 10% SD	1,63	2,24	2,82
Tuf d'El-Goléa + 20% SD	1,29	1,89	2,38
Tuf d'El-Goléa + 30% SD	0,76	1,17	1,56
Tuf d'El-Goléa + 40% SD	0,46	0,76	1,19

La Figure 6 montre l'influence du traitement – au ciment et à la chaux – du tuf d'El-Goléa en mélange avec le sable de dunes (80% tuf + 20% SD) sur l'indice CBR immédiat.

La Figure 7 montre l'évolution de la résistance à la compression simple R_c du tuf d'El-Goléa en présence du sable de dunes (80% tuf + 20% SD) sous l'effet du traitement au ciment/chaux et de temps de cure.

La Figure 8 montre l'évolution de la résistance à la traction R_{tb} du tuf d'El-Goléa en mélange avec le sable de dunes (80% tuf + 20% SD) sous l'effet du traitement à la chaux/ciment et le temps de cure.

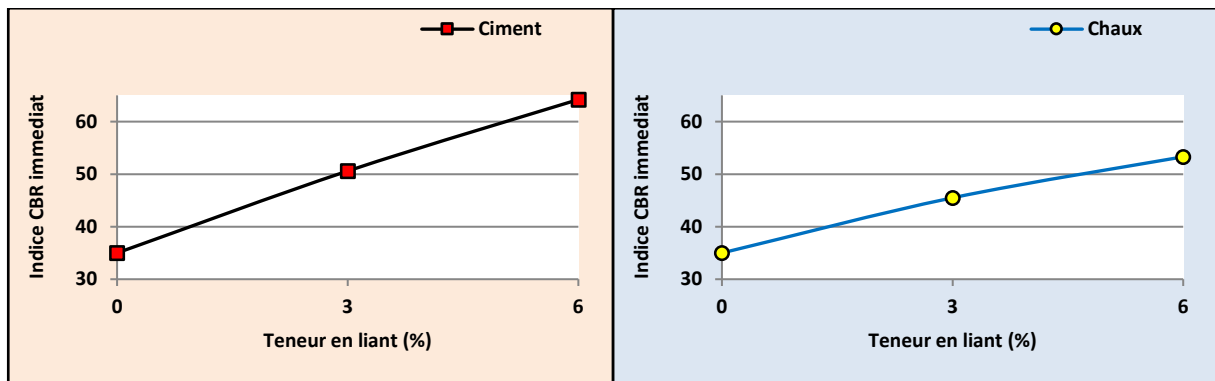


Figure. 6. Evolution de l'indice CBR immédiat du mélange (80%tuf+20%SD) en fonction de la teneur en liant.

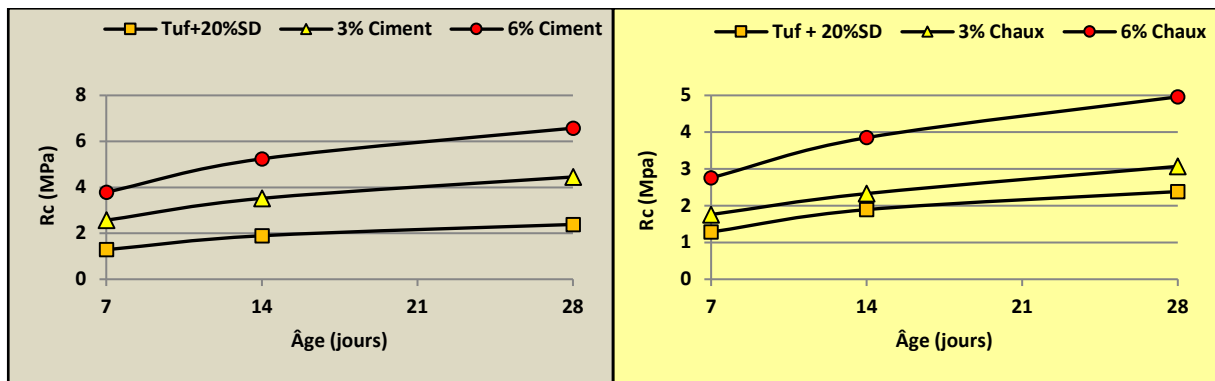


Figure. 7. Influence du traitement et l'âge de conservation sur R_c du mélange (tuf + 20%SD).

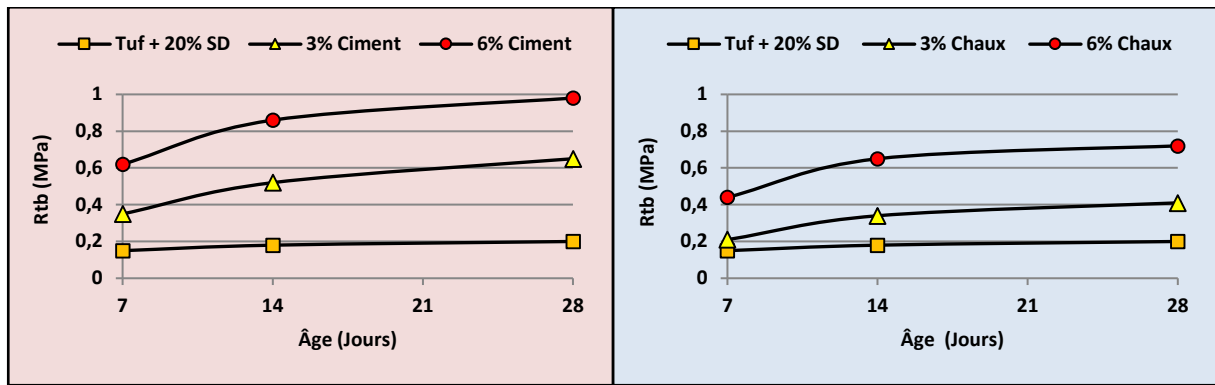


Figure 8. Influence du traitement et l'âge de conservation sur Rtb du mélange (tuf + 20%SD).

4 Discussion

D'après l'analyse granulométrique, Figure 3, on peut constater que le tuf étudié possède une courbe étalée, le diamètre maximum des granulats (D_{max}) est de 31,5 avec une fraction sableuse (2 mm) de 65%. La courbe granulométrique du tuf d'El-Goléa se situe au-dessus du fuseau Saharien, avec un pourcentage des éléments fins et de 45%, cela dépasse le seuil préconisé par la Technique Routière Saharienne (TRS) et l'organisme du Contrôle Technique des Travaux Publics (CCTP) : 22% à 30%. Concernant la granulométrie du sable de dune de la région d'El-Goléa, on constate que l'allure de la courbe granulométrique révèle une pente relativement forte qui caractérise un matériau bien trié, mal gradués, homométriques, dont le diamètre des plus gros éléments ne dépasse pas 0,4 mm.

L'incorporation d'un taux de 20% de sable de dunes au tuf de la région d'El-Goléa a amélioré la propreté, la densité sèche (Figure 4), l'indice portant CBR immédiat (Figure 5), avec une diminution de la plasticité, de la quantité d'eau nécessaire pour le compactage.

En se référant aux résultats du Tableau 4, on voit bien que l'ajout du sable de dunes au tuf a causé une diminution de plus de 60% de la résistance à la compression du tuf seul, ceci peut s'expliquer par le fait que la cohésion entre les fines du tuf et les grains siliceux du sable de dunes de la région d'El-Goléa n'est pas à la hauteur d'améliorer la résistance à la compression par rapport à celle du tuf seul et donc on peut conclure – et en l'absence d'un éventuel traitement - que le tuf se comporte bien mieux seul.

Pour rattraper cette diminution de la résistance à la compression, on a entamé une étude de stabilisation du mélange tuf/sable de dunes (TSD) par des liants hydrauliques tels que le ciment et la chaux, pour voir les apports éventuels du point de vu de la performance mécanique.

L'effet du traitement sur la portance immédiate est caractérisé par une augmentation de l'indice CBR des mélanges liés proportionnellement à la teneur en liant, comme le montre la Figure 6. D'après les résultats de portance, on remarque que l'indice CBR immédiat présente un gain par rapport au mélange TSD non traité, de 85% et 50% respectivement pour un traitement à 6% de ciment et de 6% de chaux.

L'amélioration de la portance du mélange TSD traité peut s'expliquer par une augmentation de compacité liée à une diminution du volume de vide dans le sol et d'une bonne distribution des particules du sol avec les particules fines du liant.

Pour un traitement de 3% de ciment (Figure 7), on remarque une amélioration de la compression simple qui atteint 4,5 MPa après 28 jours de conservation à l'air libre, ce qui représente un gain de 85% par rapport au mélange TSD non traité. Pour une teneur de 6% de ciment, la résistance à la compression simple arrive à 6,5 MPa, soit presque le double de celle du matériau non traité. Pour une teneur de 6% de ciment, les éprouvettes conservées à l'air libre pendant 28 jours présentent une résistance à la traction d'environ 1 Mpa (Figure 8) d'une manière générale, nous constatons que les performances en traction sont moyennes et ne dépassent pas 1 MPa.

5 Conclusion

Le tuf étudié présente un $D_{\max}$ de 31,5 avec une fraction sableuse ($< 2\text{mm}$) de 65%, c'est matériau peu plastiques (I_p entre 10 et 11).

Le tuf de la région d'El-Goléa, matériau de base, possède une courbe granulométrique étalée avec un taux d'éléments inférieurs à $80\mu\text{m}$ dépasse le seuil préconisé par la Technique Routière Saharienne et l'organisme du Contrôle Technique des Travaux Publics. Il est classé selon le LPC/USCS comme un sable argileux (SA/SC), et dans la classe A1 suivant la classification du guide technique routier GTR (Setra-LCPC, 1992). Selon les résultats de l'essai Los Angeles, on peut déduire que le tuf d'El-Goléa est très friable et s'insère dans la catégorie des tufs pulvérulents, avec une faible portance ($I_{\text{CBR I}} < 40$).

L'intérêt de ce travail est de voir l'influence de l'ajout de sable de dunes sur les caractéristiques géotechniques et mécaniques du tuf de la région d'El-Goléa. Le but était de tester les possibilités d'amélioration des caractéristiques des deux types de matériaux locaux de la région d'El-Goléa par l'intermédiaire d'une technique de stabilisation économique visant la valorisation des deux matériaux en construction routière.

L'expérience de l'ajout du sable de dunes au tuf de la région d'El-Goléa a donné de mauvais résultats concernant la résistance à la compression simple ; en effet, le tuf seul a donné de meilleures résistances que pour le mélange tuf/sable de dunes pour tous les taux testés et pour toutes les durées de conservation.

Pour rattraper cette diminution de la résistance à la compression, on a procédé à une étude de stabilisation du mélange de la région d'El-Goléa tuf/sable de dunes par des liants hydrauliques tels que le ciment et la chaux, pour voir les apports éventuels du point de vu de la performance mécanique.

Le mélange tuf/sable de dunes (TSD) avec une formulation de 80% tuf + 20% sable de dunes a donné de bons résultats, surtout en ce qui concerne la propreté, la plasticité et les caractéristiques de compactage et de portance immédiat.

Références

- [1] Ben Dhia M.H., « Les tufs et encroûtements calcaires dans la construction routière », Thèse de docteur de 3eme cycle de l'université de Paris VI, oct. (1983).
- [2] Fenzy, E. : *Particularité de la technique routière au Sahara*, Revue générale des routes et aérodromes, 411, pp. 57-71 (1966).
- [3] Akacem, M., Bouteldja, M., Cerezo, V., Hachichi, A.: *A method to use local low performances aggregates in asphalt pavements—an Algerian case study*, Constr. Build. Mater. 125, 290–298 (2016).
- [4] Akacem, M., Zentar, R., Mekerta, B., Sadok, A., Moulay Omar, H.: *Co-valorisation of Local Materials Tuffs and Dune Sands in Construction of Roads*, Geotech. Geol. Eng. 38, (1) 435–447 (2020).
- [5] Goual, I., Goual, M.S., Taïbi, S., Abou-Bekr, N. : *Amélioration des propriétés d'un tuf naturel utilisé en technique routière saharienne par ajout d'un sable calcaire*, Eur. J. Environ. Civil Eng. 16 (6) 744–763 (2012).
- [6] Hachichi A., Boudia M., Zmali Meftah L., Belhachemi D. : *Etude de l'influence de l'immersion et du séchage sur la résistance à la compression des tufs calcaires de la région d'Oran*, Conférence Internationale de Geoengineering, U.S.T.H.B, Alger les 11, 12 et 13Juin (2000).
- [7] Morsli, M., Bali, A., Bensaïbi, M., Gambin, M.: *Etude du durcissement d'un tuf d'encroûtement de Hassi-Messaoud (Algérie)*, Revue Européenne de Génie Civil 11 (9–10) 1219–1240 (2007).
- [8] Colombier G. : *Tufs et encroûtements calcaires: Utilisations routières. Synthèse*, ISTED (1988).
- [9] Morsli M. : *Contribution à la valorisation des tufs d'encroûtement en technique routière saharien*. (Thèse de doctorat). Ecole Nationale Polytechnique, ENP- (2007). Alger – Algérie.

PRECIPITATIONS SALINES DANS LES TEXTURES SABLO-LIMONEUSES : ENTRE INDICE DE SATURATION ET FACTEUR DE CONCENTRATION

IDDER¹, I-E. NEZLI² et T. IDDER¹

¹ Université de Ouargla, Laboratoire de recherche sur la phoeniciculture, email : idder_haki@yahoo.fr; tahar_id@yahoo.fr

² Université de Ouargla, Laboratoire de Géologie du Sahara, email : imedinezli@yahoo.fr

Abstract. The Ouargla basin designated by this study stretches for several kilometers. It is renowned for its hydromorphic and halomorphic characteristics. The work sought in this basin concerns a bare soil of sandy-silty textural class. This bare soil has never in living memory known to human actions, neither by its cultivation nor by its irrigation. It is under the influence of two main processes, a summer climate which from June to September induces a strong evaporating power and a strongly saline water table at shallow depth of class C5S3. In view of the smallness of the exchange parameters measured in three profiles dug according to a radial sequence of the soil which are CEC, Na, ESP, and the largeness of the values of the electrical conductivity (EC) located, from upstream to the downstream, between 31 and 62.5 dS / m, a geochemical, thermodynamic model phreeqc at 25 ° C was used. This model demonstrated a priority precipitation of carbonate substances materialized by calcite (Ca CO₃), magnesite (Mg CO₃) and dolomite Ca Mg (CO₃)₂ from (log₁₀ FC), log decimal of the concentration factor equal to 0.02 and the saturation index Is greater than 0.5. It is followed by gypsites (CaSO₄ and CaSO₄.H₂O) and lastly the very soluble salts with a saturation index of less than 0.5.

Key words: bare soil, water table, salts, Ouargla basin, Sahara

Résumé. La cuvette de Ouargla désignée par cette étude s'étire sur plusieurs kilomètres. Elle est réputée pour ses caractères d'hydromorphie et d'halomorphie. Le travail recherché dans cette cuvette concerne un sol nu de classe texturale sablo-limoneuse. Ce sol nu n'a jamais de mémoire d'homme connu d'actions anthropiques ni par sa mise en culture ni par son irrigation. Il est sous l'influence de deux agissements principaux, un climat estival qui de juin à septembre induit un fort pouvoir évaporant et une nappe phréatique fortement salée à faible profondeur de classe C5S3. Au vu de la petitesse des paramètres d'échanges mesurés dans trois profils creusés selon une séquence radiale du sol que sont CEC, Na, ESP, et la largesse des valeurs de la conductivité électrique (CE) situées, de l'amont à l'aval, entre 31 et 62.5 dS/m, un modèle géochimique, thermodynamique phreeqc à 25 °C a été utilisé. Ce modèle a mis en évidence une précipitation prioritaire des substances carbonatées matérialisées par la calcite (Ca CO₃), la magnésite (Mg CO₃) et la dolomite Ca Mg (CO₃)₂ à partir du (log₁₀ FC), log décimal du facteur de concentration égal à 0.02 et l'indice de saturation Is supérieur à 0.5. Elle est suivie des gypsites (CaSO₄ et CaSO₄.H₂O) et en dernier lieu les sels très solubles à indice de saturation inférieur à 0.5.

Mots clés : sol nu, nappe phréatique, sels, Cuvette de Ouargla, Sahara

1. Introduction

Le bas Sahara où se trouve Ouargla se situe dans l'est-algérien à environ 800 km au Sud-est d'Alger au fond d'une vaste dépression où les précipitations sont très faibles (Figure 1).

Ouargla est située dans une zone appartenant à l'étage bioclimatique saharien à hiver doux. Son climat est caractérisé par une aridité nettement exprimée par un Indice d'aridité (Im) = 1,2 et une sécheresse quasi permanente (De Martonne, 1926).

Le paysage pédologique de Ouargla est caractérisé essentiellement par son allomorphie et son hydromorphie (Idder et al., 2013). La nappe superficielle (phréatique) salée est souvent à fleur de sol. Cette ville est entourée de grandes surfaces de chotts et de sebkhas (Idder, 2007).

Les grandes étendues nues répandues sur la plus grande partie du territoire algérien, particulièrement au Sahara, méritent d'être caractérisées du point de vue sols et salinisation. De mémoire d'Hommes, le sol nu, objet de cette étude, n'a jamais connu d'actions anthropiques soit par mise en culture soit par irrigation ; l'humidité de ce milieu est sous la dépendance d'une nappe phréatique peu profonde, alimentée essentiellement par les excédents hydriques urbains et agricoles et par une très faible

pluviométrie caractéristique de la région, ne dépassant pas 40 mm/an, alors que l'évaporation annuelle est de l'ordre de 2000 mm/an.



Figure 1 : Localisation géographique de la zone d'étude

Les ressources hydriques dont dispose Ouargla appartiennent à trois aquifères : le Continental Intercalaire et le Complexe Terminal (formés par deux niveaux aquifères : le Sénono-Eocène et le Mio-Pliocène), deux aquifères fossiles et une nappe superficielle (phréatique) Du bas en haut existe d'après Guendouz et al. (1992).

Les grès et argiles sableuses du CI avec la nappe dite de l'Albien. Les calcaires avec la nappe du Sénono-Eocène carbonatés. L'ensemble détritique (sables, argiles et évaporites) des formations continentales avec la nappe du Mio-Piocène. Une nappe libre (phréatique), contenue dans les formations et les sols sableux fins argileux et gypseux d'âge Quaternaire.

Cette nappe phréatique est très salée, et par conséquent elle demeure non exploitée à l'échelle de la région (Idder, 2007).

Les fondements géochimiques basés sur les précipitations des sels ont été consacrés à l'étude en période estivale d'un sol nu sableux marqué visiblement par les phénomènes d'hydromorphie et d'halomorphie (Idder et al., 2013). L'examen du sol en question est testé par l'application d'une modélisation thermodynamique à 25 °C " phreeqc, v.2", (Parkhurst et al, 1999) permettant la caractérisation et la détermination des intrusions et précipitations minérales dans les textures sablo-limoneuses des sols quaternaires de la zone d'étude.

2. Description du cadre naturel de l'étude et méthodes

Les expériences ont été menées sur un sol nu naturel de l'exploitation de l'université de Ouargla, où trois profils ont été creusés suivant la même diagonale et suivant le sens d'écoulement des eaux souterraines et de la nappe phréatique (Idder et al., 2014).

- Date de prélèvement et de description des échantillons de sol : Été 2012
- Topographie : Forme plane avec une pente faible (< 1 %)
- Situation : l'exploitation agricole de l'Université de Ouargla
- Temps : Ensoleillé
- Végétation : inexistante
- Aspect de surface : Encroûtement salin (boursouflures)
- Occupation du sol : sol nu sur toute la superficie d'étude.
- Espacement entre le profil 1 et 2 est de 119m, entre profil 2 et 3, 162 m.

Le travail consiste à tester la salinité des sols nus résultant de la concentration des eaux de la nappe sous-jacente.

L'estimation de la concentration des eaux se fait à l'aide d'un traceur chimique. Cette méthode a été utilisée par Valles (1987) dans la vallée de l'Oued de medjerdah en Tunisie.

Le chlore est un bon indicateur de l'état de concentration d'une eau de nappe ou solution d'un sol, puisqu'il ne précipite qu'à des forces ioniques élevées (Droubi et al., 1976). Il est considéré comme un traceur stable et l'élément chimique le plus conservatif des évaporites. Il est très soluble et rarement impliqué dans les précipitations salines, n'intervenant pas dans les phénomènes d'oxydo-réduction. Il est peu influencé par l'intervention des bactéries. On peut ordonner donc les analyses selon leur teneur en ion chlore et suivre l'évolution de la molalité (en mé/l) de chaque élément majeur (Cl^- , SO_4^{2-} , HCO_3^- , Na^+ , Mg^{2+} , Ca^{2+} , K^+) depuis les échantillons d'eau les plus dilués aux échantillons les plus concentrés en fonction de la molalité croissante de Cl^- . Le facteur de concentration (Fc) des eaux a été estimé à partir du rapport entre la teneur en chlorure d'une eau et la plus petite teneur en chlorure observée sur l'ensemble des échantillons (nappe superficielle et solution du sol).

Dans un diagramme bi-logarithmique, nous avons placé en ordonnées les valeurs du log Molalité et en abscisses le log du facteur concentration. Le degré de saturation est apprécié par un Indice de Saturation (IS), tel que : $\text{IS} = \log (\text{IAP}/\text{K})$; avec IAP : est le produit d'activité ionique, K : est la constante d'équilibre.

Les échantillons prélevés à partir du sol ont été séchés, broyés et tamisés avant de subir les analyses chimiques, physicochimiques. Les paramètres analysés sont les éléments majeurs (Figures 2, 4 et 6), grâce aux appareils :

Spectrophotomètre DR 2800 et un multimètre pour la conductivité électrique à l'extrait aqueux 1/5 e à l'aide d'un conductivité-mètre de paillasse. Le pH a été mesuré à l'aide d'un ph-mètre Hanna.

3. Résultats et discussion

Les échantillons de sol issus des profils pédologiques montrent clairement deux niveaux d'accumulations ioniques importants. Les horizons superficiels et médians notés H0 et H2 respectivement sont les plus dotés en ions, contrairement aux horizons sous-jacents (figures 2, 4 et 6). Cette apparence saline attestée par les valeurs de la conductivité électrique (figures 3, 5 et 7) place notre sol dans le type AB selon Servant, (1975).

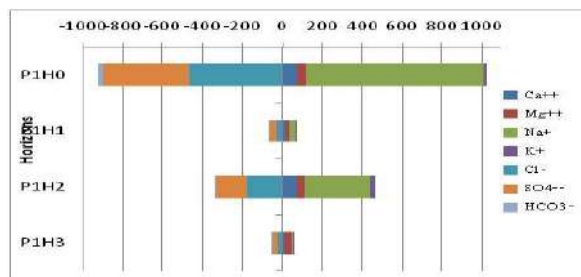


Figure2 : Profil ionique 1

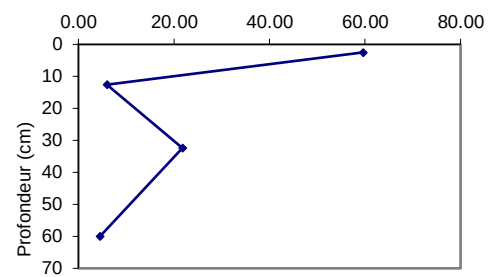


Figure 3 : Profil salin 1

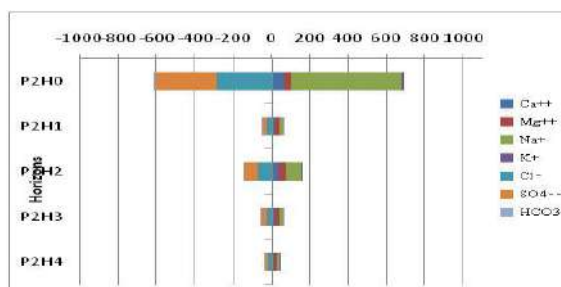


Figure 4 : Profil ionique 2

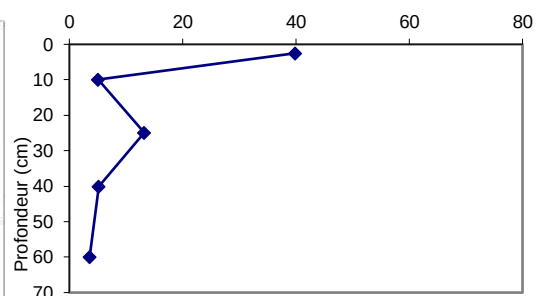


Figure 5 : Profil salin 2

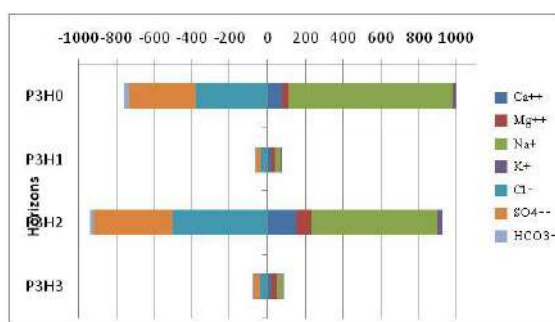


Figure 6 : Profil ionique 3

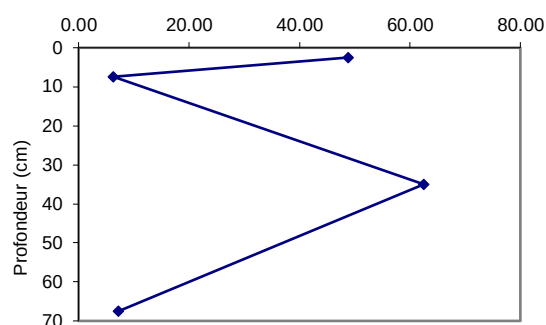


Figure 7 : Profil salin 3

L'analyse des trois profils étudiés a montré remarquablement la dominance de l'ion Sodium parmi les cations et les ions chlorures, parmi les anions, selon l'ordre suivant : $\text{Na}^+ > \text{Ca}^{++} > \text{Mg}^{++} > \text{K}^+ > \text{Cl}^- > \text{SO}_4^{2-} > \text{HCO}_3^-$ ce qui confère à la solution du sol le faciès chloruré sodique (Figures 2, 4 et 6).

Par ailleurs, dans le but d'identifier les précipitations salines majoritaires, l'approche géochimique, grâce au modèle thermodynamique, a mis en évidence pour les trois profils examinés une affinité accrue entre le traceur chlore et les ions les plus répandus dans la solution du sol SO_4^{2-} et Na^+ en considérant l'ion chlore comme traceur stable le mieux approprié aux évaporites (Figure 8).

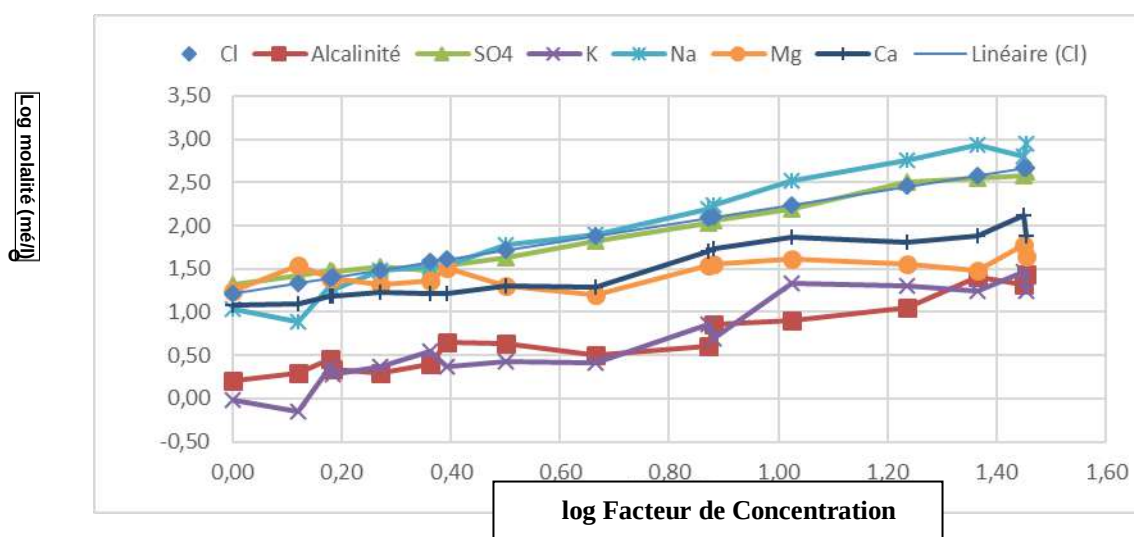


Figure 8 : Diagramme de concentration des solutions.

Il a été montré en outre qu'à partir de log facteur de concentration ($\log F_c \leq 0,2$), correspondant aux indices de saturation élevés à 0.5, tous les carbonates sont sursaturés (Figure 10), d'où leur précipitation prioritaire surtout sur les horizons superficiels : P_1H_0 , P_2H_0 et P_3H_0 . Cette précipitation, carbonatée, est attestée par les valeurs des indices de saturation. Il s'agit essentiellement de la calcite (CaCO_3) IS maximum 2.27, de la magnésite (MgCO_3) et de la dolomite ($\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$). Avec un IS supérieur à 4.44. Concernant les solutions sulfatées, le gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ et l'anhydrite CaSO_4 , elles évoluent simultanément avec le traceur chlore. Leurs précipitations sont constatées à partir de $F_c = 1,24$, soit pour des concentrations en ions chlorures supérieures à 280 mé/l et en sulfates dépassant 324 mé/l (Figure 8). Enfin, parmi les minéraux solubles, l'halite (NaCl) semble le minéral le plus proche de la saturation malgré ses hautes concentrations dans la solution du sol (Figure 9).

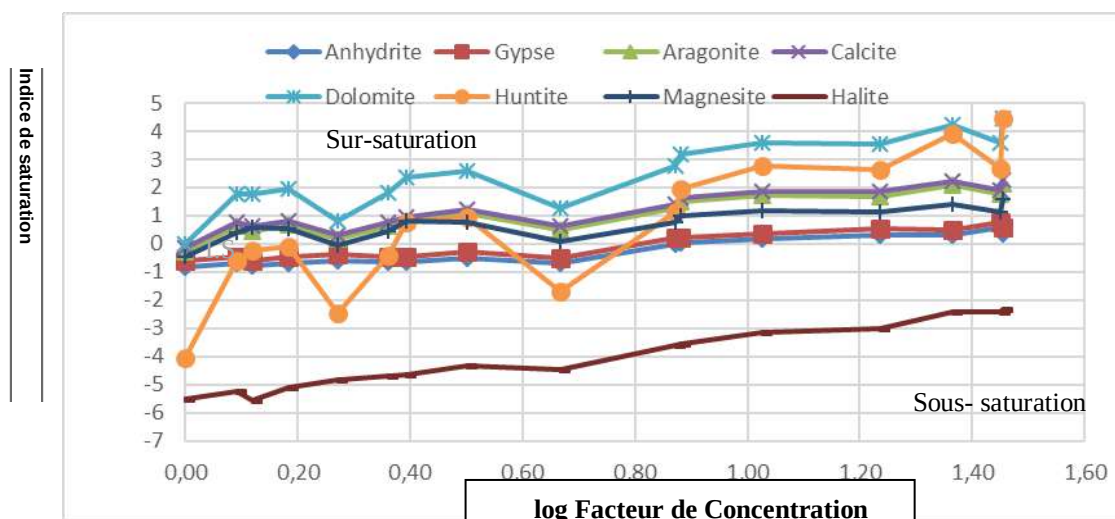


Figure 9 : Ordre de précipitation minéralogique dans les solutions

4. Conclusion

Ce travail s'est intéressé à l'ensemble constitué par le système sol-nappe, caractérisé par un climat aride estival très évaporant, une nappe superficielle proche de la surface du sol et une topographie plane d'où défavorable au drainage naturel des eaux.

Les principaux résultats des analyses chimiques des eaux et des sols nus sablo-limoneux indiquent un fort taux de sodium parmi les cations et de chlorures parmi les anions. Le plus important est atteint au niveau des horizons de surface et médian. L'étude se rapportant à la géochimie indique un ordre précis de précipitation des sels matérialisés dans les différents horizons du profil du sol considéré ; elle indique une cristallisation prioritaire des carbonates suivie des sels du gypse, et en dernier lieu l'halite. Ceci est en accord avec une alcalinité résiduelle calcite négative, conférant ainsi, aux solutions des sols et des eaux de la nappe superficielle le faciès chloruré sodique, tout en montrant leurs voies saline neutre en conduisant, par conséquence, à la sodisation des sols dans cette région.

5. Références

1. De Martonne, E. 1926. Aérisme et indice d'aridité. *C.R.Acad.Sci.*, Paris, (182) : 1395-1398. (1926)
2. Droubi A. Fritz B. et Tardy Y. 1976. Equilibres entre minéraux et solutions. Programmes de calculs appliqués à la prédiction de la salure des sols et des dos optimaux d'irrigation. *Cahiers O.R.S.T.O.M., série pédologie, VOL. XIV, n° 1, pp.13-38.* (1976)
3. Guendouz, A. Reghis, Z. et Moulla, A.S. 1992. Etude hydrochimique et isotopique des eaux souterraines de la cuvette de Ouargla. *Rapport n° 1, 65 p.*
4. Idder A., Idder T., Nezli I.E. et al. 2014. Compartimentation et accumulation estivale des sels neutres dans les aridosols sableux nus de la cuvette d'Ouargla (Sahara algérien) *Lebanese Science Journal*, Vol. 15, No. 1, 2014, pp. 41-50. (2014)
5. Idder T. 2007. Le problème des excédents hydriques à Ouargla : Situation actuelle et perspectives d'amélioration. *Sécheresse*, 18 (3) : 161-167. (2007)
6. Idder T., Idder A., Cheloufi H. et al. 2013. La surexploitation des ressources hydriques au Sahara algérien et ses conséquences sur l'environnement. Un cas typique : l'oasis de Ouargla (Sahara septentrional). *Techniques Sciences Méthodes*, 5, 31-39. (2013)
7. Parkhurst, D.L., Appelo C.A.J. 1999. User's guide to PHREEQC version 2: a computer program for speciation, batch reaction, one dimensional transport and inverse geochemical calculations. *USGS, Waterresources investigations report*, 99-4259. (1999).
8. Servant, J. 1975. Contribution à l'étude des sols halomorphes. L'exemple des sols salés du Sud et du Sud-Ouest de la France. *Thèse de Doctorat d'Etat, Université de Montpellier, 2 tomes (texte : 200 p.).*
9. Valles, V. 1987. Etude et modélisation des transferts d'eau et de sel dans un sol argileux. Application au calcul de doses d'irrigation, *Revue des Sci. Géol, Mém*, 79, 148 p. (1987).

USING OF ARTIFICIAL NEURAL NETWORK FOR PREDICTING SOIL WATER CONTENT AT FIELD CAPACITY AND PERMANENT WILTING POINT -CASE OF ZIBAN SOILS

Abdelhafid Youcef^{1,2}, Rechachi Miled Zohra¹, Menasria Hanan¹, Halitim Amor³

¹(CRSTRA), email : *abdelhafidyoucef@yahoo.fr ; miled.zohra07@gmail.com ; men.hanan@yahoo.fr*

²Université de Biskra, email : *abdelhafidyoucef@yahoo.fr*

³ Université de Batna, email : *amor.halitim@gmail.com*

Abstract. Soil water contents at field capacity (FC) and permanent wilting point (PWP) over a landscape play a key role for optimum irrigation scheduling, and modelling ecological and hydrological processes. However, direct measurement of these parameters are time consuming and expensive. Pedotransfer function (PTFs) provide an alternative by predicting them from available or more easily measurable soil variables. This study was conducted to evaluate models of FC and PWP created using artificial neural networks (ANN) and to compare their performance to multiple linear regression (MLR). A total of 120 of soil samples from different locations of Biskra province were used. The statistical criteria (root mean square error (RSME), coefficient of determination (R^2) and mean error (ME)) is used to evaluate developed models. Results indicate that the ANN provide better performance than the conventional MLR. Therefore, the results of this study were highly encouraging and suggested that ANN method was promising in modeling PTF for predicting soil water contents in our region.

Key words: Pedotransfer function, Ziban soils, artificial neural network, multiple linear regression, soil water contents.

1. Introduction

The bioavailable water or soil available water capacity must be taken into account for optimum irrigation scheduling, and modeling ecological and hydrological processes [2]. However, in arid and semi-arid areas in particular, it is often observed that water supplies are done in an empirical way and do not take into account this data, which results a loss of water reserve, a leaching of nutrients and an environmental damage (pollution and rising of surface water tables). Soil water contents at field capacity (FC) and permanent wilting point (PWP) are vital hydraulic characteristics in efficient utilisation of available scarce water resources [19]. However, these properties are generally known only for a limited number of soils because their direct measurements are, time consuming and unfeasible to apply over large areas [7,11]. To overcome these difficulties, pedotransfer functions (PTFs) are an alternative approach for estimating them from available or more easily measurable soil data such as soil texture [20], bulk density and organic matter content [18]. Nevertheless, there is no real universal PTFs, the proximity of the study area and the similarity of the parent materials are important elements to assess the potential ability of PTFs [14]. Consequently, the validity of any given PTFs should be considered appropriately with caution before extrapolation beyond their geographical training area. However, the most of the research focused on pedotransfer functions (PTFs) has been generated under humid climatic conditions [9]. Despite that availability of water is one of the main factors limiting agricultural production in arides and semi-arides regions, there has been very little work on the prediction of soil water retention properties [22,10,9]. For Algeria soils, studies describing soil water properties has been the subject of very little published work [3,4]. As regards the bas Sahara of Algeria, PTFs describing soil water properties over extensive areas are limited by the lack of available data, but in high demand for developing sustainable farming systems. Recently, using machine learning algorithms, such as artificial neural network (ANN) provide more accuracy than others methods to predict water content at FC and PWP [16,13]. As they are fully nonparametric, the major advantage of using ANN technique compared to conventional methods, that they do not take into account the relations between the input and output data [21].

Using relative limited data on water content at FC and PWP, the present study was carried out with the objective to predict soil water content at FC and PWP using artificial neural networks (ANN) and to compare their performance to multiple linear regression (MLR) for different soil types of the region.

2. Materials and methods

As shown in Fig. 2, Biskra province (Ziban region, eastern Algeria), located at the foot of the saharan Atlas Fig. 1 and covers about 21 509.80 km², is known for its phoenicicol heritage estimated at 5 million of date palms and 98.478 ha of irrigated area [1]. This agro-ecological zone belongs to the Saharan bioclimatic stage. Main soil types of the Biskra province, defined according to Word Reference Base classification [8], include Fluvisols (50%), Calcisols and Gypsisols (37.8%), and solonchaks (13.1%) [1].

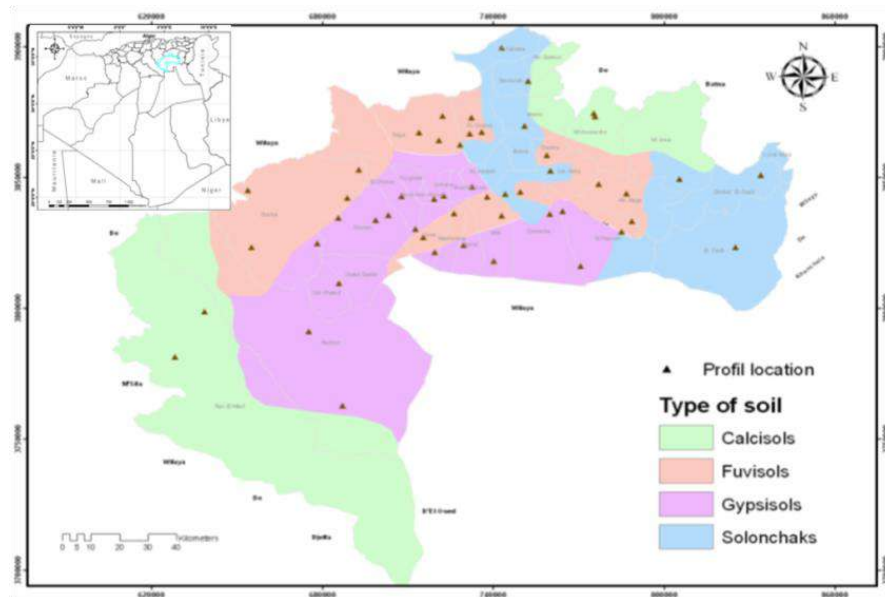


Figure1. Location of the study area with soil profile locations.

A total of 120 soil samples were collected from different localities in this area. All collected soil samples were analysed in the laboratory. The BD was determined by soil cylinder cores (100 cm³) method, the particle-size distribution (clay, silt and sand contents) were determined by the Robinson's pipette method. Organic matter content (OM%) was determined by the wet oxidation method of Walkley and Black method and soil water contents at FC (-33 kPa) and PWP (-1500 kPa) were determined by pressure plate apparatus method.

3. Statistical modeling

In this study, the statistical modeling was performed using R program. Five parameters (clay, silt, sand, OM, and BD) were used as predictors for estimating FC and PWP. Before the statistic analysis, the data were randomly split into separate training and testing subsets, with 70% in the training subset. A total of 84 and 36 numbers of samples were used for training and testing of PTFs. The both training and test data were normalised. The choice of the soil variables used as arguments for developing models was based on their correlation with soil water contents and on the evaluation of multicollinearity among variables through the variance inflation factor (VIF) [2].

For MLR modeling, the most essential input variables were selected using backward stepwise method, and then linear, quadratic, and possible interaction terms of soil variables [12,18]. The PTF were developed using a equation of the form :

$$Y = b_0 + b_1X_1 \dots + b_5X_5 + b_6X_1^2 + \dots b_7X_5^2 + b_8 X_1X_2 + \dots + b_nX_4X_5$$

Where Y is the dependent variable, b_0 is the intercept, $b_{01} \dots b_n$ are regression coefficients and $X_1 - X_5$ are independent variables referring to basic soil properties.

For ANN modeling, the feed-forward multilayer perception (MLP) model was adopted for predicting FC and PWP. The input layer consists of four input soil variables (clay, silt, BD and OM). This network contains input, hidden, and output layer (Fig.3). The number of hidden neurons is based on the performance of calibration and validation data set [24]. The input layer in network is weighted, summed, and biased to produce the hidden layer. The output from the hidden neurons is processed by a similar procedure and they are transformed by another activation function to produce the output. The weights and biases are obtained in ANN by minimizing the following objective function through an iterative procedure. The backpropagation algorithm was used to minimize the above objective function. Neurons may use any transfer function such as log-sigmoid, tan-sigmoid, and linear to generate their output. In our case, tan-sigmoid (Tanh) transfer function was used to generate output layer as it is most common transfer function used in soil science [14].

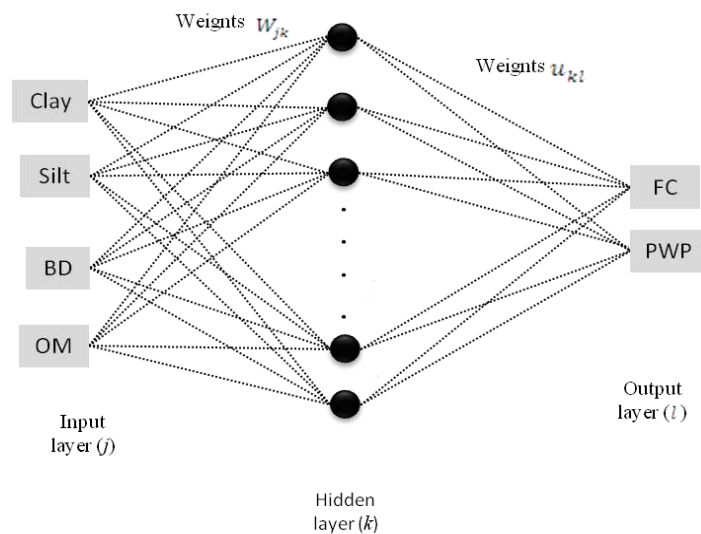


Figure2. ANN model used in study.

The model performances were evaluated using different statistical indices such as the coefficient of determination (R^2), root-mean-square error (RMSE) and mean of prediction (ME). These statistical indices are the most common metrics used to evaluate models performance [21].

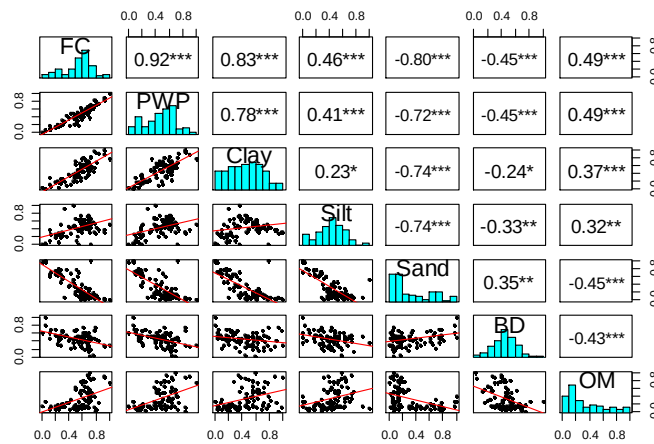
4. Results

As shown in the Table.1, both data sets illustrated relatively similar statistical characteristics, for instance, the clay, sand and silt contents, and bulk density are 0.02-0.68, 0.02-0.94, 0.03-0.85%, and 1.058-1.940g.cm⁻³, respectively, for training data set. FC and PWP ranged from 0.03 to 0.42 g/g and from 0.016 to 0.36g/g, respectively. Clearly, the presence of different types of soil in Biskra province cause such large ranges in physical properties.

Table 1. Statistic parameters of soil attributes for the training and test sets

Variables	Training data set				Testing data set			
	Min.	Max.	Mean	S.D	Min.	Max.	Mean	S.D
Clay (%)	0.020	0.680	0.316	0.248	0.015	0.660	0.330	0.250
Silt(%)	0.030	0.850	0.382	0.204	0.090	0.663	0.415	0.166
Sand (%)	0.020	0.940	0.314	0.288	0.020	0.887	0.251	0.259
BD (g.cm ⁻³)	1.058	1.940	1.441	0.171	1.028	1.732	1.436	0.164
OM (%)	0.000	0.031	0.011	0.272	0.000	0.024	0.090	0.205
FC (% g/g)	0.030	0.416	0.239	0.215	0.061	0.408	0.246	0.198
PWP (% g/g)	0.016	0.360	0.176	0.219	0.042	0.306	0.178	0.189

From Fig 3, FC and PWP both have a fairly strong and smooth relationship ($r > 0.70$) with clay and sand contents but with opposite polarity. It may therefore possibly be the best predictors of FC and PWP. BD, silt and OM have a relatively loose relationship with FC and PWP. Furthermore, BD appears to have a negative relationship with FC and PWP. These properties, individually, are therefore unlikely to be good predictors of FC and PWP, but may help improve model performance when used in conjunction with clay, sand in a multiple prediction model. There appears to be a strong, smooth relationship between FC and PWP. Sand content was excluded due to its collinearity with clay. Finally, clay content, silt content, OM content and BD were chosen as independent variable in modeling for predicting FC and PWP.

**Figure 3.** Correlation coefficients between soils attributes

The results showed in the Table 4 reveal that the model 2 developed by using clay, silt, and BD appear to be better than others during the training data sets. The predictor variables explained 76% and 62% for FC and PWP respectively. In addition, BD appear to improve the performance of the model when used in conjunction with silt, however, OM improve lightly the regression significantly. In general, evaluation indices (R^2 , RMSE, and ME) were better at FC than PWP. The R^2 and RMSE values were 0.76 and 0.095 respectively for FC and 0.62 and 0.1161 respectively for PWP. Both models included the independent variables silt, bulk density, BD-silt, for FC and silt- BD, and quadratic clay for PWP.

Table 2. Coefficients of variables used in multiple-linear regression

Variables	Soil water content at FC (% g/g)				Soil water content at PWP (% g/g)			
	Clay, Silt	Clay, Silt, BD	Clay, Silt, OM	Clay, Silt, BD, OM	Clay, Silt	Clay, Silt, BD	Clay, Silt, OM	Clay, Silt, BD, OM
<i>Intercept</i>	0.112***	0.258***	0.128***	0.369***	0.122***	0.114**	0.109**	0.321***
Clay (%)	0.663***	0.634***	0.638***	0.620***				
Silt (%)	0.303***	0.244***	0.204**		0.396***	0.658***	0.333***	0.304***
BD		-0.239***		-0.427***				-0.336***
OM							0.153**	
Silt × BD				0.469***		-0.683***		
Silt × OM			0.227**					
Clay ²					0.650***	0.644***	0.599***	0.620***
<i>R</i> ²	0.710	0.758	0.740	0.757	0.536	0.622	0.587	0.642
RMSE	0.103	0.095	0.098	0.095	0.126	0.116	0.120	0.114

*R*²: coefficient of determination; RMSE: root mean square error. *p0.01

As shown in Table3, the minimum level of RMSE and maximum level of *R*² were observed in models 2 for FC and PWP, respectively. In general, the lower value of RMSE and higher value of *R*² are statistical indicators of good performance of the model. In our investigation, the *R*² and RMSE values for the training data set, are 0.761 and 0.095, for FC, while the values for PWP are 0.639 and 0.114, respectively. For the testing data set, the *R*² and RMSE values are 0.798 and 0.080 for FC, while these values for the PWP are 0.652 and 0.105, respectively.

5. Discussion

The particle size distribution (PSD), OM and BD were often used as predictors for predicting soil water contents at FC and PWP [23]. In the present investigation, data on particle size distribution showed stronger correlation with soil water content than BD and OM. Therefore, using clay, silt, and BD provide a good prediction. Our finding agreed with those by Ostavari et al. [15] and Ghorbani et al. [6]. In MLR modeling, the soil variables clay, silt and BD explain 76 and 62 % of variation in FC and PWP respectively. The relationships between clay and FC and PWP found are consistent with those reported for other soil types [19,17]. The prediction of FC and PWP is unlikely to be affected by OM in our case. This may be due to the variation in clay content (or sand content) being much larger than the variation in OM content. Therefore, any relationship between OM and FC would have been masked. The results are similar to those obtained by Rab et al. [18], Khlosi et al. [10], and Santra et al. [19]. For Australian soils, Minasny and McBratney [13] did not include OM in their PTFs and cited that Australian soils contain very low OM.

During the training phase Table 4, it can be clearly apparent that the ANN gave low values of the RMSE as well as high *R*² compared with the conventional method MLR. The RMSE values of ANN models varied from 0.082 to 0.090 g/g for FC and from 0.082 to 0.090 g/g for PWP, respectively, and these were smaller than those of the MLR models, which ranged from 0.038 to 0.044 g/g. The *R*² values of the ANN models ranged from 0.713 to 0.879 and 0.713 to 0.843, respectively, whereas the MLR models showed the lower values with 0.715-0.788. However, the t-statistique (*P* < 0.05) shows that the differences in performance of the two techniques were non significant for both FC and PWP. Similarity, Skalova et al. [22] found that ANN performed slightly better than MLR with limed data.

Table 3. Statistic performances of the ANN models

Model	FC				PWP			
	Training		Testing		Training		Testing	
	R^2	RMSE	R^2	RMSE	R^2	RMSE	R^2	RMSE
Clay, Silt	0.753	0.100	0.779	0.090	0.605	0.124	0.550	0.118
Clay, Silt, BD	0.761	0.095	0.798	0.080	0.639	0.114	0.652	0.105
Clay, Silt, OM	0.748	0.097	0.758	0.087	0.580	0.121	0.540	0.114
Clay, Silt, BD, OM	0.765	0.094	0.792	0.082	0.623	0.116	0.654	0.101

In the testing phase Table 4, ANN models were able to produce good predictions, as compared to MLR models. The RMSE values of ANN models varied from 0.002 to 0.048 and were smaller than those of the MLR models, which ranged from 0.031 to 0.057 and from 0.035 to 0.040, respectively. The R^2 values of the ANN model ranged from 0.739 to 0.879 and show more accurate prediction than MLR models, for which the values ranged from 0.647 to 0.821 and 0.692 to 0.849, respectively.

Table 4. Goodness-of-fit for MLR and ANN models in predicting soil water contents at FC and PWP.

Output Variables	Input variables	MLR			ANN		
		R^2	RMSE	ME	R^2	RMSE	ME
FC	Clay, Silt	0.750	0.090	-0.009	0.779	0.090	-0.008
	Clay, Silt, BD	0.796	0.082	-0.007	0.800	0.080	-0.007
	Clay, Silt, OM	0.750	0.090	-0.000	0.762	0.087	-0.001
	Clay, Silt, BD, OM	0.774	0.085	-0.006	0.792	0.082	-0.000
PWP	Clay, Silt	0.562	0.115	-0.037	0.550	0.118	-0.039
	Clay, Silt, BD	0.656	0.111	-0.039	0.652	0.105	-0.036
	Clay, Silt, OM	0.547	0.118	-0.032	0.553	0.114	-0.028
	Clay, Silt, BD, OM	0.630	0.113	-0.039	0.654	0.101	-0.030

In Overall, the performance of all prediction models developed during the testing period in the study area is showed in Fig. 5, it was selected ANN model with clay, silt, and BD input variables as the best-fit model for predicting FC and PWP. Evaluation indices were also better at FC ty than PWP for all models. Haghverdi et al. [7] showed that the better performance of either of data mining methods could be related to the PTF type and database characteristics rather than to inherent supremacy of either of the data mining methods. From the developed PTFs, it was observed that ANN models with silt, clay and BD as predictors and four neurons in hidden layer had better performance in predicting soil water content at FC and PWP and the equations were expressed as :

$$\begin{aligned} \text{FC} &= 0.146 - 1.131 \times H_1 - 0.207 \times H_2 - 1.14 \times H_3 + 0.292 \times H_4 \\ \text{PWP} &= 0.719 + 0.355 \times H_1 - 0.584 \times H_2 + 1.131 \times H_3 - 0.889 \times H_4 \end{aligned}$$

Where $H_1 = \tanh (0.5 \times (-0.254 - 1.747 \times \text{Clay} - 0.554 \times \text{Silt} - 0.174 \times \text{BD}))$, $H_2 = \tanh (0.5 \times (0.032 - 1.048 \times \text{Clay} - 2.980 \times \text{Silt} - 0.075 \times \text{BD}))$, $H_3 = \tanh (0.5 \times (-0.656 + 1.349 \times \text{Clay} + 0.136 \times \text{Silt} - 1.016 \times \text{BD}))$, $H_4 = \tanh (0.5 \times (1.815 + 1.555 \times \text{Clay} + 0.049 \times \text{Silt} - 0.180 \times \text{BD}))$

Where Tanh stands for hyperbolic tangent of any given number.

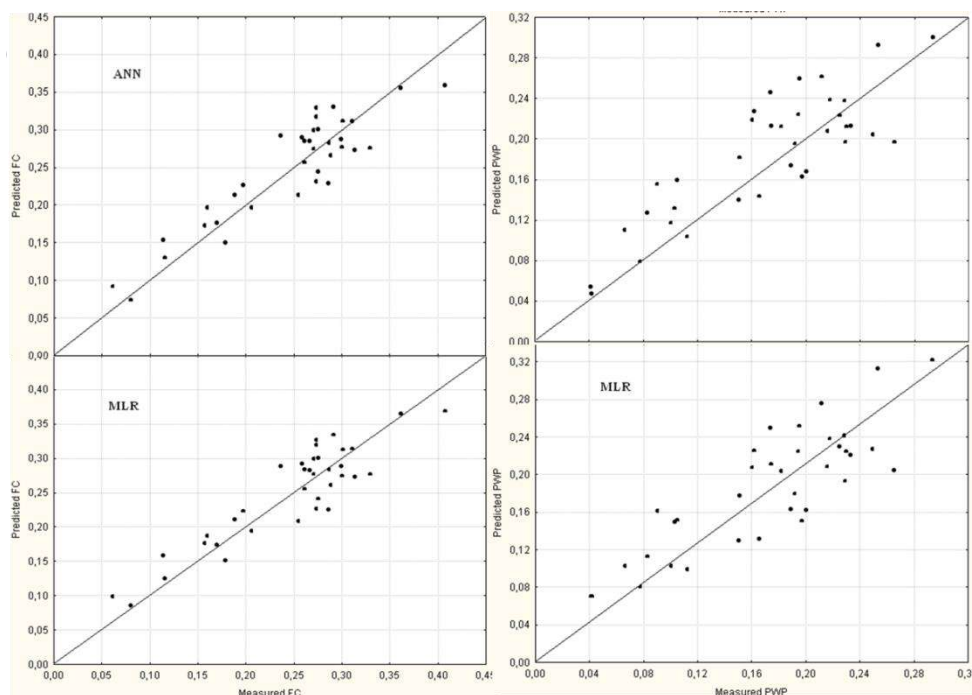


Figure 4. Scatter plots of measured and predicted FC and PWP using ANN and MLR models in testing

6. Conclusions

This study investigates the performance of using ANN and MLR for predicting soil water contents at FC and PWP in Biskra province. To achieve this objective, relative data samples were employed to develop various models. The obtained results indicate that particle size distribution showed stronger correlation with FC and PWP than BD and OM. Multiple regression equation incorporating clay, silt and BD explain 76 of variation in FC and 62 % of the variation in PWP. Based on statistical criteria, the obtained results indicate that the overall performance of ANN model was better than that of MLR, but this difference was statistically not significant. Also, it was observed that ANN with three input variables clay, silt, BD and four neurons in hidden layer had better performance in predicting soil FC and PWP. Therefore, the results of this study were highly encouraging and suggested that ANN methods were promising in modeling PTF for estimating soil water contents.

References

- [1] ANAT : *Schéma directeur des ressources en eau de la wilaya de Biskra*. Dossier Agro-pédologique, 175p(2003).
- [2] Dobarco, MR., Cousin, I., Le Bas, C., Martin, MP. : *Pedotransfer functions for predicting available water capacity in French soils, their applicability domain and associated uncertainty*. Geoderma 336 (2019) 81-95. <https://doi.org/10.1016/j.geoderma.2018.08.022>.
- [3] Dridi B., Dilmi A. : *Poids des différentes caractéristiques des sols dans l'estimation de leur rétention en eau, Cas des sols d'Algérie*. Etude et Gestion des sols, Volume 18, 4, 2011, 247-258p.
- [4] Dridi, B., Zemmouri, S.: *Fonction de pédotransfert pour les sols de la plaine de la Mitidja (Algérie): recherche de paramètres les plus pertinents pour la rétention en eau*. Biotechnol.Agron.Soc.Environ.2012 16 (2), 193-201.
- [5] Dubost, D., Larbi youcef, Y. : *Mutation agricoles dans les oasis algériennes : L'exemple des Ziban*. Sécheresse, 9, 103-110 (1998).
- [6] El Madjou, H., Kaba, R., Almesber, W., Bruand, A. : *Validation de l'estimation des propriétés de rétention en eau de sols syriens à partir de fonctions et classes de pédotransfert développées pour des sols français*. Étude et Gestion des Sols, Volume 23, 2016 – p112-123.
- [7] Ghorbani, MA., Shamshirband, S., haggi, DZ., Azani ABonakdari, H., Ebtehaj, I. : *Application of firefly algorithm- based support vector maxchines for prediction of fiel capacity and permanent wilting point*. Soil

- & Tillage Research 172 (2017) 32-38. <https://dx.doi.org/10.1016/j.still.2017.04.009>.
- [8] Haghverdi, A., Cornelis, WM., Ghahraman, B. : *A pseudo-continuous neural network approach for developing water retention pedotransfer functions with limited data*. Journal of hydrology 442-443 (2012) 46-54. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2012.03.036>
- [9] IUSS Working Group WRB. : *International soil classification system for naming soil and creating legends for soil maps*. Word soil Ressources Report No 106. FAO, Rome. Word Reference Base for Soil Ressources (2014).
- [10] Julià-Ferrer, M., Monreal, TE. Sánchez del Corral Jiménez, A, García Meléndez, E. : *Constructing a saturated hydraulic conductivity map of Spain using pedotransfer functions and spatial prediction*. Geoderma 123 (2004) 257-277. doi:10.1016/j.geoderma.2004.02.011
- [11] Khlosi, M., Alhamdoosh, M., Douaik, A., Gabriels, D., & Cornelis, WM. : *Enhanced pedotransfer functions with support vector machines to predict water retention of calcareous soil*. European Journal of Soil Science, 67(3), 276–284. <https://doi.org/10.1111/ejss.12345> (2016).
- [12] McNeill SJ., Lilburne LR., Carrick S., Webb TH., Cuthill Y. : *Pedotransfer functions for the soil water characteristics of New Zealand soils using S-map information*. Geoderma 326 (2018) 96-110. <https://doi.org/10.1016/j.geoderma.2018.04.011>.
- [13] Merdum, H., Çinar, Ö., Meral, R., Apan ,M. : *Comparison of artificial neural network and regression pedotransfer function for prediction of soil water retention and saturated conductivity*. Soil & Tillage Research 90 (2006) 108-116. doi:10.1016/j.still.2005.08.011
- [14] Minasny, B., McBratney, A. : *The neuro-m method for fitting neural network parametric pedotransfer functions*. Soil Science Society of America Journal, 66(2), 352-361(2002).
- [15] Mohanty, M., Nishant, K., Sinha, Painuli, D K., Bandyopadhyay, K K., Hati, K M., Sammi, Reddy K., Chaudhary, R S. : *Modelling soil water contents at field capacity and permanent wilting point using artificial neural network for Indian soils*. Nati.Acad.Sci.Lett. DOI 10.1007/s40009-015-0358-4 (2015)
- [16] Morvan, X., Bruand, A., Cousin, I., Roque, J., Baran, N., Mouvet, Ch. : *Prédiction des propriétés de rétention en eau des sols d'un bassin versant à l'aide de fonctions de pédotransfert, influence de la densité apparente et de la teneur en éléments grossiers*. Étude et gestion des sols, Volume 11, 2, 2004, 81-99.
- [17] Ostavari, Y., Sgari, K., Cornelis, WM. : *Performance evaluation of pedotransfer functions to predict field capacity and permanent wilting point using UNSODA and HYPES datasets*. Arid Land Research and Management. 29 :383-398 (2015).
- [18] Pachepsky, YA., Rawls, WJ., Lin, HS. : *Hydropedology and pedotransfer functions*. Geoderma 131.308-316p.doi:10.1016/j.geoderma.2005.03.012
- [19] Qiao, J, Zhu, Y., Jia, X., Huang, L., Shao, M. : *Pedotransfer functions for estimating the field capacity and permanent wilting point in the critical zone of the Loess Plateau, China*. Journal of Soil and Sediments. <https://dx.doi.org/10.1007/s.11368-018-2036-x>7.04.009 (2018).
- [20] Rab, MM., Chandra, S., Fisher, PD., Robinson, NJ., Kitching, M., Aumann, CD., Imhof M. : *Modelling and prediction of soil water contents at field capacity and permanent wilting point of dryland cropping soils*. Australian Journal of Soil Research, 2011, 49, 389-407. Doi.10.1071/SR10160- 1838- 2675X/11/050389.
- [21] Santra, P., Kumar, M., Kumawat, RN., Painuli, DK., Hati, KM., Heuvelink, GBM., Batjes, NH. : *Pedotransfert functions to estimate soil water content at field capacity and permanent wilting point in hot Arid Western India*. J.Earth.Sci. (2018) 127:35. <https://doi.org/10.1007/s12040-018-0937-0>j.jhydrol.2012.03.036
- [22] Saxton, KE., Rawls W., Romberger JS., & Papendick RI. : *Estimating generalized soil-water characteristics from texture*. Soil Science Society of America Journal, 50(4), 1031–1036 (1986). <https://doi.org/10.2136/sssaj1986.03615995005000040039x>
- [23] Skalová, J., Čistý, M., Bezák, J. (2011) *Comparison of three regression models for determining water retention curves*. J Hydr Hydromech, 59(4), 275-284. DOI: <https://doi.org/10.102478/v10098-011-0023-7>
- [24] Van Looy K., Bouma, J., Herbst, M., Koestel, J., Minasny, B., Mishra, U., Montzka, C., Nemes, A., Pachepsky, Yakov,A., Padarian, J., Schaap, marcel, G., Tóth, B., Verhoef, A., Vanderborght, J., Ploeg Jvander., Weihermüller, L.,
- [25] Wösten, JHM., Pachepsky YA., Rawls WJ. : *Pedotransfer functions: bridging the gap between available basic soil data and missing soil hydraulic characteristics*. Journal of Hydrology 251. 123– 150 (2001).

ETUDE DES CARACTERISTIQUES ET DE LA VARIABILITE SPATIALE DES CONTRAINTES HYDRO-MECANQUES DANS UN SOL SAHARIEN (CAS D'UNE PALMERAIE A OUARGLA)

D. REZAGUI¹

¹rezagui_djihed19@yahoo.fr

Résumé. Les sols sahariens sont les plus souvent confrontés à des problèmes de mise en valeur, compte-tenu des contraintes hydro-édaphiques, principalement de type hydrique de nappe phréatique, mécanique de croûtes gypso-calcaires et salines par les eaux d'irrigation et la remontée capillaire des eaux phréatiques. Notre travail consiste à apprécier le niveau des contraintes hydro-édaphiques et d'enracinement des palmiers dattiers par une étude spatiale. Les résultats montrent qu'il existe deux biotopes, se caractérisent par un problème de remontée des eaux phréatiques, la formation des croûtes gypseuses et la salinisation des eaux et des sols. Les eaux phréatiques présentent un niveau statique moyen de $156,7 \pm 12,1$ cm avec une salinité moyenne de $16,56 \pm 5,17$ dS.m⁻¹. Les sols sont très salés à extrêmement salés, en moyen de $5,66 \pm 3,14$ dS.m⁻¹ pour le demi-secteur A1, et $6,08 \pm 2,56$ dS.m⁻¹ pour le demi secteur C1. La salinité des sols dépasse le seuil critique de tolérance des palmiers dattiers.

Mots clés : Caractéristiques, Variabilité spatiale, contraintes, hydro-mécaniques, sol saharien, palmeraie, Ouargla.

Abstract. The Saharan soils are the most often face problems of development, taking account of the constraints hydro-edaphic, mainly of water type of groundwater, mechanical crusts gypso-limestone and saline by the irrigation water and capillary rise of ground waters. Our work consists in appreciating the level of hydro-edaphic constraints and rooting of date palms by a spatial study. The results show that there are two biotopes, characterized by a problem of upwelling groundwater, the formation of gypsum crusts and the salinization of water and soil. Groundwater has an average static level of 156.7 ± 12.1 cm with an average salinity of 16.56 ± 5.17 dS.m⁻¹. The soils are very salty to extremely salty, on average 5.66 ± 3.14 dS.m⁻¹ for half-sector A1, and 6.08 ± 2.56 dS.m⁻¹ for half-sector C1. Soil salinity exceeds the critical tolerance threshold for date palms.

Keywords: Characteristics, Spatial Variability, Hydro-Mechanical, Constraints, saharian soil, Ouargla.

1 Introduction

Les oasis du Sahara algérien souffrent de problèmes de gestion de ces ressources naturelle et hydrique qui entravent leurs développements (Nesson 1978 ; Dubost 1992 ; Hamdi Aïssa et al. 2001 ; Saker et Daddi Bouhoun 2007 ; Saker et al. 2013). Parmi ces problèmes nous notons l'excédent hydrique et la salinisation des sols, observé à Ouargla, Oued Souf et Oued Righ, qui peuvent conduire à la désertification de l'environnement oasien (Daoud et Halitim 1994 ; Côte 1998 ; Saker 2000 ; Daddi Bouhoun al. 2013a).

L'étude des conditions hydro-édaphiques dans la cuvette de Ouargla montrent un pédo-paysage à prédominance de sols salins, gypso-calcaire liée à gestion de nappe phréatique et de l'irrigation-drainage (Hamdi-Aïssa et al. 1999 ; Daddi Bouhoun et al. 2008). Le manque d'exutoire et les rejets en eaux de drainage et usées favorise la remontée des eaux phréatiques dans les palmeraies. Ces dernières ont subi une dégradation par salinisation et engorgement qui se traduit au début par des problèmes de croissance racinaire (Daddi Bouhoun al. 2009), de chute des rendements (Daddi Bouhoun al. 2011) et aboutissant la fin au dépérissement des palmiers dattiers (Daddi Bouhoun al. 2013b). En outre, il est constaté que la remontée des eaux phréatiques a produit des problèmes d'insalubrité et de santé et enfin la destruction de bâtiments et d'ouvrages d'art (Idder 1998). Notre recherche consiste à étudier les caractéristiques des sols agricoles de la cuvette de Ouargla afin déterminer le niveau des contraintes hydro-salines subis par les palmiers dattiers en palmeraie entretenu.

2 Matériels et Méthodes

2.1. Site d'étude

Nous avons choisi l'exploitation de l'université de Ouargla pour effectuer cette étude parce que c'est une exploitation phoenicicole organisée, située au fond de la cuvette de Ouargla. Nous avons réalisé notre étude dans le demi-secteur A1, et le demi-secteur C1 de l'exploitation (Fig. 1).

L'exploitation a été créée en 1957 par le service colonial pour la mise en valeur. Elle est située à Mékhadma, six kilomètres au sud-ouest de la ville de Ouargla, à une altitude comprise entre 132,5 et 134 m, une latitude de 31°56' Nord et une longitude de 5°17' Est. (Fig. 1). L'exploitation couvre une superficie de 36 hectares, divisée en huit secteurs A, B, C, D, E, F, G et H. Seul les secteurs A, B, C et D sont aménagés et exploités, et chacun d'eux est divisé en deux demi-secteurs. Ils sont cultivés de palmier dattier avec un effectif de 1270 palmiers. La nappe phréatique est de profondeurs variables, pouvant atteindre 0,7 m de profondeur. L'irrigation de l'exploitation est assurée par deux forages du complexe terminal, chargée en sels, de type Sénonien et Miopliocène, avec un débit compris entre 0,98 et 1,2 l. s⁻¹. ha⁻¹. Le réseau d'irrigation est formé de conduite enterrée avec trois à quatre vannes par secteur. Le réseau de drainage est constitué de sous-drains à ciel ouvert tous les 100 m, débouchant sur un collecteur principal, qui évacue les eaux de drainage vers le chott de Mékhadma. L'ensemble des drains sont mal entretenus, ensablés et envahis principalement par les phragmites (Daddi Bouhoun 2010). Les sols sont sableux à limono-sableux, salés, légèrement basiques et pauvres en matière organique, avec des croûtes compactes et encroûtements gypseux. Ils sont classés comme solonchaks gypsiques (Daddi Bouhoun et Brinis 2006).

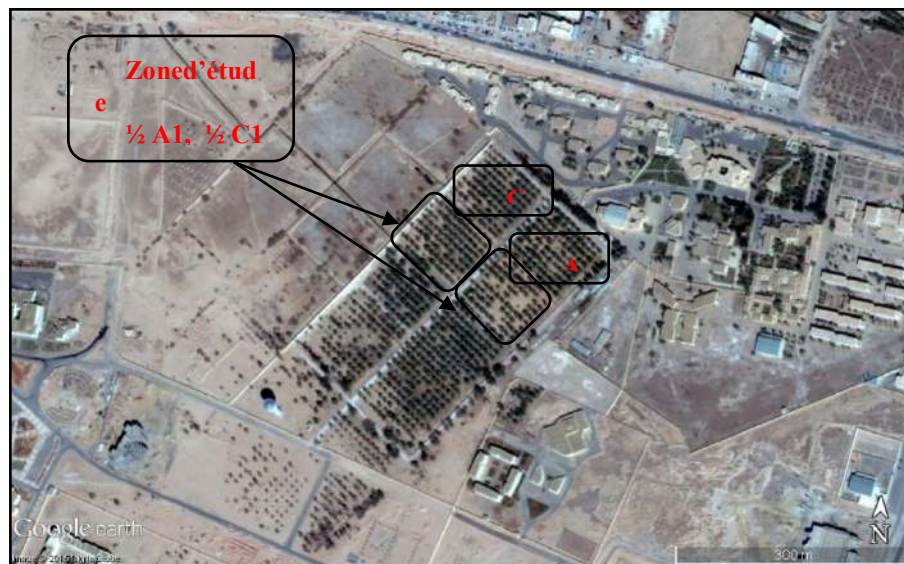


Figure 1. Vue satellitaire de l'exploitation de l'université de Ouargla (Google 2015)

2.2. Méthodologie d'étude

Notre approche méthodologique consiste à apprécier le niveau des contraintes hydro-salines dans les demi secteurs A1 et C1. Nous avons étudié les caractéristiques morpho-analytiques, et sa variabilité spatiale.

Les contraintes étudiées sont de types hydriques de salinité des nappes phréatiques, édaphique à savoir les contraintes mécaniques de croûte gypso-calcaire de sols.

L'étude de la variation spatiale des contraintes hydriques de nappes phréatiques a nécessité la réalisation de sondages hors planches à l'aide d'une tarière de 150 cm, distants de 1 m des troncs des palmiers dattiers selon la méthodologie décrite par Baize et Jabiol (1995).

L'étude de la variation spatiale des contraintes mécaniques consiste à mesurer le niveau supérieur des obstacles mécaniques de croûtes gypso-calcaire par sondages à l'aide d'une tarière face aux troncs des palmiers dattiers parallèlement aux mesures de niveaux des nappes phréatiques. La réalisation de cette étude est faite pendant les mois de janvier et février 2015.

L'étude de la variation spatiale des contraintes salines et alcalines des sols consiste à mesurer le niveau de salinité et d'alcalinité dans les horizons situés au-dessus du niveau supérieur des croûtes gypso-calcaire, parallèlement aux sondages des obstacles mécaniques.

3 Résultats

3.1. Variabilité spatiale des eaux phréatiques

La profondeur de la nappe phréatique varie dans la palmeraie. Elle oscille dans le secteur A1 de 1,35 à 1,5 m et dans le secteur C1 de 1,65 à 1,75 m. Aussi, la salinité des eaux varie de 19,62 à 97,64 dS.m⁻¹ dans le secteur A1 et de 7,32 à 17,37 dS.m⁻¹ dans le secteur C1 (Fig. 2).

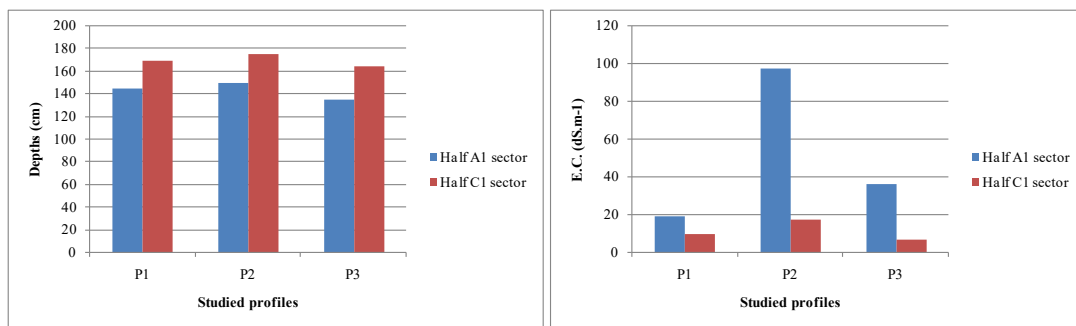


Figure 2. Niveaux et salinités des eaux phréatiques

L'étude de niveau piézométrique est conditionnée par l'altitude et le niveau statique. La carte de la variabilité spatiale de niveau piézométrique réalisée à l'exploitation montre que le niveau à la palmeraie varie entre 126,6 et 129,6 m. Nous remarquons que la zone Est de la palmeraie est la zone la moins affectée par la remontée de la nappe phréatique avec les altitudes les plus élevées comprises entre 129 m et 129,6 m.

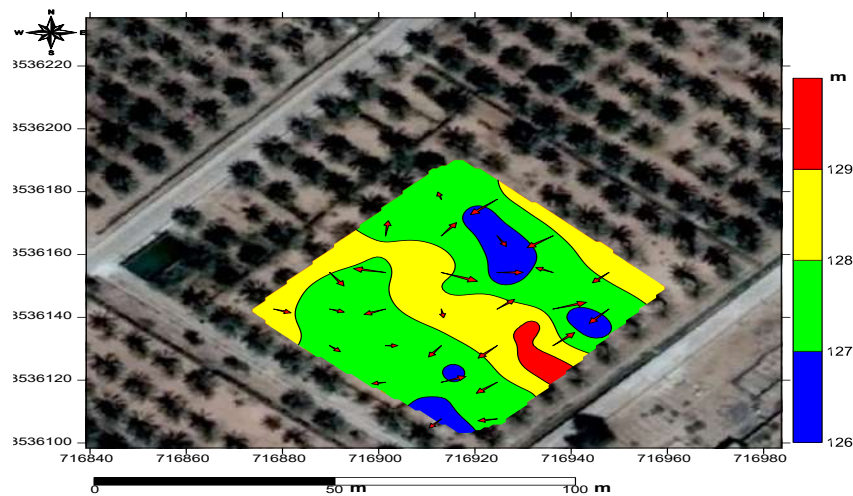


Figure 3. Niveau piézométrique des nappes phréatiques dans le demi-secteur A1

3.2. Variabilité spatiale des obstacles mécaniques

L'étude a révélé que les deux demi-secteurs de la palmeraie présente des obstacles de croûtes de types gypseuses. Cette dernière semble plus superficielle dans A1 par rapport au C1.

D'après DADDI BOUHOUN (2010), les profondeurs sont évaluées en trois groupes en fonction de leurs actions limitatives : sévère, modérée et insignifiante avec les groupes de profondeurs respectives : 0-1,5 m, 1,5 à 3 m et supérieures à 3 m, correspondant à trois groupes : superficielle, moyenne et profonde.

Les résultats de notre étude montrent que les croûtes ont une profondeur comprise entre 53 et 90 cm dans le demi-secteur A1 avec un effet sévère où la nappe est superficielle. Cependant dans le demi-secteur C1 où la nappe est moyennement profonde, le niveau de la croûte comprises entre 55 et 112 cm, qui peuvent aussi limiter sévèrement la croissance des palmiers et créent un stress hydro-salin et mécanique en palmeraie, contribuant à la diminution des rendements et aboutissant à long terme à la dégradation de la palmeraie.

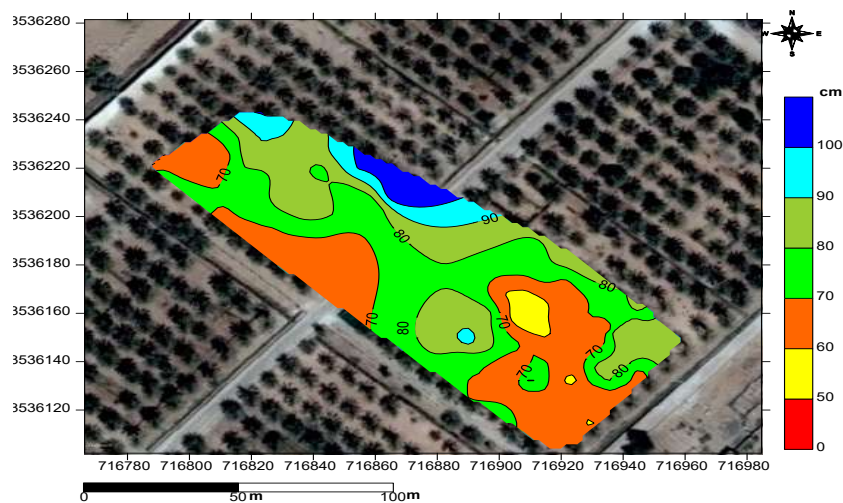


Figure 4. Variabilité spatiale d'obstacle mécanique dans les demi-secteurs A1 et C1

4 Discussion

Nous avons remarqué une stagnation des eaux au niveau des drains du demi-secteur A1, signe d'une faible évacuation des eaux vers l'extérieur de l'exploitation. Les travaux de réalisation des murs de soutien des drains ont gêné l'évacuation des eaux et les drains sont mal entretenus, envahie de phragmites et de sables (Photo 1). Le système de drainage actuel fonctionne donc mal. Cela peut créer des conditions d'hydrohalomorphie qui limite le développement racinaire et les rendements (Daddi Bouhoun *al.* 2012 ; Daddi Bouhoun et *al.* 2013b).



Photo 1. Etat du réseau de drainage à l'exploitation

On constate à partir de la carte que l'écoulement de la nappe phréatique s'effectue selon deux directions (Fig. 3) :

1. vers le Sud de demi-secteur A1 où existe un drain principal.
 2. vers le Nord-est en direction du drain tertiaire.
 3. vers l'intérieur de demi-secteur en zone de dépression ce qui favorise l'engorgement des sols en eaux.
- Selon CHULLI et BEN DHIA (2003), la salinité des eaux phréatiques augmente en suivant le sens de l'écoulement de la nappe.

L'étude des deux demi secteurs A1 et C1 montre que les conditions hydro-édaphiques varient entre les secteurs. Nous avons observé deux types de zones dans la palmeraie de l'exploitation (Fig. 4). Elles présentent des milieux différents par le niveau de la nappe phréatique et la présence de croûtes gypseuses :

- 1. Biotope 1 :** Zones de nappes superficielles-croûtes (NSC) ;
- 2. Biotope 2 :** Zones de nappes moyennement profondes-croûtes (NMPC).

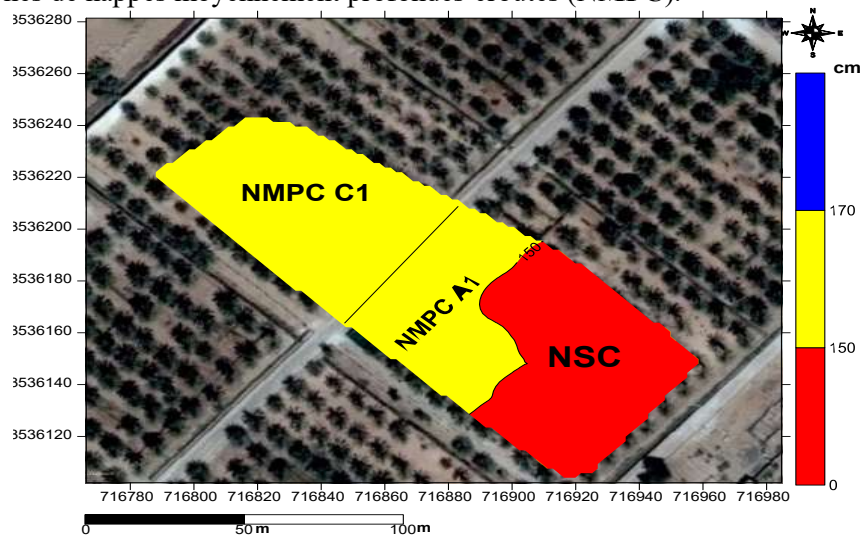


Figure 5. Biotopes existants dans les demi-secteurs A1 et C1.

5 Conclusion

L'étude la variabilité spatiale des contraintes hydro-édaphique et leur impact sur la variabilité spatiale de l'enracinement des palmiers dattiers, nous indique que les problèmes de dégradation hydro-édaphique sont généraliser dans l'ensemble des demi-secteurs A1 et C1.

Les résultats de l'étude des deux demi-secteurs de l'exploitation montrent une dégradation de son environnement hydro-édaphique, notamment une halomorphie d'irrigation ou associée à des obstacles mécaniques de croûtes gypso-salines, et une hydro-halomorphie de nappes superficielles. L'étude montre également que la formation et le niveau des croûtes sont liés à la fluctuation des nappes phréatiques.

Le niveau médiocre de drainage semble favorise la saturation des sols et limite ainsi l'infiltration des eaux d'irrigation, ce qui produit un état d'hydromorphie dans les sols.

Les obstacles hydriques de nappes phréatiques et mécaniques de croûtes gypseuses augmentent l'hydro-halomorphie dans les sols et limitent l'enracinement des palmiers dattiers. Les conditions des sols deviennent non favorables au développement de l'enracinement et à l'alimentation hydrique à partir d'une profondeur de sols de 50 cm. Celle-ci est sera donc recommander dans le calcul des paramètres d'irrigation.

Références

- [1] Aubert G (1978) *Méthodes d'analyses des sols*. Cent. Nat. Doc. Pédag., Marseille, 191 p.
- [2] Baize D, Jabiol B (1995) *Guide de description des sols*. Ed. AFES-INRA, Paris, 388 p.
- [3] Côte M (1998) - *Des oasis malades de trop d'eau? Sécheresse*, 9 (2) : 123 - 130.
- [4] Daddi Bouhoun M, Brinis L, Saker ML, Ould El Hadj MD, Côte M et Rabier J (2008) *Impact du drainage sur la dégradation des sols et des palmeraies : cas de l'oasis de Ouargla (Sud Est Algérien)*. Bulletin du GFHN, Vol. 54: 193-194.
- [5] Daddi Bouhoun M, Brinis L, Saker ML, Côte M et Rabier J (2009) *Effects of hydro-edaphic environment on the rooting of date palm (Phoenix dactylifera L.) Deglet Noor in the Ouargla Basin (south-east algeria)* ». Ecologia Mediterranea, Vol. 35: 41-48.
- [6] Daddi Bouhoun M, Marlet S, Brinis L, Saker ML, Rabier J et Côte M (2011b) *A survey of the combined effects of waterlogging and salinity on fruit yield in the date palm groves of the Wargla basin, Algeria*. Fruits, Vol. 66 (1): 11-24.
- [7] Daddi Bouhoun M, Saker ML., Boutoutaou D, Brinis L, Kemassi A, et Ould El Hadj MD (2012b) *Impact des eaux phréatiques sur la salinité et le rendement du palmier dattier à Ouargla*. Algerian journal of arid environment, vol. 2, n° 2 : 71-77.
- [8] Daddi Bouhoun M, Saker M.L, Hacini M, Boutoutaou D and Ould El Hadj MD (2013a) *The soil degradation in the Ouargla basin: a step towards the desertification of the palm plantations (north East Sahara Algeria)*. International Journal of the Environment and Water. Vol. 2, Issue 1: 93-98.
- [9] Daddi Bouhoun M, Saker ML, Ould El Hadj MD, Brinis L (2013b) *Impact of hydro-edaphic stress on rooting and productivity of 'Deglet Noor' date palm of the Ouargla basin (Northern Algerian Sahara)*. Acta Horticulturae (ISHS) 994 : 93-97.
- [10] Daoud Y, Halitim A (1994). *Irrigation et salinisation au Sahara algérien*. Sécheresse, 5, 151-160.
- [11] Dubost D (1992). *Aridité, agriculture et développement: cas des oasis algérienne*. Sécheresse, 3, 85-96.
- [12] Edmonds WJ, Thomas PJ, Simpson TW, Baker JC (1998) *Land judging and soil evaluation*. Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia, 26 p.
- [13] Google (2015) *Localisation de la station d'épuration et de son périmètre agricole* Image satellitaire de Google digital Globe.
- [14] Hamdi-Aïssa B, Fedoroff N, Valles V (1999) *Salts and gypsum dynamics under an hyper-arid mediterranean climate*. In : 6th International Meeting on Soils with Mediterranean Type of Climate. (ed. Bech, J.), pp. 541-543, IUSS and Univ. Barcelona, Barcelona.
- [15] Hamdi-Aïssa B, Halilat MT, Daddi Bouhoun M (2001) *Gestion de l'eau pour une agriculture durable au Sahara algérien. Séminaire international sur l'éco-développement durable en zones arides et semi-arides (ECODEV), Centre Universitaire de Ouargla, CRSTRA, EUR-OPA et Euro-Méditerranée, Ghardaïa du 6 au 8 février* : 328-332.
- [16] Hamdi-Aïssa B, Valles V, Aventurier A, Ribolzi O (2004) *Soils and Brine Geochemistry and Mineralogy of Hyperarid Desert Playa, Ouargla Basin, Algerian Sahara*. Arid Land Research and Management, 18: 103-126.
- [17] Hatton TJ, Nulsen RA (1999) Towards achieving functional ecosystem mimicry with respect to water cycling in southern Australian agriculture. Agrofor. Syst. 45: 203-214.
- [18] Idder T (2007) *Le problème des excédents hydriques à Ouargla : situation actuelle et perspectives d'amélioration*. Sécheresse vol. 18(3): 161-167.
- [19] Idder T (1998) *La dégradation de l'environnement urbain liée aux excédents hydriques au Sahara algérien. Impact des rejets d'origine agricole et urbaine et technique de remédiation proposées*. L'exemple de Ouargla. Thèse Doct., Université d'Angers, 284 p.

- [20] Lelièvre RF (1969) *Assainissement de la cuvette de Ouargla*. Ministère des Travaux Publique et de la Construction, rapports Geohydraulique n°2, 18 p ; n° 3, 84 p.
- [21] McWilliam JR (1986) *The national and international importance of drought and salinity effects on agricultural production*. Aust. J. Plant Physiol., 13 : 1-13.
- [22] Nesson C (1978) *L'évolution des ressources hydrauliques dans les oasis du Bas-Sahara algérien*. In : Recherche sur l'Algérie. (ed. CNRS), pp 7-100, Paris.
- [23] Robert M, Cheverry C (1996) *Les ressources mondiales en eau et en sols : une limitation pour l'avenir*. Cah. Agr., 5 : 243-248.
- [24] Saker ML, Daddi Bouhoun M (2007) *La phoeniciculture algérienne, situation actuelle, problèmes posés et perspectives de développement*. Annales de la faculté des sciences et sciences de l'ingénieur, Vol. 1, N° 2 : 51-57.
- [25] Saker ML (2000) *Les contraintes du patrimoine phoenicicole de la région de l'Oued Righ et leurs conséquences sur la dégradation des palmeraies. Problèmes posés et perspectives de développement*. Thèse de Doct., Université Louis Pasteur, Strasbourg, 335 p.
- [26] Saker ML, Daddi Bouhoun M, Boutoutaou D, Hacini M and Ould El Hadj MD (2013) *Algerian palm grooves: Facts and prospects of development*. International Journal of the Environment and Water. Vol. 2, Issue 1: 173-179.
- [27] Smedema LK, Shiati K (2002) *Irrigation and salinity: a perspective review of the salinity hazards of irrigation development in the arid zone*, Irrig. Drain. Syst. 16 (2002) 161-174.
- [28] U.S.D.A (1999) *Soil quality. Test kit guide*. U.S. Dept. of Agriculture, Washington, 82 p.

THÈME 4

ECO-CONSTRUCTION EN TERRE CRUE

MATERIAUX TERRE ; VALORISATION D'UNE ARGILE NATURELLE COMPACTEE EN VUE DE LA FABRICATION DES BRIQUES DE TERRE COMPRIMEES (BTC)

S.A. BOUOKBA.MRABENT¹, R. DJELLOUL¹, A. HACHICHI¹, et M.S. GHEMBAZA²

*¹Université USTO-MB Oran, Laboratoire des Matériaux, Sol et Thermique L.M.S.T,
Email : sa_bourok@yahoo.fr ; djelloulramzy@yahoo.fr; hachichi_geotech@yahoo.fr*

*²Université Djillali Liabes, Sidi Bel-Abbes, Laboratoire de Génie Civil et Environnement
Email : ghembaza_moulay@yahoo.fr*

Résumé. Avec les enjeux écologique et économique que connaît le monde actuel, le retour vers les modes de vie simple était un choix inévitable. La construction en terre crue est l'un des sujets qui est réapparu dernièrement sur la scène scientifique. La terre, matière première naturelle, est utilisée par l'homme dans la construction depuis des milliers d'années (la grande muraille de Chine, les pyramides aztèques). Sa transformation en matériau pour l'habitat ne nécessitant que peu d'énergie et sa disponibilité quasi immédiate, lui confèrent encore aujourd'hui un succès incontestable. Une étude expérimentale a été menée sur une argile rouge provenant de la route de Oued Chélif, wilaya de Mostaganem pour être utilisée dans la fabrication des briques de terre comprimées (BTC), l'utilisation d'un sable de rivière était nécessaire pour corriger la courbe granulométrique pour que le sol s'intègre dans le fuseau de la norme AFNOR XP P13-901 et la recommandation CRAterre. Des essais de cisaillement et de résistance à la compression simple ont été réalisés sur des échantillons compactés à l'optimum Proctor normal à différents temps de cure. Les résultats montrent que la résistance au cisaillement et la résistance à la compression simple sont influencées par le temps de séchage.

Mots clés : briques de terre comprimées (BTC), argile rouge, résistance au cisaillement, résistance à la compression simple, CRAterre.

Abstract. With the ecological and economic challenges facing the world today, a return to simple lifestyles was an inevitable choice. One of the subjects that has recently reappeared on the scientific scene is construction in raw earth. Earth, a natural raw material, has been used by humans in construction for thousands of years (the Great Wall of China, the Aztec pyramids). Its transformation into a material for the home has little energy and its almost immediate availability, still give it undeniable success today. An experimental study was carried out on a red clay coming from the road to Oued Chélif, wilaya of Mostaganem to be used in the construction of compressed earth bricks (BTC), the use of river sand was necessary to correct the grain size curve so that the soil fits into the zone of the AFNOR XP P13-901 standard and the CRAterre recommendation. Shear and simple compressive strength tests were performed on samples compacted to the normal Proctor optimum at different cure times. The results of shear strength and simple compressive strength are influenced by the drying time.

Keywords: compressed earth bricks (BTC), red clay, shear strength, simple compressive strength, CRAterre.

1 Introduction

La terre est le matériau de construction le plus naturel, disponible en quantité, recyclable et utilisé dans la construction depuis des millénaires, ne nécessitant souvent que peu de transformations et donc énergétiquement avantageux, c'est l'un des plus anciens matériaux de construction. Car construire en terre crue permet d'exploiter le matériau le plus proche, celui que l'on a sous les pieds, disponible partout dans le monde. Diverses techniques de construction en terre ont été développées à travers le temps, et elles ont connu une évolution extraordinaire surtout en termes de traitement. La brique en terre crue et la brique compressée, de même que le pisé, sont les techniques de construction en terre qui ont été les plus utilisées dans l'histoire de la construction jusqu'à nos jours.

Les briques de terre comprimée sont par exemple de plus en plus solides. Elles permettent aujourd'hui d'édifier des bâtiments sur plusieurs niveaux, grâce à des ajouts qui permettent d'augmenter leur capacité portante ainsi que leur durabilité [5].

En Algérie, la construction en terre est très répandue dans toute sa longue histoire, particulièrement dans les zones rurales et les régions arides. Aujourd'hui, on assiste à un regain d'intérêt pour ce matériau, qui s'explique d'abord par la volonté de réaliser une partie du programme consacrée au logement rural (environ 40%), ensuite par le souci d'adapter la législation au nouveau contexte international en matière du développement durable. Dans cet esprit, une loi sur la promotion des énergies renouvelables a été d'ailleurs promulguée en août 2004 [2].

Dans cet article, on va d'une part, apprécier l'influence de l'ajout de 20% de trois sables (Oued, Mer et rivière) sur la granulométrie d'un sol argileux provenant de la route de Oued Chélif, wilaya de Mostaganem afin de l'utiliser dans la construction des briques de terre comprimées, et d'autre part, étudier l'influence de 20% de sable de rivière sur la résistance à la compression et au cisaillement qui nous permettra d'avoir des briques de terre comprimées qui répondent à la norme CRATerre.

2 Localisation du Site et Identification Géotechnique

Le site où a été prélevé le sol se trouve sur la route de Oued Chélif de la commune côtière Ben Abdelmalek Ramdane de la wilaya de Mostaganem (36°01'46.4"N 0°09'46.3"E).

Le sable provient de Oued Chéliff situé dans la wilaya de Chlef, il se caractérise par sa forme arrondie. Ce type de sable est dit « sable alluvionnaire », il se forme par altération météorique et érosion des roches grenues, notamment magmatiques, puis sont transportés par l'eau dans le réseau hydrographique qui sont les rivières.

2.1 Caractérisation de l'argile

Les résultats des essais d'identification sont rassemblés dans le Tableau I. D'après les classifications LCPC¹ et USCS², le sol est peu plastique (A_p (LCPC) = CL (USCS)). Son activité A_c est moyenne avec un pourcentage d'éléments inférieurs à 2 μm de 26 % (Figure 1). La surface spécifique totale déduite de l'essai au bleu de méthylène par la formule de Tran Ngoc Lan, 1977 est de 56 m^2/g . A l'Optimum Proctor Normal (OPN), la densité sèche maximale est de 1,90 et la teneur en eau est de 13%.

Tableau 1. Paramètres d'identification de l'argile étudiée.

Paramètres	γ_s (g/m^3)	W_L (%)	W_P (%)	I_P (%)	F_2 (%)	A_c (-)	VBS (%)	SST (m^2/g)	$CaCO_3$ (%)	γ_d max (g/m^3)	W_{opt} (%)
Valeur du matériau utilisé	2,76	27,5	11,25	10,58	26,75	0,40	2,66	55,8	11	1,90	12,94

La figure 2 représente la courbe granulométrique du sol et les délimitations du fuseau CRATerre, nous remarquons que le sol ne s'intègre pas dans ce fuseau.

1 Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées

2 Unified Soil Classification System

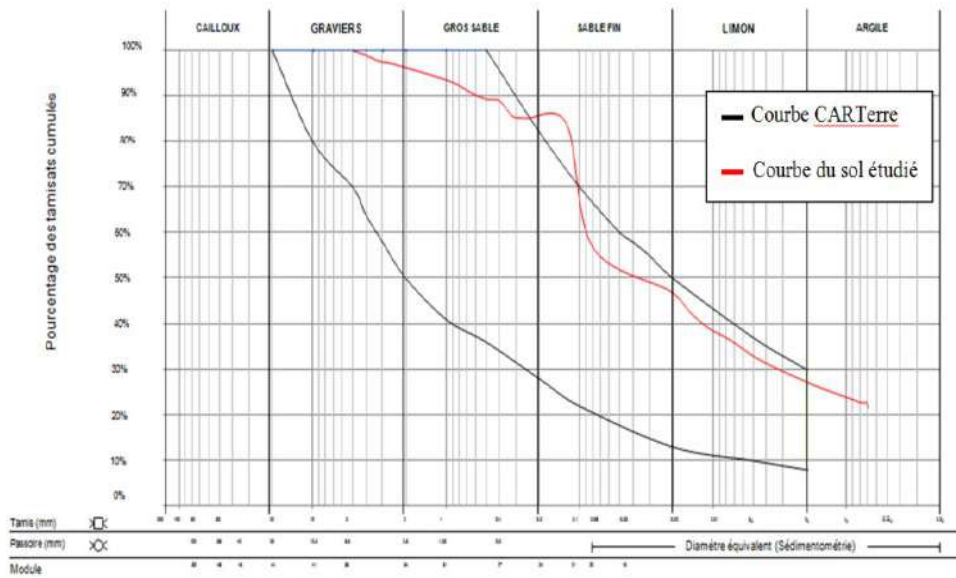


Figure 1. Courbe granulométrique et délimitations CRATERre

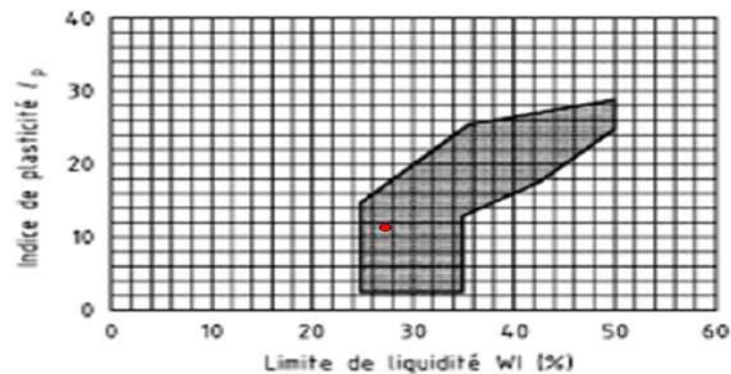


Figure 2 . Fuseau des limites d'Atterberg de CRATERre

2.2 Caractérisation du sable

Le tableau 2 représente les paramètres d'identification du sable utilisé. Selon la classification des sols grenus L.C.P.C le sable utilisé est un sable propre avec absence presque totale de fines argileuses ($SE > 80\%$) classé Sm.

Tableau 2. Paramètres d'identification du sable utilisé

Propriétés	Valeurs
Equivalent de sable	95 %
Cu	4,44
Cc	0,85
VBS	0,1
SST(m^2/g)	2,09

3 Etude expérimentale

3.1. Formulation

La démarche consiste à porter sur un même diagramme granulométrique les courbes du sol naturel et stabilisé avec le sable ainsi que le fuseau établi par la norme CRATERre. Cette méthode nous permet d'obtenir une texture qui s'approche de la courbe optimale.

La courbe granulométrique du sol étudié ne s'intègre pas complètement dans le fuseau de granulométrie de la norme CRATERre, donc une des méthodes de la stabilisation du sol doit s'appliquer. On a choisi l'ajout de différents sables (Oued, mer et rivière). A partir de la figure 3, nous remarquons que la courbe du sol avec 20% de sable d'Oued ne s'intègre pas dans le fuseau, celle du sol avec 20% de sable de mer s'intègre dans le fuseau mais le sable de mer contient beaucoup de sel et le choix s'est porté finalement sur l'ajout de 20% sable de rivière ou nous remarquons que la courbe granulométrique du sol traité s'intègre bien dans le fuseau. L'ajout de sable permettra d'avoir des briques plus massives, Flament C. [4] a montré que la résistance en compression des briques de terre comprimée était intimement liée à la masse volumique sèche de la brique

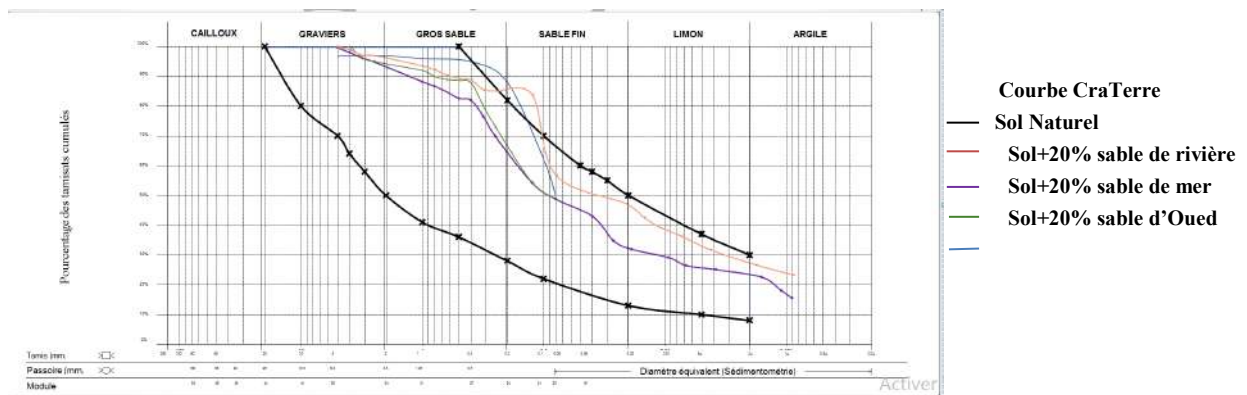


Figure 3. Courbes granulométriques du sol traité avec 20% de différents sables (rivière, mer, et Oued) et fuseau CRATERre

3.2 Préparation des échantillons

Les essais ont été effectués sur des échantillons remaniés en substituant la quantité d'argile par 20% de sable. Après avoir broyé finement le sol, la poudre est mélangée à l'eau de façon homogène puis compactée sous presse à vitesse lente (1,27 mm/min) dans un moule de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur. La teneur en eau des échantillons et la densité sèche sont celles obtenues par l'essai Proctor du sol traité avec 20% de sable de rivière ($w_{opt} = 10.86\%$ et $\gamma_{dmax} = 2.00 \text{ g/cm}^3$) selon la norme NF P94-093. Les essais ont été effectués pour différents temps de cure (immédiat, 07, 14, et 28 jours).

4 RESULTATS ET DISCUSSION

4.1. Effet sur les paramètres de cisaillement

Afin d'évaluer l'effet du traitement sur les paramètres de résistance des essais de cisaillement à la boîte ont été effectués conformément à la norme, sur des échantillons naturels et traités pour différents temps de cure (Immédiat, 7, 14 et 28 jours). A partir des résultats illustrés sur la figure 4 qui représente la variation de la cohésion et de l'angle de frottement en fonction du temps de cure, nous pouvons remarquer que la cohésion et l'angle de frottement diminuent en fonction de l'augmentation de la taille des gros éléments. Contrairement à certains chercheurs ([1], [7]) qui ont trouvé que les paramètres de cisaillement augmentent avec l'augmentation des diamètres.

Pour le sol naturel, la cohésion et l'angle de frottement augmentent en fonction du temps de séchage, et nous constatons une stabilisation à partir de 7 jours. Quant au sol traité, il se produit une augmentation de la cohésion, puis au-delà de 14 jours la cohésion devient constante mais qui est inférieure au sol naturel. Nous pouvons remarquer une augmentation de la cohésion de 25% pour le sol traité par rapport au sol naturel à 28 jours. Concernant l'angle de frottement, nous remarquons aussi une augmentation puis une stabilisation au-delà de 14 jours et qui reste toujours inférieur au sol naturel.

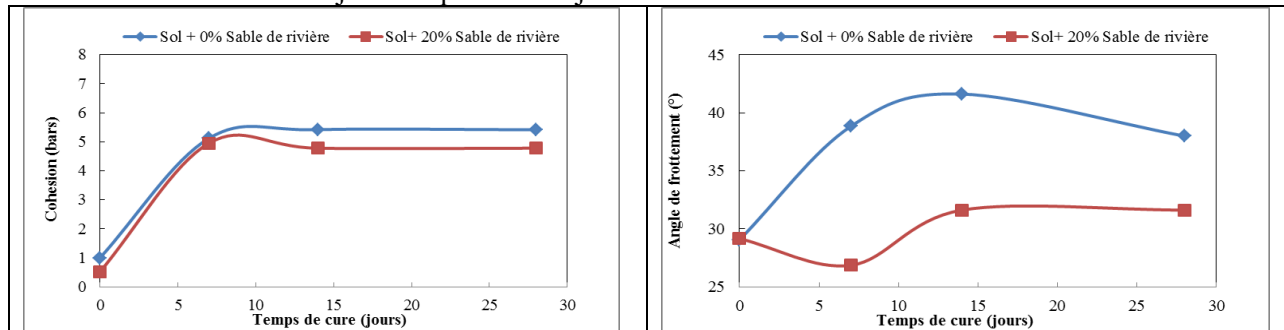


Figure 4. Variation de la cohésion et de l'angle de frottement en fonction du temps de cure

4.2. Résistance à la compression simple R_c

Il existe plusieurs procédures pour déterminer la résistance à la compression. La résistance à la compression des BTC est mesurée soit sur une unité de maçonnerie (bloc et joint), sur un demi-bloc ou sur un bloc entier (unité individuelle, Norme CRATerre [6]). On charge à vitesse constante (0,02 mm/s) jusqu'à obtenir la rupture du bloc. Deux plaques de fer ont été placées sur les deux surfaces du bloc (148 x 70 x 45 mm) avant l'application de la charge, comme indiqué sur la Figure 5.

La figure 6 représente la variation de la résistance à la compression en fonction de temps de cure des échantillons traités.



Figure 5. Brique BTC avant et après écrasement

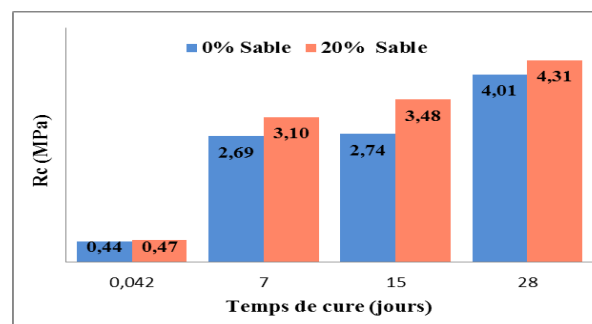


Figure 6. Résistance à la compression des BTC en fonction du temps de cure

Nous remarquons que la résistance à la compression des échantillons augmente en fonction du temps de cure. La résistance à la compression atteint une valeur de 4.31 MPa à 28 jours, ce qui représente une forte résistance par rapport à ce qui est recommandé par la norme CRATerre. Cette augmentation est due à l'augmentation de la densité sèche et la diminution de la teneur en eau optimale du sol traité au sable par rapport au sol naturel.

Selon la recommandation CRATerre, [6], et Cid et al., [3], la résistance moyenne à la compression à sec à 28 jours de la cure pour les blocs de terre comprimée pleins doit être supérieure à 2.4 MPa, sans aucune valeur inférieure à 2.1 MPa. il faut noter aussi qu'une résistance à la compression de 1.5 MPa suffit pour garantir une bonne tenue du bloc lors des transports, aussi bien par brouette que par camion [3].

5 Conclusion

La terre est un matériau de construction durable, elle est utilisée depuis très longtemps, des villes entièrement en terre crue ont été bâties. Ce remarquable patrimoine culturel universel a été occulté. Il nous faut donc redécouvrir les évidences de ce que certains ont bien cru synonyme de pauvreté et de précarité, la terre crue, matériau ancestral pourrait s'imposer comme l'avenir du bâtiment. Face à l'urgence de réduire notre impact écologique, les ingénieurs misent de plus en plus sur des matériaux durables, y compris pour construire des immeubles modernes en milieu urbain.

Dans cette étude nous avons essayé de valoriser le matériau terre prélevé sur la route d'Oued Chélif de la commune de Ben Abdelmalek Ramdane, wilaya de Mostaganem pour l'utiliser en construction de briques de terre comprimée. En utilisant l'approche de la correction granulométrique par ajout de 20% de sable de rivière pour que le matériau puisse s'intégrer dans les deux fuseaux, granulométrique et de plasticité.

Le temps de séchage influe sur la cohésion, l'angle de frottement, les résultats obtenus à 28 jours de cure des échantillons traités sont meilleurs que ceux non traités.

Les essais de résistance à la compression réalisés sur des échantillons traités à 20% de sable de rivière compactés à l'optimum Proctor normal ont donné de meilleurs résultats par rapport au sol naturel, donc le traitement peut être un facteur amplifiant pour les caractéristiques de la brique de terre comprimée (BTC) et elles sont conformes aux recommandations de la norme CRATerre.

Dans la perspective de poursuivre cette recherche nous préconisons de :

- Prévoir un traitement avec différents sables à différents dosages ;
- Étudier l'effet d'autres ajouts tel que la chaux, la pouzzolane ou des ajouts végétaux comme le foin, l'Alfa, ou la paille pour voir l'incidence de ses stabilisants sur les paramètres de résistance et de prévoir des essais de durabilité, et de conductivité thermiques et électriques.

Références

- [1] Afriani L. *Essais de cisaillement direct des sols grossiers : Incidences des procédures d'essai et effets d'échelle*. Thèse de doctorat, Université de Caen. 184p. (2003)
- [2] Ahmed Ali, S. *Performances thermique du matériau terre pour un habitat durable des régions arides et semi-arides: cas de Timimoun*. Thèse de doctorat. Université de Tizi Ouzou-Mouloud Mammeri, (2012).
- [3] Cid-Falceto, J., Mazarrón, F. R., & Cañas, I. (2012). *Assessment of compressed earth blocks made in Spain: International durability tests*. Construction and Building Materials, 37, 738-745.
- [4] Flament.C. *Valorisation des fines de lavage de granulats : application à la construction en terre crue*, Université d'Artois, (2013).
- [5] Houben H, Guillaud H. *Traité de construction en terre*. 3^{ème} ed. Parenthèse, editor. France: Habitat Ressource; 1989. p. 355.
- [6] Norme XP 13-901, *Blocs de terre comprimée pour murs et cloisons : définitions spécifications - méthodes d'essais - conditions de réception* (2017).
- [7] Valle N. *Propriétés mécaniques d'un sol grossier d'une terrasse alluvionnaire de la Seine*. Thèse de doctorat, Université de Caen, 304 p. 10. (2001)

ETUDE DU COMPORTEMENT HYGRO-MECANIQUE D'UN BLOC DE TERRE CRUE COMPRIME

B. SERBAH^{1, 2}, N. ABOU-BEKR² and S. TAIB³

¹ Université de Tiaret, email : boumediene.serbah@univ-tiaret.dz

² Université de Tlemcen, Laboratoire Eau ET Ouvrages dans Leur Environnement, BP 230, 13000, Algérie ((EOLE)

³ Université Le Havre Normandie, Laboratoire LOMC, CNRS UMR Le Havre, France

Résumé. Le comportement hygrométrique du BTC dépend essentiellement à la capacité d'absorption à la vapeur d'eau et la perméabilité à la vapeur d'eau.

Ce travail présente une étude expérimentale sur le comportement hygro-mécanique d'un sédiment de dragage valorisé en BTC. La démarche consiste à analyser la réponse mécanique du matériau sous l'effet de cycles de dessiccation-imbibition, couplé avec des essais de perméabilité à la vapeur d'eau. L'étude est réalisée sur des échantillons compactés à une énergie et une teneur en eau données. Le BTC ciblé, nommé SNS30, est constitué de 70% de sédiment de dragage provenant du barrage BEKHADA (Tiaret, Algérie) et de 30% de sable. La capacité d'absorption à la vapeur d'eau est déterminée par la mesure de la courbe de rétention (teneur en eau « w » en fonction de l'humidité relative « HR ») pour le chemin de séchage, en utilisant la méthode des solutions salines. La détermination de ces deux propriétés permet de définir le comportement mécanique et hygrométrique et de déduire la classification du BTC « SNS30 » vis-à-vis de l'humidité ambiante.

Mots clés : Comportement hygro-mécanique, succion, capacité d'absorption de la vapeur d'eau, perméabilité, BTC

Abstract. The hygrometric behavior of CEB depends essentially of two intrinsic properties: the water vapor absorption capacity, and the water vapor permeability.

This work presents an experimental study of the Hygrometric behavior of dredged sediment valorized in CEB. The approach consists in analyzing, through tests of water vapor permeability, the ability of the CEB to diffuse and regulate the hygrometry. The study was performed on samples compacted at defined energy and water content (modified Proctor optimum). The CEB used, named NS-S30, consists of 70% dredged sediment from the Bakhadda's Dam located in western Algeria (Tiaret, Algeria), and 30% sand. The water vapor absorption capacity is determined by measuring the retention curve (water content "w" as a function of the relative humidity "RH") for the drying path, using the salt solutions method. The determination of these properties allows to define the hygrometric behaviors and to deduce the classification of the CEB "NS-S30" with the respect to the capillarity

Key words: Hygrometric behaviour, suction, absorption capacity, water vapor, permeability, CEB.

1 Introduction

Les matériaux de construction à base de terre crue compactée comme les BTC sont des éco-géomètres peuvent être issus de la valorisation des terres de récupération comme les sédiments de dragage des barrages envasés. L'optimisation de leur utilisation en tant que matériaux de construction répondant aux normes en vigueur nécessite des études approfondies de leurs comportements hydromécaniques et hygro-thermique. Dans les conditions normales de leur utilisation, les briques de terre crue sont en contact permanent avec la vapeur d'eau présente dans l'air ambiant, rarement totalement sec (HR= 0 %). Différentes méthodes permettent de caractériser cette propriété. Parmi elles, la méthode dite de la coupelle (gravimétrie) suivant (QUENARD, 1989 ; RILEM (1978) et la capacité d'absorption à la vapeur d'eau. Cette dernière est déterminée par la mesure de la courbe de rétention (teneur en eau « w » en fonction de l'humidité relative « HR ») pour le chemin de séchage, en utilisant la méthode des solutions salines. (Hibouche, 2013 ; Fleureau et al 1993). Dans cet article, on présente des mesures de perméabilité réalisées sur un matériau compacté constitué en majorité d'un sédiment de dragage d'un barrage envasé de l'ouest algérien en vue de sa valorisation en BTC.

2 Matériels et Méthodes

Les sédiments naturels (SN) utilisés proviennent de dragage de barrage de Bakhadda de l'ouest Algérien. Le matériau étant très fin, celui-ci a été amendé avec 30% de sable local, puis compacté à une énergie correspondant à l'optimum Proctor modifié plus 25 coups. Cette énergie est nécessaire pour atteindre des densités et des résistances mécaniques recommandées pour ce type de matériau de construction (NF XP P13-901). Le tableau 1 présente les caractéristiques du sédiment naturel.

Tableau 1. Les caractéristiques du sédiment naturel.

Essais	/	Sédiment naturel (SN)	Sédiment amendé avec 30% de sable 0-4 (SNS30)	Normes
Granulométrie	Sable	10	45	NF P 94-041/057
	Limon (%)	56	30	
	Argile (%) ($<2 \mu\text{m}$)	34	25	
Limites d'Atterberg (%)	ω_L	55	41	NF P94-051
	ω_P	34	26	
	I_p	21	15	
Essai au bleu de méthylène	VBS	1.7 - 2.4	/	NF P 94-068
	SST (m2/g)	37 - 51	/	

Le principe de la méthode de coupelle selon la norme NF EN ISO 12572 consiste à soumettre un échantillon d'épaisseur (e) à un gradient d'humidité relative en le plaçant entre deux ambiances à humidité relative contrôlée à l'aide de solutions salines. Dans notre cas, les solutions salines **LiCL** et **K₂SO₄** permettent d'imposer une humidité relative respectivement de $HR_1=11\%$ et $HR_2=97\%$ à 20°C . Le gradient ainsi créé détermine un flux de vapeur. Le dispositif expérimental est composé d'une galette de matériau d'épaisseur $e=32\text{mm}$ et de diamètre $D=100\text{mm}$ (Figure 1).

Deux essais ont été réalisés dans des conditions isothermes ; le premier consiste à mettre l'échantillon au-dessus d'un récipient, contenant une solution saline saturée (K₂SO₄) permettant d'imposer une humidité relative contrôlée dans l'atmosphère régnant dans la partie inférieure de galette ($HR_2=97\%$). L'étanchéité latérale de la galette en contact avec les parois du récipient est assurée à l'aide d'un gel de silicone.

Le récipient contenant l'échantillon est ensuite suspendu à l'intérieur d'un dessiccateur dans lequel une seconde solution saline a été préalablement placée (LiCL), permettant d'imposer une seconde humidité relative dans l'atmosphère ($HR_1=11\%$) qui est en contact avec la partie supérieure de galette pour que le gradient d'humidité relative imposée entre les deux faces de la galette est de l'ordre de 86%, le tout à 20°C .

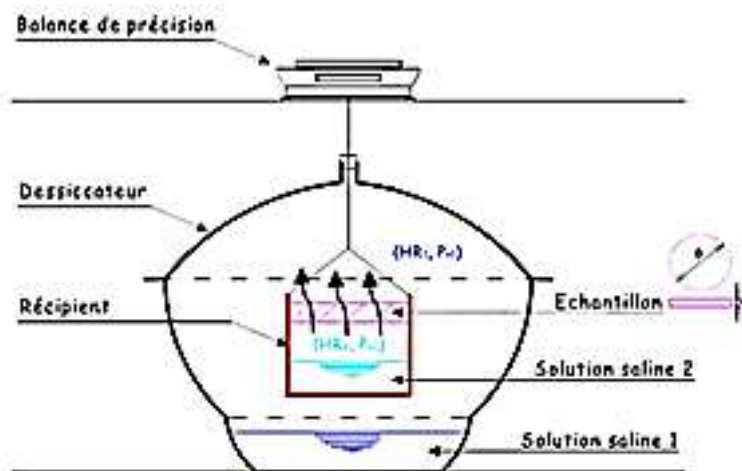


Figure. 1. Principe de la mesure de la perméabilité à la vapeur d'eau d'un matériau non saturé en régime stationnaire

Le récipient et son contenu sont suspendus à une balance de précision permettant de suivre la variation de sa masse en fonction du temps. La galette SNS30 de terre crue compactée à OPM+25coups se trouve ainsi soumise au niveau de ses faces inférieure et supérieure à un gradient d'humidité relative constant qui engendre un flux de vapeur d'eau de bas en haut à travers l'épaisseur de galette.

Le second essai est basé sur le même principe, mais le sens du flux de vapeur est inversé. Le récipient hébergeant l'échantillon contient une solution saline saturée (LiCl) permettant d'imposer une humidité relative contrôlée dans l'atmosphère $HR_1 = 11\%$.

Ce dernier est suspendu à l'intérieur d'un dessiccateur contenant une solution saline saturée K_2SO_4 ($HR_2 = 97\%$) dans des conditions isothermes de $20^\circ C$. Ces essais permettent de déterminer la perméabilité à la vapeur d'eau qui renseigne sur la capacité du matériau à réguler l'emménagement et le transfert de vapeur d'eau.

3 Résultats et discussion

Les pesées effectuées en fonction du temps du récipient contenant la solution saline et le matériau permettent de déterminer le flux de vapeur traversant le matériau, Après une phase transitoire où l'échantillon échange de l'humidité avec l'air ambiant régnant au niveau de ses deux faces jusqu'à l'équilibre avec chacune des humidités relatives imposées, la phase de transfert de vapeur en régime permanent est instaurée.

Le flux de vapeur devient alors constant, et la détermination de la perméabilité à la vapeur et/ou celle d'un coefficient de diffusion est possible. Le coefficient de conductivité de vapeur d'eau, dans le cas où on néglige l'effet de gravité, est déduit de l'équation suivante (HOUDAILLE, 1895) :

$$\delta = -e \cdot \frac{q_v}{\Delta P_v} \quad (1)$$

$$q_v = \frac{\Delta m}{\Delta t \times S} \quad (2)$$

$$\Delta P_v = P_{v2} - P_{v1} \rightarrow \Delta P_v = HR_2 \cdot P_{sat} - HR_1 \cdot P_{sat} \quad (3)$$

Avec e : épaisseur de l'échantillon (m), ΔP_v : gradient de pression de vapeur (Pa) des solution salines utilisées, q_v : densité de flux de vapeur ($kg/m^2.s$)

P_{sat} : pression de vapeur d'eau saturante et ΔZ : le gradient de gravité (Pa) .

Le signe moins définit le sens des pressions plus élevées vers les pressions les plus faibles.

En tenant compte de la gravité, le gradient total est la somme du gradient de succion et de gravité. Dans le cas d'un flux ascendant (de bas en haut), l'équation s'écrit :

$$\delta = -e \cdot \frac{q_v}{(\Delta P_v - \Delta Z)} \quad (4)$$

Dans le cas d'un flux descendant, l'équation devient :

$$\delta = -e \cdot \frac{q_v}{(\Delta P_v + \Delta Z)} \quad (5)$$

$$\Delta Z = \gamma_w \cdot e \quad (6)$$

La figure 2a présente la perte de masse du récipient-échantillon dans le cas d'un flux de vapeur ascendant en fonction de temps. On remarque au voisinage de l'origine des temps que la variation de la masse en fonction du temps n'est pas tout à fait linéaire.

Cette phase correspond au régime transitoire décrit plus haut. Après un temps de l'ordre de 10h, on remarque que la variation devient linéaire, ce qui correspond à un flux constant et un régime stationnaire installé. L'échantillon est en équilibre de phase avec les humidités imposées à l'extrémité de chacune de ses deux faces. La période transitoire étant relativement courte, ceci implique que l'état initial de l'échantillon était proche de celui de l'état d'équilibre.

La figure **2b** présente le cas du flux descendant. On observe alors, contrairement au cas précédent, une augmentation de la masse du récipient-échantillon avec le temps puisque le flux de vapeur transite à travers l'échantillon du dessiccateur vers le récipient.

Le régime transitoire du flux de vapeur d'eau, représenté par la branche non linéaire au voisinage de l'origine dure une dizaine d'heure.

Cette durée plus importante que dans le précédent cas peut être expliquée par le fait que c'est le même échantillon qui a servi à ce second test en inversant les solutions salines de contenant, ce qui signifie que les états d'équilibres atteints lors du premier essai, respectivement sur les deux faces de la galette, doivent être rompus et s'inverser, ce qui nécessite, notamment dans le cas des transferts en phase vapeur, une durée plus longue pour atteindre ce nouvel état d'équilibre pour chacune des faces.

Une fois ce dernier atteint, le régime stationnaire s'installe de nouveau et le flux devient constant.

La figure **2c** présente l'évolution du coefficient de perméabilité incrémental à la vapeur en fonction du temps pour les deux sens de flux (ascendant et descendant). On remarque que dans les deux cas, les courbes décroissent et tendent vers un palier. La valeur au palier représente le coefficient de perméabilité déterminé en régime stationnaire.

Le tableau 2 synthétise les valeurs mesurées. Aux erreurs de mesures près, les deux valeurs sont très proches. Mais il y a une petite différence entre les deux mesures chemin bas vers le haut et l'inverse, on espère que les molécules de vapeur d'eau se déplacent du point où la pression partielle est la plus forte vers le point où elle est la plus faible afin d'homogénéiser le système et que le gradient de pression est homogène dans l'échantillon et égal à la différence de pression ΔP mesurée à ses extrémités.

Dans ce cas la différence causée par les forces extérieures comme la gravité c-à-d l'effet de gravité des molécules de vapeur d'eau sur l'interface p.g. on assiste à des déplacements de vapeur d'eau plus ou moins rapides par gravité vers le bas.

En revanche, au sein de la porosité capillaire, les mouvements de vapeur d'eau sont régis par : des phénomènes de succion.

Tableau 2. Résultats de la perméabilité à la vapeur d'eau du matériau SNS30.

N°	$\delta p(\text{kg/m.s.Pa})$
Flux ascendant	5.63×10^{-11}
Flux descendant	1.66×10^{-11}

Ces résultats sont en accord avec les données dans la littérature pour des briques en terre crue.

En effet, Dondi et al. 2003, ont mesuré ce coefficient sur des briques de terre crue de dix centimètres de diamètre et deux centimètres d'épaisseur et ont trouvé des valeurs de coefficient de perméabilité à la vapeur d'eau comprises entre 0.3 et $1.3 \times 10^{-11} \text{kg/m.s.Pa}$ et 0.7 et 2.8×10^{-11} (Emmanuel AUBERT 2013) respectivement, ce qui est comparable avec les résultats que nous avons obtenus. Tableau 2

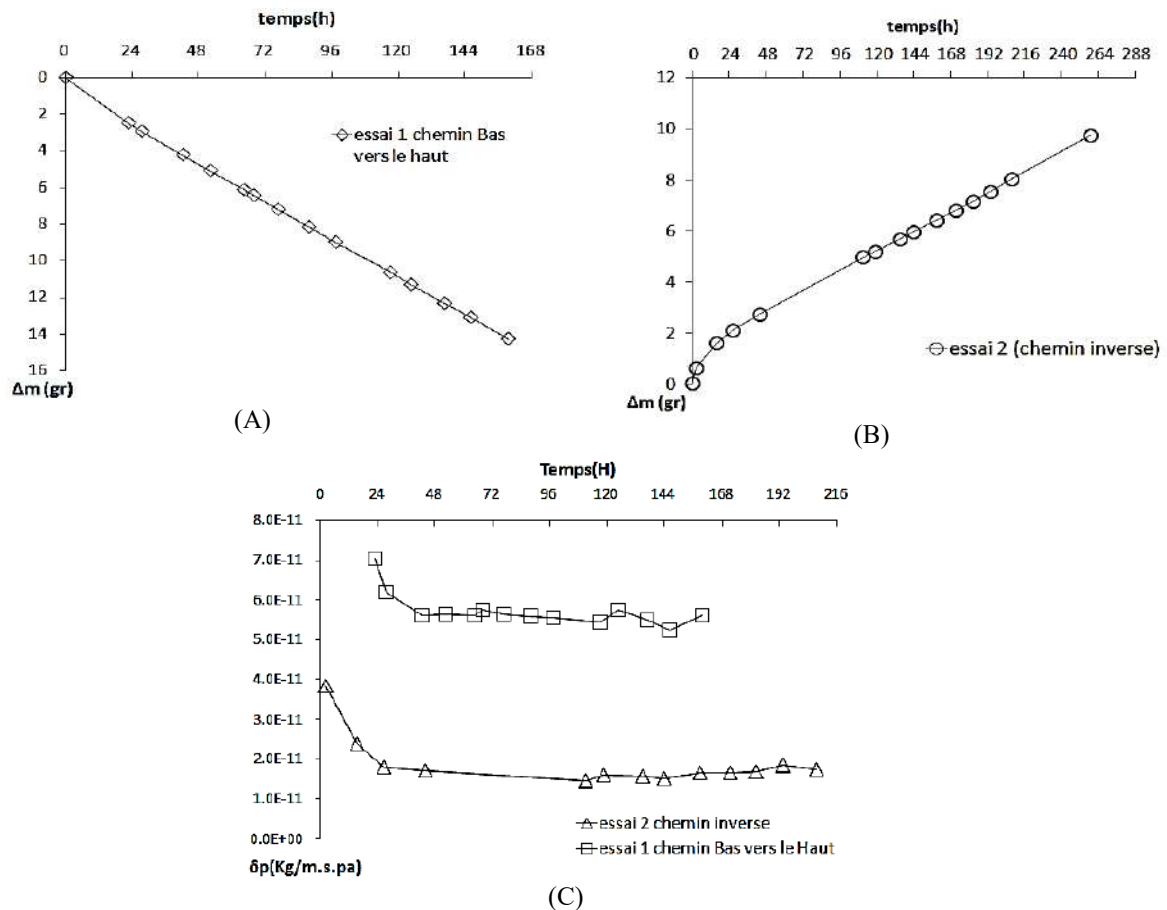


Figure. 2. Les courbes de mesure de la perméabilité à la vapeur d'eau du matériau SNS30.

4 Conclusion

L'article présente des résultats du comportement hygrométrique des BTC confectionnées à partir des sédiments d'un barrage. Les coefficients de perméabilités à la vapeur obtenus sont cohérents avec ceux de la littérature mesurée sur des matériaux à base de terre crue similaires, ceci montre le caractère « respirant » du matériau, propriété nécessaire au confort. L'étape suivante consistera à faire une étude couplée hygrométrique en tenant compte notamment du rôle des joints dans le cas des BTC.

Références

- [Dondi2003] Michele Dondi et al (2003), Water vapor permeability of clay bricks, Construction and Building Materials 17(2003)253–258
- [Kari 1991] B.kari et al 1991 perméabilité à la vapeur d'eau de matériaux de construction : calcul numérique.
- [EN ISO 12572] NF EN ISO 12572.2001, Performance hygrothermique des matériaux et produits pour le bâtiment - Détermination des propriétés de transmission de la vapeur d'eau.
- [NF XP P13-901], norme française 2001 : bloc de terre crue pour murs et cloison 2001.
- [Hibou2013], Hibouche ALi, 2013 : Sols traités aux liants performances hydromécaniques et hygrothermiques applications en BTP.
- [AUBERT2013] Emmanuel AUBERT 2013 , Rapport final du projet TERCRUSO : avril 2013 Caractérisation des briques de terre crue de Midi-Pyrénées

COMPORTEMENT HYGROMETRIQUE DU BETON DE TERRE CRUE ET DU BLOC DE TERRE COMPACTEE (BTC)

*I. HAMROUNI¹, T. OUAHBI², N. LHUISSIER³, S. TAIBI⁴, M. JAMEI⁵
et H. ZENZRI⁶*

¹ichrak.hamrouni2@gmail.com

²Tariq OUAHBI, UNIVERSITE LE HAVRE NORMANDIE, email : ouahbit@univ-lehavre.fr

³Natalija LHUISSIER, UNIVERSITE LE HAVRE NORMANDIE, email : natalija.lhuissier@univ-lehavre.fr

⁴Said TAIBI, University of Le Havre Normandy, email : said.taibi@univ-lehavre.fr

⁵Mehrez JAMEI, ENIT / Tunis, email : mehjamei@yahoo.fr

⁶Hatem ZENZRI, ENIT/Tunis, email : hatem.zenzri@enit.utm.tn

Abstract. The building industry is responsible for 10% of greenhouse gas. In order to reduce this effect, one of the avenues being explored is to use ecological and economical construction materials that are available everywhere and in large quantities. Raw earth meets these criteria, and represents one of the alternatives studied by engineers and researchers in recent years. A lot of houses in the world are built with raw earth, approximately 50% of the world population lives in earthen constructions [1]. The most known raw earth construction techniques are compacted earth blocks, rammed earth and raw earth concrete. Several studies have been carried out on the mechanical and hygrothermal behavior of this bio-based material and their results are encouraging. In this study, we are interested in the hygrometric behavior of compacted earth blocks and earth concrete. A comparative analysis with the "classic" construction materials such as cement concrete and fired clay-bricks is presented.

Clé words: Raw earth concrete, compacted earth block BTC, hygrometric, experimental tests.

Résumé. Le domaine de construction est responsable de 10% des émissions de gaz à effet de serre. Afin de réduire cet effet, l'une des solutions est d'utiliser des matériaux de construction écologiques, économiques et disponibles partout et en grande quantité. La terre crue répond à ces critères et représente l'une des alternatives étudiées par les ingénieurs et chercheurs ces dernières années. Enormément de maisons sont construites en terre dans le monde, environ 50 % de la population mondiale vit dans des constructions en terre [1]. Les techniques de construction en terre crue les plus connues sont les blocs de terre compactée, la terre battue et le béton de terre. Plusieurs études ont été menées sur le comportement mécanique et hygrothermique de ce matériau biosourcé et leurs résultats sont encourageants. Dans cette étude, on s'intéresse au comportement hygrométrique de la terre compactée BTC et le béton de terre crue Cématerre. Une analyse comparative par rapport aux matériaux de construction « classiques » comme le béton de ciment et les briques en terre cuite est présentée.

Mots clé : Béton de Terre Crue, Bloc de Terre Compactée BTC, hygrométrie, essais expérimentaux.

1 Introduction

Pour répondre aux défis environnementaux et énergétiques, construire avec des matériaux écologiques et économiques constitue l'une des alternatives. Parmi les matériaux de construction à faible impact environnemental, on trouve la terre crue qui est depuis longtemps un matériau de construction naturel le plus répandu à travers le monde. La terre crue constitue une alternative comme matériau de construction non énergivore en termes d'énergie grise, présentant des performances remarquables en termes de confort hygrothermique. Le choix d'un éco-matériau à base de terre crue comme matériau de construction doit remplir un cahier des charges précis concernant la résistance mécanique, le comportement hydro-mécanique, la durabilité, la rigidité/ductilité, mais aussi des performances dans les transferts thermique et hygrométrique, autrement dit, son pouvoir régulateur température-humidité ou transfert couplé hygro-

thermique. Dans cette étude, on s'intéresse au comportement hygro-thermique des éco-matériaux à base de terre crue tels que les blocs de terre compactée BTC et le béton de terre crue « Cématerre ». Pour cela, un état de l'art synthétise les travaux existants dans la littérature. Cette partie porte sur la loi de transferts hygrométriques, les techniques de mesures de ce mode de transfert. Par la suite, des essais expérimentaux de mesure des transferts hygrométriques à travers la BTC terre compactée et le béton de terre ont été réalisés. Une analyse comparative par rapport aux matériaux de construction « classiques » comme le béton de ciment et les briques en terre cuite est présentée.

2 Etat de l'art

2.1. Loi de transferts hygrométriques

La diffusion de la vapeur d'eau est donnée par la loi de Fick qui exprime la densité de flux diffusif de vapeur j_v [kg.m⁻².s⁻¹] en fonction du gradient de vapeur :

$$j_v = \delta_v \cdot \frac{\Delta p_v}{e}$$

- p_v : Pression de vapeur [Pa]
- δ_v : perméabilité à la vapeur du matériau [kg.m⁻¹.s⁻¹. Pa⁻¹]
- e : épaisseur de l'échantillon [m].

2.2. Techniques de mesures des transferts hygrométriques

Les techniques de mesure des propriétés hygrométriques des matériaux de construction les plus connues sont les suivantes :

- **Méthode de la coupelle**

Le principe de mesure consiste à placer un échantillon d'épaisseur e et de diamètre ϕ sous gradient de vapeur constant et unidimensionnel en condition isotherme [2, 5]. Connaissant le flux de vapeur à travers le matériau, déterminé par pesée, nous pouvons calculer la perméabilité à la vapeur d'eau δ_v en utilisant la loi de Fick :

$$\delta_v = e \frac{j_v}{\Delta p_v}$$

- **Appareil Gravitest 6400**

Le dispositif GraviTest est utilisé pour la détermination de la perméabilité à la vapeur d'eau selon la norme NF EN ISO 12572 en se basant sur le principe de la coupelle en conditions isothermes. L'avantage de cet appareil est l'automatisation de l'essai notamment pour le suivi de la masse. Il suffit de prédéfinir les conditions de mesure, telles que la température et la vitesse de l'air, et de programmer le cycle des paliers d'humidité relative voulus [4]. En se basant sur la loi de Fick présentée précédemment, on détermine la perméabilité à la vapeur de six matériaux à la fois parce que ce dispositif a une capacité de six coupelles de mesure.

3 Résultats des essais de transferts hygrométriques

La méthode utilisée pour étudier les transferts hygrométriques est « **la méthode de la coupelle** ». Le dispositif de l'essai est composé des éléments suivants : un disque d'épaisseur e et de diamètre D , est scellé dans un récipient qui contient une solution saline saturée en sel qui permet d'imposer une humidité relative contrôlée dans l'atmosphère régnant dans la partie inférieure du disque. Le récipient contenant le disque est ensuite suspendu à l'intérieur d'un dessiccateur dans lequel une seconde solution saline saturée en un autre sel a été préalablement placée, permettant d'imposer une seconde humidité relative dans l'atmosphère qui est en contact avec la partie supérieure du disque ce qui nous permet d'avoir un gradient d'humidité relative qui engendre un flux de vapeur d'eau de bas vers le haut ou de haut vers le bas selon l'emplacement des deux solutions salines. Le récipient et son contenu (disque et solution saline) est suspendu à une balance de précision permettant de suivre sa variation de masse de vapeur d'eau échangée en fonction du temps.

3.1. Béton de terre « Cématerre »

Le béton de terre « Cématerre » est composée de 88% de limon naturel prélevé du site de construction, 3% chaux, 8% ciment et renforcé par des fibres de lin. L'échantillon de « Cématerre » est de 1.5cm d'épaisseur et de 10cm de diamètre. La figure (**Figure.1**) indique la granulométrie du limon naturel utilisé pour la formulation du béton de terre « Cématerre ».

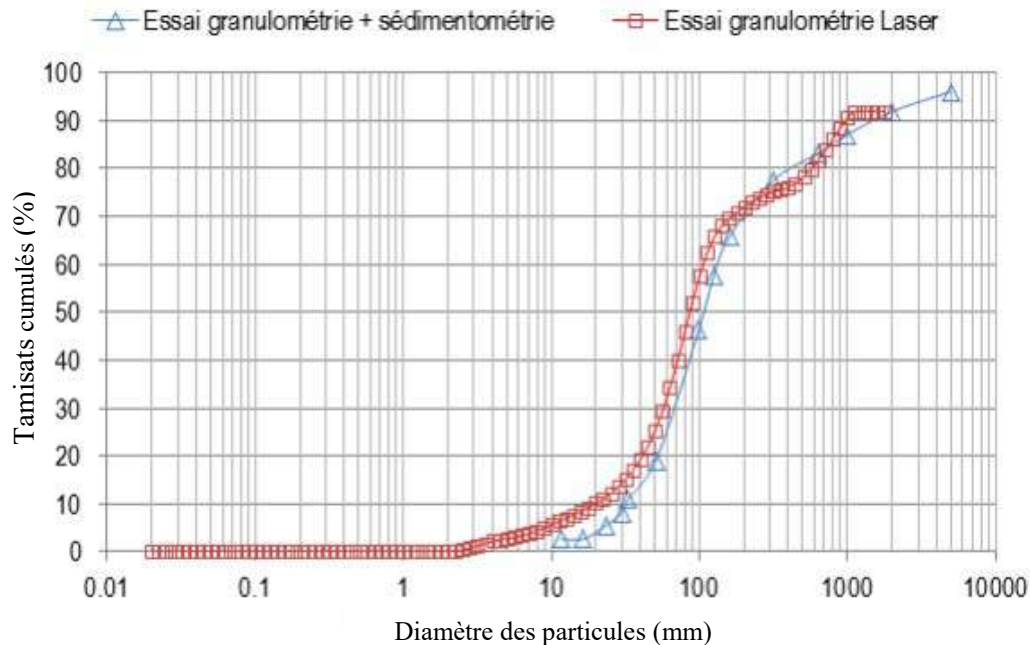


Figure. 1. Courbe granulométrique du limon naturel par deux méthodes [5]

La courbe suivante (**Figure. 2**) est le résultat de l'essai de transfert de vapeur « Méthode de la coupelle » à travers le béton de terre « Cématerre » et elle représente la variation de la masse de vapeur d'eau qui traverse l'échantillon en fonction du temps.

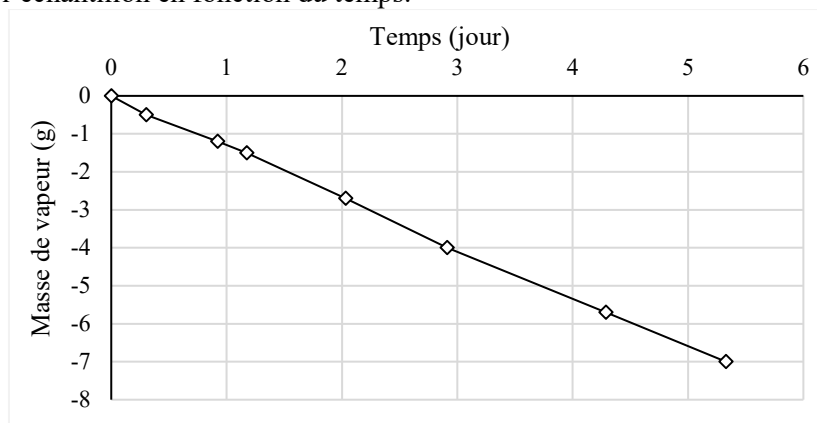


Figure.2 . Variation de la masse de vapeur d'eau en fonction du temps

3.2. Bloc de terre compactée

Le BTC est composé de 70% de sédiment naturel NS (10% sable, 56% limon et 34% argile) et de 30% de sable local et compacté à une énergie donnée (Optimum Proctor Modifié + 25 Coups). L'échantillon utilisé pour l'essai est cylindrique d'épaisseur 3cm et de diamètre 10cm. Les figures suivantes (**Figure. 3** et **Figure. 4**) représentent respectivement la courbe granulométrique et la courbe de compactage du BTC.

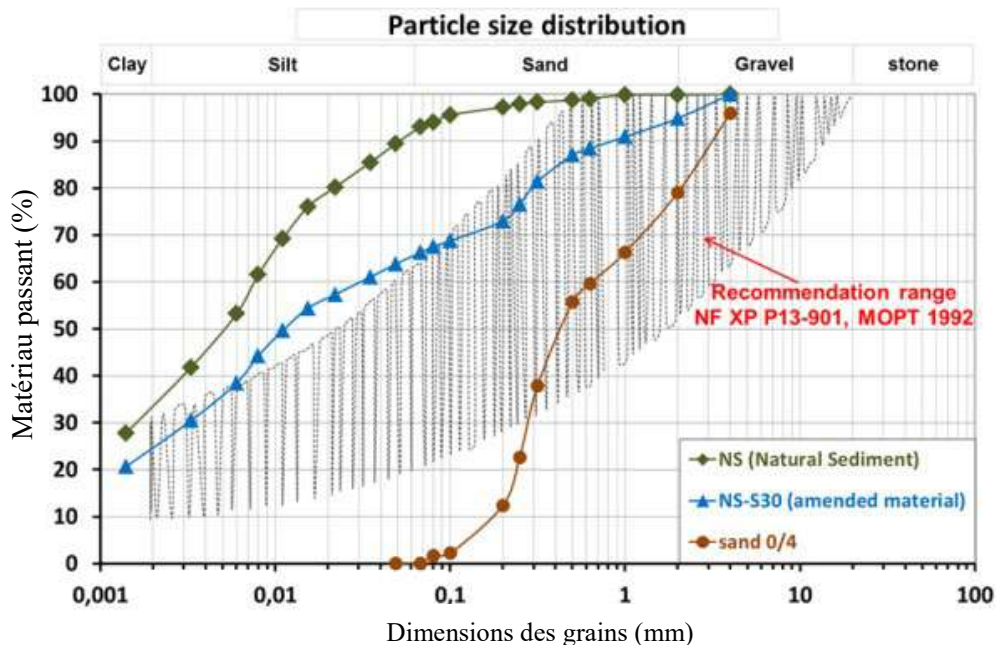


Figure. 3. Courbe granulométrique du 70% NS + 30% Sable [2]

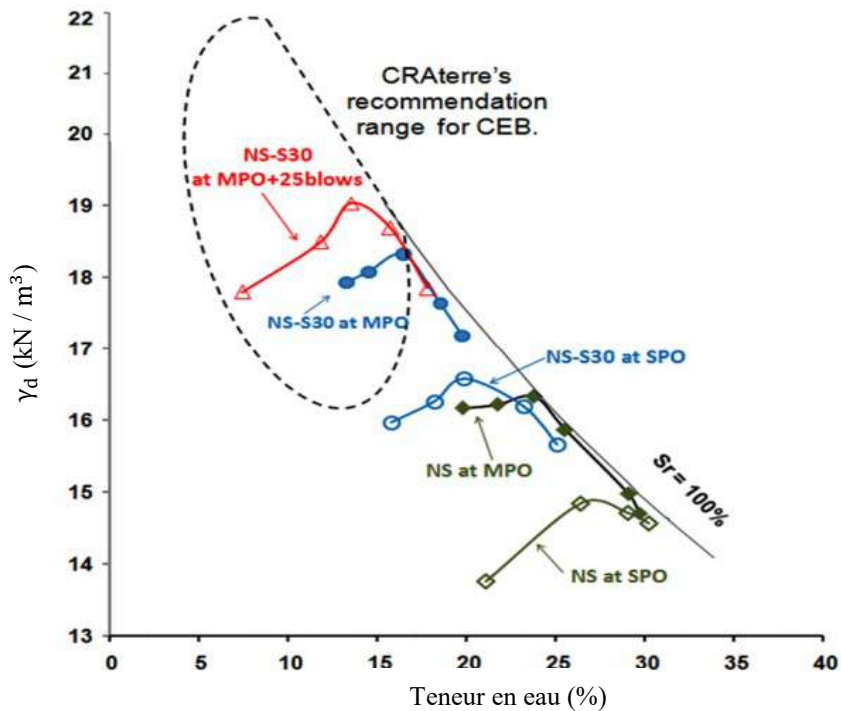


Figure. 4. Courbe de compactage de matériau 70% NS + 30% Sable [2]

La figure (Figure.5) est le résultat de l'essai de transfert de vapeur « Méthode de la coupelle » à travers le bloc de terre compactée et elle représente la variation de la masse de vapeur d'eau qui traverse l'échantillon en fonction du temps.

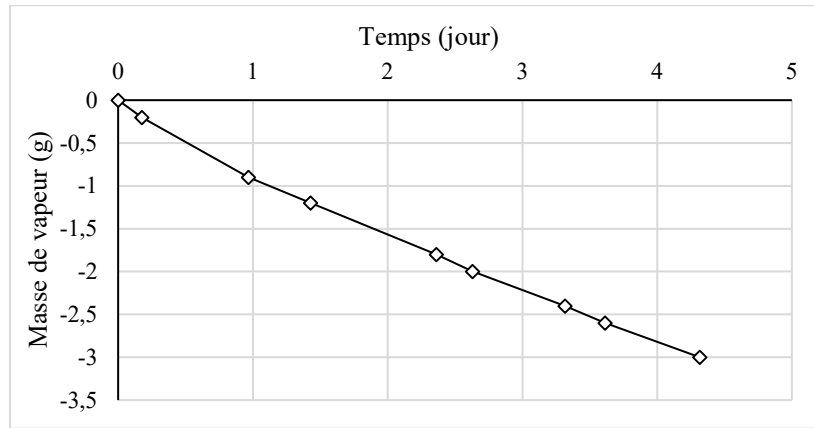


Figure. 5. Variation de la masse de vapeur d'eau en fonction du temps

Pour les deux matériaux, le régime permanent est atteint à peu près après 1 jour du début de l'essai. Les perméabilités à la vapeur de Cématerre et du BTC sont calculées en régime permanent où l'équilibre hygrométrique interne est atteint. En fait, ce paramètre se calcule en déterminant la pente de la courbe de variation de masse de vapeur d'eau en régime permanent en fonction du temps. Cette pente sera divisée par la suite par la surface circulaire de l'échantillon exposée au transfert de vapeur afin d'obtenir le flux de vapeur d'eau j_v [$\text{kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1}$] qui traverse l'échantillon. Une fois le flux de vapeur est déterminé, le coefficient de perméabilité à la vapeur du matériau δ_v [$\text{kg.m}^{-1}.\text{s}^{-1}.\text{Pa}^{-1}$] est calculé en multipliant ce dernier par l'épaisseur de l'échantillon e [m] et en le divisant par le gradient de pression de vapeur Δp_v [Pa] appliqué le long de l'essai comme montre la loi de Fick : $\delta_v = e \frac{j_v}{\Delta p_v}$.

Le gradient de pression de vapeur d'eau Δp_v est égale à la différence entre les deux pressions de vapeur appliquées sur les deux faces inférieure et supérieure de l'échantillon :

$$\Delta p_v = p_{v1} - p_{v2} = HR_1 \times P_{\text{sat}}(T_1) - HR_2 \times P_{\text{sat}}(T_2)$$

Où HR_1 , HR_2 , T_1 et T_2 sont mesurées à l'aide d'une sonde d'humidité et de température et P_{sat} est la pression saturante de vapeur d'eau.

Les valeurs des perméabilités à la vapeur d'eau déterminées expérimentalement pour les deux matériaux sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 1. Résultats de mesure de la perméabilité à la vapeur d'eau de Cématerre et BTC

Matériaux	Epaisseur de l'échantillon [m]	Gradient de pression de vapeur Δp_v [Pa]	Flux de vapeur d'eau [$\text{kg.m}^{-2}.\text{s}^{-1}$]	Perméabilité à la vapeur d'eau [$\text{kg.m}^{-1}.\text{s}^{-1}.\text{Pa}^{-1}$]
Cématerre	0,015	2,48	$1,77.10^{-6}$	$1,06.10^{-11}$
BTC	0,03	2,48	$9,24.10^{-7}$	$1,12.10^{-11}$

4 Interprétation

En comparant les résultats obtenus lors de mesure de la perméabilité à la vapeur d'eau, on peut conclure que l'ordre de grandeur de 10^{-11} est celui qui caractérise la terre crue.

Si on compare nos résultats avec ceux de la littérature, on constate que l'ordre de grandeur est acceptable. En fait, dans les travaux de McGeorge et al, 2014 [6], la perméabilité à la vapeur des briques de terre crue de différentes formulation est comprise entre $3,46.10^{-11}$ et $3,66.10^{-11}$ et dans les travaux de Casnedi et al, 2020 [3], ils ont montré que la perméabilité à la vapeur des briques de terre pour différentes formulation est comprise entre $0,44.10^{-11}$ et $6,28.10^{-11}$.

Comparant maintenant les résultats obtenus pour la terre crue avec ceux des matériaux de construction classiques, on trouve que la terre crue est de 10 à 100 fois plus perméable à la vapeur d'eau (voir Tableau 1).

Tableau 2. Perméabilité à la vapeur des matériaux de construction classiques [5]

Matériau	Perméabilité à la vapeur d'eau [$\text{kg.m}^{-1}.\text{s}^{-1}.\text{Pa}^{-1}$]
Béton plein	$6,33. 10^{-13}$
Terre cuite	$3,16. 10^{-13}$ à $1,9. 10^{-12}$
Plâtre	$2,74. 10^{-12}$

5 Conclusion

La terre crue est devenue depuis longtemps un matériau de construction naturel le plus répandu à travers le monde grâce à ces performance mécaniques et hygrothermiques. Dans cette étude, nous avons montré que l'ordre de grandeur de 10^{-11} est celui qui caractérise la terre crue et on a mis en évidence la capacité respiratoire importante des matériaux à base de terre crue (béton de terre et bloc de terre compactée à la vapeur d'eau qui est de 10 à 100 fois plus importance que les matériaux de construction classique tels que le béton de ciment, la terre cuite et le plâtre ... Une étude des transferts thermique, hygrométrique et couplés hygrothermiques à travers des éco-matériaux à base de terre crue renforcés par des fibres de lin est en cours.

Références

- [1] Ben Ayed H, *Etude expérimentale et numérique du comportement mécanique en compression des Blocs Autobloquants de Terre Stabilisée (BATS)*, (2016).
- [2] Boumediene S, *Cartographie des sédiments de dragage des barrages de l'ouest Algérien : Une solution de valorisation en BTC*, Thèse soutenue en 2018, Université Aboubakr Belkaid-Tlemcen.
- [3] Casnedi. L.: *Porosity effects on water vapour permeability in earthen materials: Experimental evidence and modelling description*, Journal of Building Engineering (27), 100987 (2020).
- [4] Ferroukhi M Y.: *Modélisation des transferts thermo-hydro-aérauliques dans les enveloppes de bâtiments : évaluation des désordres causés par l'humidité*, Thèse soutenue en 2016, Université de La Rochelle.
- [5] Hibouche A.: *Sols traités aux liants Performances hydro-mécaniques et hygro-thermiques Applications en BTP*, pp : 227-236 (2013).
- [6] McGregor. F: *The moisture buffering capacity of unfired clay masonry*, Building and Environment (82), 599-607 (2014).

PROPRIETES HYGRO-THERMIQUES DU BETON DE TERRE « CEMATERRE » : EFFET DE LA TENEUR EN EAU

I. HAMROUNI¹, T. OUAHBI¹, N. LHUISSIER¹, O. CRUMEYROLLE¹, S. TAIBI¹,
M. JAMEI², H. ZENZRI²

¹UNIVERSITE LE HAVRE NORMANDIE, email : ichrak.hamrouni2@gmail.com ;
ouahbit@univ-lehavre.fr ; natalija.lhuissier@univ-lehavre.fr ; olivier.crumeyrolle@univ-lehavre.fr ; said.taibi@univ-lehavre.fr ; m

²ENIT / Tunis, email : ehjamei@yahoo.fr ; hatem.zenzri@enit.utm.tn

Abstract. Since earliest times, earthen construction is becoming one of the most known construction techniques in the world thanks to its important benefits. Raw earth, as many researches have been shown, is able to contribute to moisture and heat control in constructions. Its hygrothermal properties are better than fired earthen bricks and cement concrete. The aim of this study is to evaluate the hygro-thermal behavior of raw earth concrete “Cématerre”. Experimental tests allowing the measurement of vapour permeability and thermal conductivity as a function of the variation of the water content have been realized. In addition, numerical simulations of thermal transfers have been conducted by evaluating the effect of the samples’ thickness variation. The results show the good hygrothermal qualities of the raw earth concrete “Cématerre”. It is 10 to 100 times more breathable and three times more insulating than the classic building materials such as concrete and fired earth bricks.

Key words: Raw earth concrete, hygrothermal, experimental tests, vapour permeability, thermal conductivity, water content, numerical simulations.

Résumé. Depuis les temps les plus reculés, la construction en terre crue est devenue l'une des techniques de construction les plus connues au monde grâce à ses avantages. La terre crue, comme l'ont montré de nombreuses recherches, est capable de contribuer au contrôle de l'humidité et de la chaleur dans les bâtiments. Ses propriétés hygrothermiques sont meilleures que celles des briques de terre cuite et du béton. L'objectif de cette étude est d'évaluer le comportement hygro-thermique du béton de terre « Cématerre ». Des essais expérimentaux permettant la mesure de la perméabilité à la vapeur d'eau et la conductivité thermique en fonction de la variation de la teneur en eau ont été réalisés. Par ailleurs, des simulations numériques de transferts thermiques ont été menées en évaluant l'effet de la variation de l'épaisseur des échantillons sur ces modes de transferts. Les résultats obtenus mettent en évidence les bonnes qualités hygrothermiques du béton de terre crue « Cématerre ». Il est de 10 à 100 fois plus respirants et trois fois plus isolants que les matériaux de construction classiques tels que le ciment et la terre cuite.

Mots clés : Béton de terre crue, hygro-thermiques, essais expérimentaux, perméabilité à la vapeur, conductivité thermique, teneur en eau, simulation numérique.

1 Introduction

Depuis de nombreuses années, la terre crue par ses propriétés et ses performances, a été utilisée comme matériau de construction pour différentes techniques de construction [5]. Ce matériau est capable d'assurer un confort hygro-thermique dans les bâtiments, et cela est dû à sa capacité respiratoire en termes de transfert de vapeur et isolante en termes de transfert de chaleur. Dans ce contexte, de nombreux travaux de recherche ont été développés pour déterminer les propriétés thermiques et hygroscopiques de la terre crue. Ils ont montré que ses propriétés hygro-thermiques sont meilleures que celles des briques en terre cuite et du béton. L'objectif de cette étude est d'évaluer le comportement hygro-thermique d'un béton de terre crue appelé « Cématerre ». C'est un matériau écologique, non énergivore en termes d'énergie grise, composé de 88% de limon naturel prélevé lors des terrassements sur le chantier et stabilisé avec un faible pourcentage de liants hydrauliques et éventuellement de fibres végétales [5-6].

Des essais expérimentaux permettant la mesure de la perméabilité à la vapeur d'eau et la conductivité thermique en fonction de la variation de la teneur en eau ont été réalisés. Les résultats obtenus sont comparés à ceux trouvés dans la littérature. Par ailleurs, des simulations numériques de transferts thermiques ont été réalisées en évaluant l'effet de la variation de l'épaisseur des échantillons sur ce mode de transfert.

2 Matériels et Méthodes

2.1. Matériau

Le matériau utilisé est un béton de terre appelé « Cématerre » dont la formulation est donnée par le tableau (tableau 1). C'est une formulation de base initialement préparée par l'entreprise « Cématerre » conformément à un cahier de charge précis pour les matériaux de construction conçus pour les éléments structuraux en bâtiment. Les échantillons du béton de terre ont été coulés directement dans des moules cylindrique et parallélépipédique et laissés durcis pendant 90 jours dans les conditions normales de laboratoire ($T=20^{\circ}\text{C}\pm 3^{\circ}\text{C}$ et $\text{HR}\approx 50\%$) avant la réalisation des essais.

Table 1. Formulation du béton de terre "Cématerre" en pourcentage pondéral des ajouts par rapport au poids du Limon GO

Limon GO (kg/m ³)	Chaux (%)	Ciment (%)	Fibres de lin (%)	Eau (%)	Plastifiant réducteur d'eau (%)
1405	3.2	9.25	0.5	14.95	0.36



Figure. 1. Echantillon cylindrique de Cématerre pour l'essai de la coupelle « Mesure de la perméabilité à la vapeur »



Figure. 2. Echantillon parallélépipédique de Cématerre pour l'essai de la Boite chaude « Mesure de la conductivité thermique »

2.2. Méthodes expérimentales

Méthode de mesure de la perméabilité à la vapeur d'eau

Il s'agit d'une méthode gravimétrique appelée « méthode de coupelle » [2-4-5]. Cette méthode de mesure de perméabilité à la vapeur d'eau consiste à placer un échantillon « Cématerre » cylindrique (Epaisseur $e = 1,5$ cm et diamètre $\phi = 10,5$ cm) sous un gradient constant de vapeur d'eau unidirectionnel et en conditions isothermes comme montre la figure suivante :

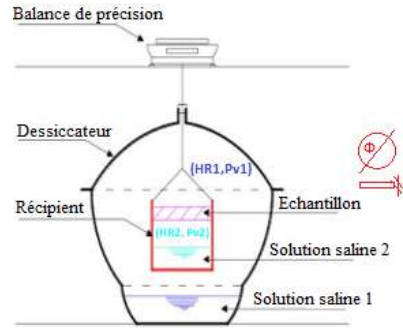


Figure. 3. Essai de la coupelle : mesure de la perméabilité à la vapeur d'eau de Cématerre

Connaissant le flux de vapeur à travers le matériau, déterminé par pesée, nous pouvons calculer la perméabilité à la vapeur d'eau δ_v [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{Pa}^{-1}$] en utilisant la loi de Fick :

$$\delta_v = e \frac{j_v}{\Delta p_v}$$

e : épaisseur de l'échantillon [m]; j_v : densité de flux de vapeur [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$]; p_v : pression de vapeur [Pa].

Méthode de mesure de la conductivité thermique

En utilisant la méthode de la boîte chaude [5-10], nous avons mesuré la variation de la conductivité thermique en fonction de la teneur en eau du béton de terre Cématerre. Cette méthode consiste à mettre un échantillon parallélépipédique de dimensions $27 \times 27 \times 6 \text{ cm}^3$ entre deux températures différentes (chaude et froide) afin d'appliquer un gradient thermique unidirectionnel à travers cet échantillon.

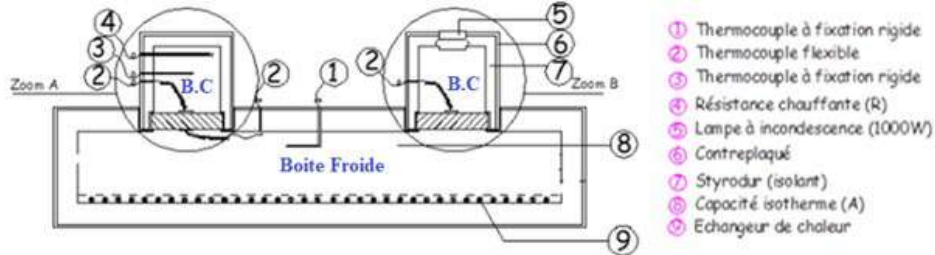


Figure. 4. Essai de la boîte chaude : mesure de la conductivité thermique de Cématerre

La conductivité thermique en régime permanent est donnée par l'équation suivante :

$$\lambda = \frac{q e}{S \Delta T} = \frac{e}{S \Delta T} (V \cdot I - C \cdot \Delta T')$$

q : flux de chaleur [W]; e : épaisseur de l'échantillon [m]; S : surface de l'échantillon exposée au flux de chaleur [m^2]; ΔT : différence de températures entre la surface chaude et froide de l'échantillon [$^{\circ}\text{C}$]; V : tension appliquée aux bornes de la résistante chauffante [V]; I : intensité appliquée aux bornes de la résistante chauffante; C : coefficient de déperdition déterminé expérimentalement [$\text{W}/^{\circ}\text{C}$]; $\Delta T'$: différence de température entre la boîte chaude et la température ambiante de la salle expérimentale [$^{\circ}\text{C}$].

3 Résultats expérimentaux

3.1. Transfert de vapeur d'eau

La Figure 5 montre l'évolution de la masse de vapeur traversant l'échantillon de diamètre 100 mm et d'épaisseur 10mm en fonction du temps. On constate qu'au début du transfert (entre 0 et 1 jour), le régime d'écoulement est instable car les bilans hydriques internes ne sont pas encore atteints. Il en résulte une relation non linéaire. Une fois l'équilibre atteint, le régime de transfert de vapeur devient permanent et une relation linéaire est établie. La valeur de la perméabilité à la vapeur d'eau est calculée en régime permanent en utilisant la loi de Fick [5-7-8].

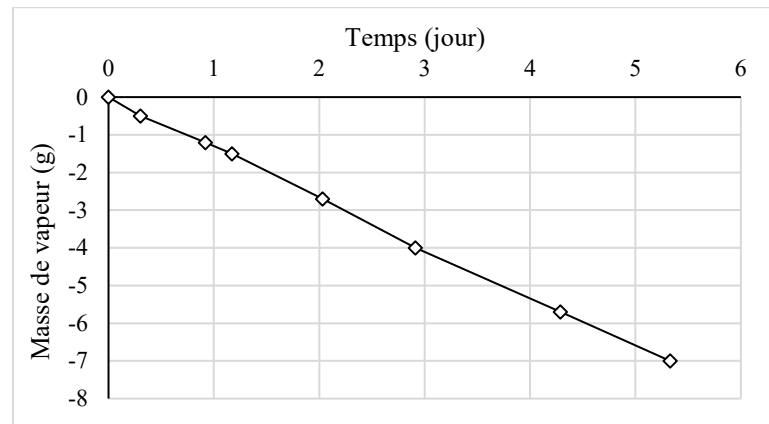


Figure. 5. Variation de la masse de vapeur traversant l'échantillon de Cématerre en fonction du temps

La perméabilité à la vapeur d'eau du béton Cématerre est à l'ordre de $1,06 \cdot 10^{-11} \text{ kg.m}^{-1}.\text{s}^{-1}.\text{Pa}^{-1}$.

3.2. Transfert de chaleur

La conductivité thermique du béton de terre Cématerre a été mesurée pour différentes teneurs en eau comme le montre le tableau suivant :

Tableau 1. Conductivité thermique de Cématerre pour différentes teneur en eau

Numéro de l'échantillon	Teneur en eau [%]	Conductivité thermique [W/m. °C]
1	0 (sec)	0.558
2	2	0.605
3	3	0.712
4	4	0.707
5	5	0.763
6	9.5	0.751
7	19.2	0.968
8	25	1.24
9	28.2 (saturé)	1.32

4 Modélisation numérique

Des simulations numériques de transfert de chaleur à travers un bloc de Cématerre de dimensions $27 * 27 * 6 \text{ cm}^3$ ont été réalisées à l'aide de deux logiciels CODE_BRIGHT et COMSOL Multiphysics. Le but de ces simulations est d'évaluer l'effet de la variation de l'épaisseur de l'échantillon sur du flux thermique en régime permanent (voir Figure 6).

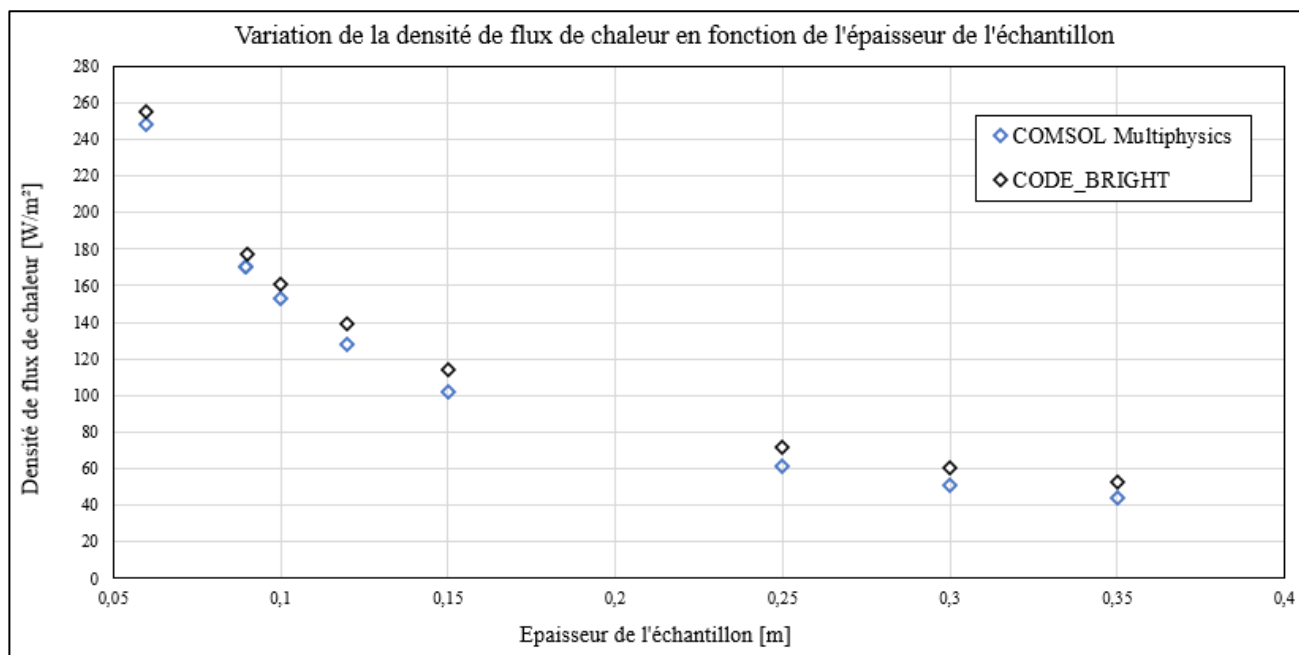


Figure. 6. Résultats numériques de la variation de la densité de flux de chaleur en fonction de l'épaisseur de l'échantillon

5 Interprétation

- La perméabilité à la vapeur d'eau du « Cématerre » est d'environ $1,06 \cdot 10^{-11} \text{ kg.m}^{-1} \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{Pa}^{-1}$ et sa conductivité thermique varie entre 0.558 et 1.32 W/m. °C en fonction de la teneur en eau. En comparant nos résultats hygro-thermiques de la terre crue avec ceux de la littérature pour la terre crue stabilisée [1-5] ou comprimée [3-9], on trouve qu'on est dans les mêmes ordres de grandeurs.
- Notons que dans le tableau ci-dessus, la conductivité thermique du Cématerre augmente avec la teneur en eau. En comparaison avec le béton de ciment, le béton de terre est trois fois plus isolant [13].
- En comparant la valeur de la perméabilité à la vapeur et de la conductivité thermique obtenues lors de notre étude à celles d'autres matériaux de construction [5], le Cématerre est 10 à 100 fois plus perméable à la vapeur que le béton de ciment et les briques en terre cuite.
- Les deux logiciels COMSOL Multiphysics et CODE BRIGHT donnent des résultats comparables. De plus, en général, les murs porteurs en béton de terre ont une épaisseur variant de 25 à 35 cm pour assurer une portance structurelle. Cette simulation montre que pour cette gamme d'épaisseurs, le flux de chaleur est fortement réduit et se situe entre 40 W/m² et 260 W/m², ce qui confirme les bonnes propriétés thermiques du béton de terre brute.

6 Conclusion

Les matériaux de construction à base de terre crue sont une alternative aux matériaux traditionnels à forte intensité énergétique, comme le béton de ciment. Les résultats mettent en évidence les remarquables propriétés hygrothermiques du béton de terre. Ceux-ci sont 10 à 100 fois plus respirants et trois fois plus isolants que les bétons de ciment et les briques en terre cuite. A l'heure actuelle, une étude hygrothermique couplée en cours, permettra de préciser l'effet de l'humidité du matériau sur ses performances, afin de simuler les conditions climatiques autour de l'ouvrage en terre.

Références

- [1] Allinson. D.: *Humidity buffering using stabilised rammed earth materials*, Construction materials (165), 335-344 (2012).
- [2] Bennai F.: *Étude des mécanismes de transferts couplés de chaleur et d'humidité dans les matériaux poreux de construction en régime insaturé*, Thèse soutenue (2018).
- [3] Ben Mansour. M.: *Optimizing thermal and mechanical performance of compressed earth blocks (CEB)*, Construction and Building Materials (104), 44-51 (2016).
- [4] Galbraith G.H.: *Nonisothermal moisture diffusion in porous building materials*, Building Research & Information 26 (6), 330-339 (1998).
- [5] Hibouche A.: *Sols traités aux liants Performances hydro-mécaniques et hygro-thermiques Applications en BTP*, Thèse soutenue (2013).
- [6] Joanna EID, *Élaboration d'un éco-géo-matériau à base de terre crue*, Thèse soutenue en 2016.
- [7] Krus. M.: *Moisture transport and storage coefficients of porous mineral building materials. Theoretical principles and new test methods*. Stuttgart : Fraunhofer IRB Verlag, 1996. ISBN 3-8167-4535-0.
- [8] Kunzel H M.: *Simultaneous Heat and Moisture Transport in Building Components. Fraunhofer IRB Verlag Stuttgart, 1995. ISBN 3-8167-4103-7.*
- [9] Lei. Z, *Hygrothermal properties of compressed earthen bricks*, Construction and Building Materials (162), 576-583 (2018).
- [10] Saidi M.: *Stabilization effects on the thermal conductivity and sorption behavior of earth bricks*, Construction and Building Materials (167), 566-577 (2018).
- [11] Weiping. Z.: *Mesoscale model for thermal conductivity of concrete*, Construction and Building Materials (98), 8-16 (2015).

INFLUENCE DE L'AJOUT DES FINES ARGILEUSES SUR LES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE LA BRIQUE DE TERRE COMPRIMÉE

A.A. AIT SALEM¹; A. BENCHOUK¹; N. BELAYACHI²;

¹ Université Abou Bekr Belkaid TLEMCEN;

² Université Orléans, France ;

Résumé . La terre crue présente souvent des propriétés mécaniques médiocres et des problèmes de durabilité vis-à-vis des variations d'humidité et des conditions d'usage. Ce travail expérimental propose la valorisation d'un tuf de la région de Béni-Saf pour la fabrication de briques de terre crue compacté BTC par l'ajout de fines argileuses. La fabrication de BTC rentre dans le cadre des applications de matériaux compactés au voisinage de la saturation. Le tuf considéré répond bien aux exigences de la norme AFNOR XP P13-901 en termes de granulométrie et de plasticité. En parallèle il présente une faible teneur en argile et une faible cohésion. L'argile de type kaolinite a été rajoutée au mélange avec un rapport de 10 % pour lui donner une certaine cohésion. Des échantillons cylindriques (H=10cm et $\phi=5$ cm) sont préparés aux conditions de l'optimum Proctor. Le compactage des échantillons est réalisé statiquement à une vitesse de 1mm/min jusqu'à atteindre la contrainte de 4MPa. La résistance mécanique est mesurée à l'essai de compression simple à différents temps de maturation (immédiatement après démoulage, 7 jours, 14 jours et 28 jours). Les résultats obtenus montrent une amélioration de la résistance mécanique avec un taux qui dépasse les 80% à 28 jours avec l'ajout des fines argileuses par rapport à la terre crue toute seule.

Mot clés: BTC, tuf, fines argileuses, non saturé, résistance à la compression,

Abstract. Raw earth often presents poor mechanical properties and durability problems with respect to humidity variations and conditions of use. This experimental work proposes the valorization of a tuff of the region of Beni-Saf for the manufacture of compacted raw earth bricks BTC by the addition of fine clay. The manufacture of BTC falls within the framework of applications of materials compacted near saturation. The tuff under consideration meets the requirements of the AFNOR XP P13-901 standard in terms of granulometry and plasticity. At the same time it has a low clay content and low cohesion. Kaolinite clay was added to the mixture at a ratio of 10% to give it some cohesion. Cylindrical samples (H=10cm and $\phi=5$ cm) are prepared at the optimum Proctor conditions. The compaction of the samples was carried out statically at a speed of 1mm/min until a stress of 4MPa was reached. The mechanical strength was measured in the simple compression test at different curing times (immediately after demoulding, 7 days, 14 days and 28 days). The results obtained show an improvement of the mechanical strength with a rate exceeding 80% at 28 days with the addition of the clay fines compared to the raw earth alone.

Key words: BTC, tuff, clay fines, unsaturated, compressive strength.

1. Introduction

La terre crue a été l'un des premiers matériaux utilisés par l'homme pour construire. Facilement disponible, elle a été mise en œuvre suivant différentes techniques, selon les régions et en fonction de ses caractéristiques (Minke, 2006). Une technique de construction en terre qui consiste à compacter statiquement ou dynamiquement le sol est une évolution moderne de la brique de terre moulée, et qui devient de plus en plus prépondérante (Rigassi, 1995). La résistance à la compression d'une brique est souvent considérée comme caractéristique représentative de la qualité des briques de terre

compactées (BTC). Plusieurs chercheurs ont étudié les propriétés mécaniques des BTC stabilisées et non stabilisées. Parmi les stabilisants utilisés : la chaux (Cabane, 2004, Venkatarama et al.2002 ; Guettala et al.2002) ; le ciment (Ogunye et Boussabaine 2002; Kenai et al.2006; Bahar et al.2004) ; additions minérales tel que les cendres volantes (Chindaprasirt et Pimraksa 2008) et le laitier de haut fourneau(Oti et al. 2009).

En plus du respect de l'aspect économique et écologique, tous ces ajouts minéraux ont montré une amélioration remarquable des propriétés mécaniques des BTC. La stabilisation chimique conduit à : une réaction à court terme (floculation agglomération) et une réaction à long terme qui est la réaction pouzzolanique qui est un paramètre important dans la stabilisation (Pomakhina et al. 2012). Cette réaction dépend de plusieurs paramètres tel que la température et le temps de durcissement (Rao et Shivananda 2005). Le sol étudié est riche en CaCO_3 cela favorise cette réaction pouzzolanique recherchée avec l'argile.

Dans cette communication nous allons présenter une étude expérimentale sur les propriétés mécaniques des BTC stabilisées par des fines argileuses. Le but est d'analyser l'effet du traitement par l'argile sur l'évolution de la résistance mécanique à différents temps de séchage.

2. Méthode et Matériel

Sol : Le matériau utilisé est un tuf provenant de la région de Béni- Saf (Nord –Ouest de l'Algérie). Les résultats de la reconnaissance géotechnique sont présentés dans le tableau 1.

Tableau 1. Résultats des essais de l'identification du sol étudié

Caractéristiques	G _s	% Mo (%)	% CaCO_3 (%)	V.B.S.	E _s (%)	I _p (%)	W _L (%)	Cu	Cc	Argile (< 2mm) (%)	Sable (%)	Gravier (%)
Valeurs trouvées	2.74	1.8	84.8	6.2	16.7	17.5	37	0.17	150	32	33	23
Interprétations	-	Faiblement organique	Calcaire marneux	Sol argileux	Sol plastique	- Classification LCP: Sable limoneux ou une grave argileuse.						

La norme **AFNOR XP P13-901** donne des exigences concernant les sols qui peuvent faire l'objet d'une formulation pour les BTC, ces exigences sont basées sur la granulométrie et les limites d'Atterberg du sol. Selon la figure 1, on constate que la courbe granulométrique de notre sol s'intègre parfaitement dans le fuseau granulométrique proposé par la norme (AFNOR XP P13-901). De même, on constate aussi que du point de vue plasticité, le sol se situe dans le fuseau de plasticité de la même norme (figure 2).

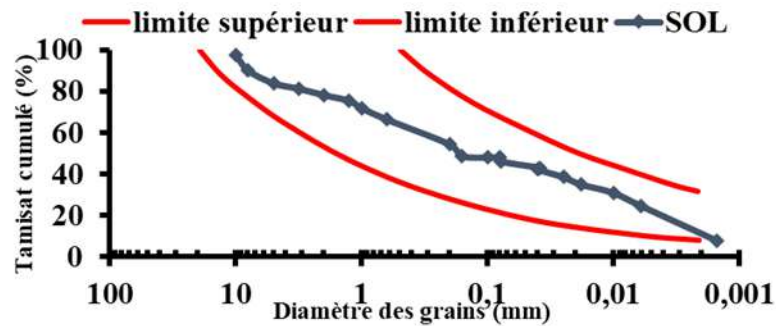


Figure 1. Courbe granulométrique par rapport au fuseau proposé par la norme AFNOR XP P13-901.

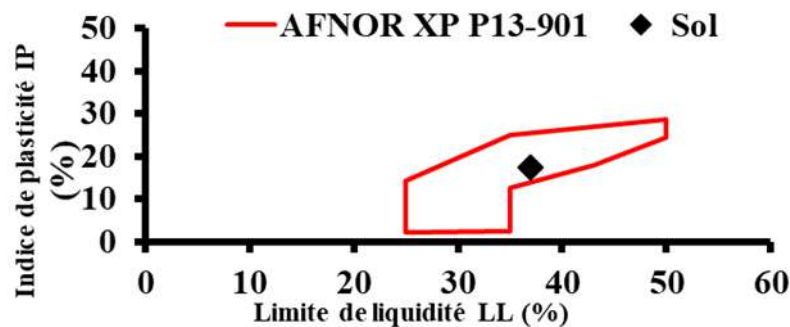


Figure 2. Plasticité du sol par rapport au fuseau proposé par la norme AFNOR XP P13-901

2.1 Essais de compactage statique

Ce type d'essai a pour but de déterminer les caractéristiques à l'optimum, mélange une quantité du sol et on introduit la quantité désirée avec différents teneurs en eau. Le mélange est ensuite compacté dans un moule cylindrique à double piston, à l'aide d'une presse hydraulique munie d'un capteur de force, jusqu'à une contrainte de 4MPa.

2.2 Résistances à la compression

Des écrasements ont été effectués sur des éprouvettes confectionnées avec les propriétés de l'optimum compacté à 4MPa. Pour avoir la résistance à la compression immédiatement après compactage et après plusieurs jours de conservation (7, 14, 21 et 28) au laboratoire dans des sacs et à température ambiante de 20°C.

3. Résultats

3.1 Essais de compactage statiques.

La courbe du poids volumique sec en fonction de la teneur en eau correspondante est tracée dans la figure 3. Les résultats de ces essais sont montrés sur le tableau 2.

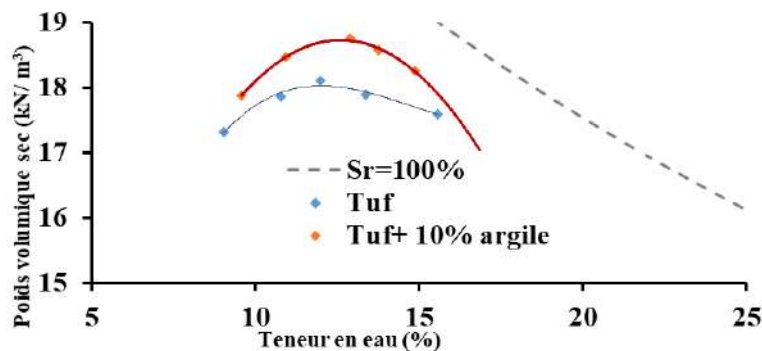
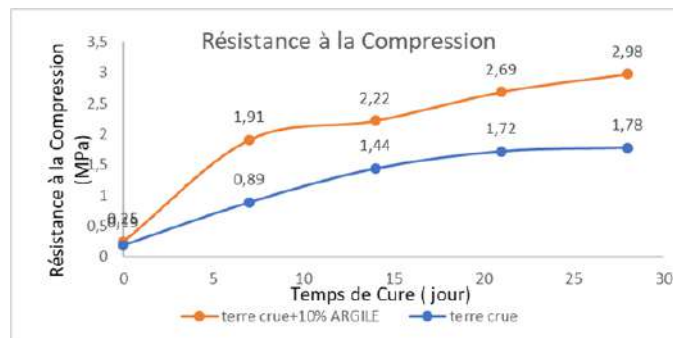


Figure 3. Courbe teneur en eau en fonction dupoids volumique secdu compactage statique à 4 MPa**Tableau 2.** Résultats de l'essai de compactage statique

	$\omega_{opt}(\%)$	$\gamma_{dmax}(kN/m^3)$	Indice des vides e	Sr (%)
Tuf+ 10% argile	12,9	18,74	0,44	79,15
Tuf	12	18,10	0,49	66

3.2 Résistances à la compression

Les résultats de la compression simple des échantillons sont présentés dans le graphe ci-dessous

**Figure 4.** Résistances à la compression en fonction du temps de séchage

Selon la figure 4, la résistance à la compression augmente au cours du séchage jusqu'à atteindre un palier après 21 jours de cure. Au-delà de cette période une légère augmentation est notée.

4. Discussion

4.1 Essais de compactage statique

On remarque que la courbe de compactage statique du sol stabilisé en fonction de la teneur en eau est une courbe en cloche donc de la même allure que celle de l'essai Proctor. On peut atteindre des densités importantes avec le compactage statique et enfin on constate que l'ajout de l'argile augmente la densité sèche maximale avec une teneur en eau plus importante.

4.2 Résistances à la compression

On remarque que l'ajout des fines argileuses accélère le durcissement, et on atteint une résistance à la compression importante à 7 jours est enregistrée. Cela est dû à la réaction pouzzolanique favorisée par l'ajout de l'argile et par le séchage, et enfin elle atteint pratiquement 3MPa pour 28 jours de maturation.

Ces résultats de résistances à la compression sont comparés aux résistances de la littérature dans le tableau 3.

Tableau 3. Résultats de la résistance à la compression à 28 jours de la littérature.

Auteurs	La résistance à la compression à 28 jours (MPa)		Energie de compactage (MPa)
(Peter, 1996)	Ciment	3,67	2
(Danso, 2015)	Fibre	2,8	10
(Lawson, 2011)	Crue	1,8	5
Résultats trouvés	Fines argileuses	2,98	4

On constate que les résultats trouvés sont proches des résultats de la littérature. (H. Danso 2015) a trouvé des résistances similaires mais avec des énergies de compactage plus importante que celles

utilisées dans la présente étude (4MPa). (Peter, 1996) a utilisé une faible contrainte de compactage (2MPa) avec du ciment comme stabilisant, il a trouvé une résistance à la compression de l'ordre de 3,6MPa.

5. Conclusion.

A travers les investigations élaborées dans le cadre de ce travail sur les applications des sols compactés non saturés dans le domaine de la brique de terre comprimée BTC, une série d'essais de compression simple à différentes conditions d'âges ont été effectués. Ces essais ont montré que ce sol non stabilisé n'a pas donné une bonne résistance à la compression après compactage comparativement aux valeurs trouvées dans la littérature ; bien que ses caractéristiques physiques répondent aux exigences de la norme AFNOR XP P13-901.

Cependant, ce sol se comporte bien en compression simple après une cure humide dans les films plastiques avec des résistances proches ou supérieures à celles de la littérature. Donc le temps de cure a une grande influence sur le comportement mécanique de la terre crue compactée. Aussi les fines argileuses de type kaolinite qui sont les argiles qui favorisent le plus de réactions (d'après Toubeau, 1987), ont contribué au développement des réactions pouzzolaniques par la formation du silicate de calcium hydraté (C-S-H) et des aluminates de calcium hydratés (C-A-H) qui conduisent à faire augmenter la résistance à la compression du sol.

Références bibliographiques.

- AFNOR.NF P94-093. *Sols : reconnaissance et essais. Détermination des references de compactage d'un matériau* : Essai Proctor normal — Essai Proctor modifié. France. 1999.
- AFNOR. XP P13-901. *Blocs de terre comprimée pour murs et cloisons : Définitions - Spécifications - Méthodes d'essais - Conditions de réception*. France. 2001.
- Bahar R, Benazzoug M, Kenai S (2004) *Performance of compacted cement-stabilised soil*. Cem Concr Compos 26(7):811–820
- Cabane N. *Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques: contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation*, Thèse de Doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de St Etienne, Université Jean Monet, 182 p, 2004.
- Chindaprasirt P, Pimraksa K (2008) *A study of fly ash–lime granule unfired brick*. Powder Technol 182(1):33–41
- Guetalla A, Houari H, Mezghiche B, Chebili R. *Durability of lime stabilized earth blocks*. Universite ' Mohamed Khider Biskra, Alge 'rie. Courier du Savoir 2002; N2:61–6
- Toubeau ,1987 *Optimisation des caractéristiques géotechniques et minéralogiques dans le traitement des sols : application aux bétons de terre*. thèse de l'université de paris 1987
- H. Danso, D. B. Martinson, M. Ali, and J. B. Williams, "Physical, mechanical and durability properties of soil building blocks reinforced with natural fibres," Construction and Building Materials, vol. 101, pp. 797–809, 2015.
- Harichane K, Ghrici M, Kenai S (2012) *Effect of the combination of lime and natural pozzolana on the compaction and strength of soft clayey soils: a preliminary study*. Environ Earth Sci 66(8):2197–2205
- Hossain KMA, Lachemi M, Easa S (2007) *Stabilized soils for construction applications incorporating natural resources of Papua new Guinea*. Resour Conserv Recycl 51(4): 711–73
- Kenai S, Bahar R, Benazzoug M (2006) *Experimental analysis of the effect of some compaction methods on mechanical properties and durability of cement stabilized soil*. J Mater Sci 41(21):6956–6964
- Lawson, W. D., Kancharla, C., & Jayawickrama, P. W. *Engineering Properties of Unstabilised Compressed Earth Blocks*, 2011.
- Maskell. D, Heath. A, Walker. P. *Laboratory scale testing of extruded earth masonry units*. Materials and Design 45. PP 359–364. 2013.
- Minke. G. *Building with earth. Design and technology of a sustainable architecture*. Birkhäuser. Kassel. 2006.

- Müller. U, Miccoli. L, Fontana. P.** *Development of a lime based grout for cracks repair in earthen constructions.* Construction and Building Materials 110. PP 323–332. 2016.
- Ogunye FO, Boussabaine H (2002)** *Diagnosis of assessment methods for weatherability of stabilised compressed soil blocks.* Constr Build Mater 16(3):163–172
- Oti JE, Kinuthia JM, Bai J (2009)** *Compressive strength and microstructural analysis of unfired clay masonry bricks.* Eng Geol 109(3–4):230–240
- Pomakhina E, Deneele D, Gaillot AC, Paris M, Ouvrard G (2012)** *29 Si solid state NMR investigation of pozzolanic reaction occurring in lime-treated Ca-bentonite.* Cem Concr Res 42(4):626–632
- Rao SM, Shivananda P (2005)** *Role of curing temperature in progress of lime–soil reactions.* Geotech Geol Eng 23(1): 79–85
- Rigassi.V, CRA Terre-EAG.** *Blocs de terre comprimée. Volume I. Manuel de production.* Eschborn, Allemagne. 1995. ISBN : 3-528-02081-4.
- Venkatarama Reddy BV, Hubli SR (2002)** *Properties of lime stabilised steam-cured blocks for masonry.* Mater Struct 35(5):293–300

CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANQUES DES MATERIAUX DE LA REGION DE REGGANE : APPLICATION AUX BRIQUES DE TERRE COMPRIMEES ET STABILISEES

M. ABBOU¹, A. SEMCHA¹ et F. KAZI AOUAL²

¹*Université Ahmed Draia d'Adrar, Laboratoire LABMAT, email : abm_zh@yahoo.fr, asemcha@yahoo.fr*

²*Ecole nationale Polytechniques d'Oran, Laboratoire LABMAT, email : fkaziaoual@yahoo.fr*

Résumé. Depuis dernières vingtaine années, la construction des logements au Sud Algérien, connaît un développement remarquable, à l'image de la région de Reggane qui en est l'une des plus vastes de la wilaya d'Adrar. Cela a engendré une consommation d'énergie remarquable dans la production et l'emploi des matériaux de construction habituels (Matériaux cimentaires). Aussi, de nombreux efforts sont orientés vers le développement de nouvelles méthodes de construction en utilisant des matériaux locaux qui nécessitent peu d'énergie pour leur extraction et leur fabrication et mise en œuvre. D'ailleurs, dans la région de Reggane les matériaux de construction en terre ont été utilisés depuis des millénaires.

Par ailleurs, construire en terre, c'est construire avec un matériau disponible en grande quantité et quasiment partout. Il est écologique, recyclable et offre un confort en toutes les saisons. L'utilisation de ce type de matériau s'insère convenablement dans le cadre de la haute qualité environnementale, puisque les procédés font appel à un matériau abondant ne nécessitant pas beaucoup d'énergie pour sa transformation. Le sable concassé issu des carrières, est aussi un sous-produit dans la production des granulats à béton, qui nécessite une valorisation.

Cependant, les avantages de la terre comme matériau de construction ont été peu à peu abandonnés au profit du développement de nouveaux matériaux dits « modernes ». Mais devant les problèmes écologiques, sociaux et leur inadaptation aux conditions climatiques du Sahara, on commence à reprendre conscience pour l'intérêt de la construction en terre. Une des solutions qui s'impose, est la brique de terre comprimée. Mais, de nos jours, il devient nécessaire de réglementer les pratiques de confection et de l'utilisation de ce type de brique. En d'autres termes il faut mettre en évidence avec une rigueur scientifique, les propriétés mécaniques et thermiques constatées dans la pratique, à travers les constructions du patrimoine hérité des anciens.

Dans ce contexte, l'objectif de ce travail est de déterminer les propriétés physiques et mécaniques des briques en terre comprimées stabilisées (BTCS), fabriquées à partir d'un mélange d'argile et de sable concassé, stabilisées par de la chaux éteinte. La stabilisation servira à améliorer la tenue à l'eau de la brique comprimée, en rapport avec d'autres travaux qui mettent en évidence la fragilité du matériau terre vis-à-vis de l'eau. Nous avons examiné d'abord les caractéristiques d'identification des matières premières, ensuite nous avons mené une adaptation de la formulation optimale du BTC, avec des éprouvettes confectionnées à partir d'un mélange d'argile et de sable concassé avec addition de chaux éteinte. Ces éprouvettes sont ensuite compactées statiquement et conservées à l'air libre, pour en étudier enfin la résistance à la compression et l'absorption d'eau par capillarité du mélange. Le compactage statique a été préféré à d'autres modes de compactage, dans un but de rapprocher les pratiques de confection de la brique au laboratoire, à ce qui se pratique à plus grande échelle de production.

L'étude expérimentale d'optimisation des mélanges a montré que pour une utilisation convenable de la brique comprimée et stabilisée, le mélange d'argile et de sable concassé stabilisé par ajout de 4% et 6% de chaux est optimal pour briques de terre comprimées et stabilisées à la chaux.

Mots clés : Argile, Sable concassé, BTCS, Propriétés mécaniques, Stabilisation.

Abstract. For the last twenty years, housing construction in southern Algeria has undergone remarkable development, as in the region of Reggane, which is one of the largest in the wilaya of Adrar. This has resulted in a remarkable energy consumption in the production and use of the usual construction materials (cement materials). In addition, many efforts are directed towards the development of new construction methods using

local materials that require little energy for their extraction, manufacture and implementation. In the Reggane region, earthen building materials have been used for thousands of years.

Moreover, building with earth means building with a material that is available in large quantities and almost everywhere. It is ecological, recyclable and offers comfort in all seasons. The use of this type of material fits in well with high environmental quality, since the processes use an abundant material that does not require much energy for its transformation. Crushed sand from quarries is also a by-product in the production of concrete aggregates, which requires valorization.

However, the advantages of earth as a building material were gradually abandoned in favor of the development of new, so-called 'modern' materials. But faced with ecological and social problems and their inadequacy to the climatic conditions of the Sahara, we are beginning to regain consciousness for the benefit of earthen construction. One of the solutions is the compressed earth brick. But nowadays, it is necessary to regulate the practices of making and using this type of brick. In other words, it is necessary to highlight with scientific rigor the mechanical and thermal properties observed in practice, through the constructions of the patrimony inherited from the ancients.

In this context, the objective of this work is to determine the physical and mechanical properties of stabilized compressed earth bricks (SCEB), made from a mixture of clay and crushed sand, stabilized with slaked lime. The stabilization will be used to improve the water resistance of the compressed brick, in line with other work that highlights the water fragility of the earth material. We first examined the identification characteristics of the raw materials, and then we carried out an adaptation of the optimal formulation of the CEB, with specimens made from a mixture of clay and crushed sand with the addition of slaked lime. These specimens were then statically compacted and kept in the open air, in order to study the compressive strength and water absorption by capillary action of the mixture. Static compaction was preferred to other compaction methods, in order to bring the brick making practices in the laboratory closer to what is practiced on a larger production scale.

The experimental mix optimization study showed that for proper use of the compressed and stabilized brick, the mixture of clay and crushed sand stabilized by adding 4% and 6% lime is optimal for compressed and lime-stabilized earth bricks.

Keywords: Clay, Crushed sand, SCEB, Mechanical properties, Stabilization.

1 Introduction

Les matériaux de construction en terre crue qui existent depuis longtemps, et qui possèdent une grande variété des techniques, sont appelés à revenir comme solution pour enrichir le secteur de l'habitat. Les techniques de la brique de terre comprimée (BTC) à base d'argile offrent une adaptation à l'environnement désertique des zones arides et répond aux critères de la durabilité dans les régions sahariennes telle que Reggane. Ce travail présente l'identification des matériaux utilisés : un nouveau gisement d'argile se trouvant en abondance non loin de la ville de Reggane et un sable concassé.

Par la suite, nous avons développé une étude expérimentale qui consiste à préparer des mélanges en terre (Argile et sable concassé). En nous basant sur des travaux antérieurs, nous avons utilisé trois taux de teneurs en chaux (2, 4, et 6%). Ces différents mélanges ont été utilisés pour la fabrication de différents éprouvettes cylindriques afin d'étudier leurs caractéristiques physiques et mécaniques aux âges de 7, 14 et 28 jours de cure à l'étuve. Nous avons adopté un compactage statique afin d'optimiser la densité et la teneur en eau du mélange.

Finalement, nous avons réalisé un essai de compression simple sur les éprouvettes conçues afin d'étudier la variation de la résistance à la compression en fonction des différents pourcentages de la chaux (2, 4 et 6%), ainsi que l'effet du temps de cure sur la résistance à la compression simple des éprouvettes, Pour finir l'absorption d'eau par capillarité est présenté.

2 Matériaux et Méthodes

2.1. Identification des matériaux utilisés

- *L'argile*

Le sol utilisé provient de la région de Reggane (Algérie). Il est choisi sur la base de sa disponibilité et son abondance dans la région. Notre norme de référence pour le choix de la terre proposée pour la fabrication

des BTC était les recommandations de CRATerre (Centre International de la Construction en Terre) [1] et la norme NF P 13-901. Le tableau 1, récapitule les caractéristiques du sol utilisé dans cette étude.

Tableau 1. Caractéristiques géotechniques du sol étudié.

Propriétés	Sable(%)	Limon(%)	Argile(%)	WL (%)	WP(%)	IP	VB
Valeurs	10	48	42	64,7	33	31,7	7,25

- **Le sable concassé**

Le sable utilisé est un sable concassé de classe (0/3) provenant de la carrière qui est située à l'Est de la localité de Regane à 30 Km en allant vers la commune d'Aoulaf. Les caractéristiques géotechniques du sable concassé, déterminées selon les normes AFNOR, sont la masse volumique apparente ($1,59\text{g/cm}^3$), la masse volumique absolue ($2,64\text{g/cm}^3$), Equivalent de Sable (67,70% avec piston), Module de Finesse (3,12).

Les analyses granulométriques de l'argile et du sable sont représentées sur la figure 1.

- **La chaux**

La chaux utilisée dans cette étude est la chaux éteinte Ca(OH)_2 obtenue après l'hydratation de la chaux vive (CaO) produite dans la wilaya de Ghardaïa.

2. 2. Formulation

Selon CRATerre, la démarche consiste à porter sur un même diagramme granulométrique les courbes de terres sableuses et argileuses ainsi que le tracé de la courbe optimale recherchée. Cette méthode nous donne la proportion de la terre la plus fine à mélanger à la terre la plus grossière pour obtenir une texture qui s'approche de la courbe optimale, qui peut être la ligne moyenne du fuseau. Pour la préparation du mélange (argile et sable concassé), une étude portant sur différents mélanges, est menée. Par conséquent, nous avons constaté que le mélange composé par l'argile et de 70% du sable concassé, a montré un mélange qui s'approche-le plus de la ligne moyenne du fuseau recommandé.

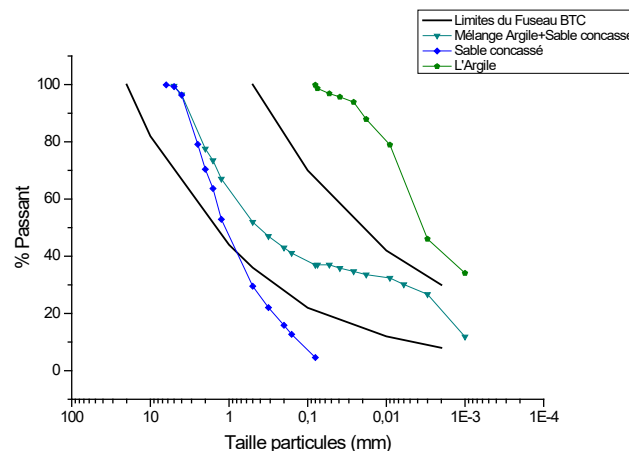


Figure. 1. Courbes granulométriques des mélanges argile + sable concassé.

2. 3. Optimisation, conception et confection des éprouvettes

Pour optimiser la teneur en eau des mélanges, on s'est basé aussi sur l'étude réalisée par Myriam OLIVIER [2], qui a montré que quels que soient les matériaux, le mode de stabilisation ou les forces de compression mises en œuvre, la teneur en eau optimale de fabrication Wocs (OCS : Optimum de compactage statique), correspondent à la fois à la densité sèche maximale et à la résistance à la compression maximale.

Les mélanges de terre crue ont été compactés sous une pression de 3 MPa, à l'aide d'une presse avec une vitesse constante égale à 1,27mm/min. Avant compactage, le matériau cru est mélangé à une quantité déterminée d'eau dans un malaxeur pendant 15 minutes. Cette durée est suffisante pour assurer une bonne homogénéité du mélange [3]. L'échantillon humide est ensuite placé dans un milieu étanche pour empêcher toute perte d'eau pendant 24 heures. Cette étape permet la redistribution homogène de la teneur en eau. Pour finir, le matériau humide est introduit dans un moule cylindrique creux, il est compacté verticalement en partie haute et en partie basse au moyen de deux pistons cylindriques. Nous avons ainsi confectionné environ cinq éprouvettes pour de chaque mélange.

2. 4. Conditions de cure

Toutes les éprouvettes fabriquées à partir du mélange Argile-Sable concassé sans liant, sont conservées au laboratoire à une température $T=20^{\circ}\text{C}$ jusqu'à une masse constante.

Par ailleurs, les éprouvettes cylindriques du mélange stabilisés sont conservés à l'étuve à une température $T = 65^{\circ}\text{C}$ pendant des durées différentes 7 jours, 14 jours, 28 jours.

3 Résultats et Discussion

3.1 La teneur en eau optimale et la densité maximale

La figure 2 montre que l'augmentation de la proportion de chaux sur le mélange provoque un décalage de la teneur en eau optimale de compaction vers des teneurs en eau plus importantes et une diminution des masses volumiques sèches. Cette modification de l'optimum est similaire avec l'étude menée par LeRoux [4] sur l'introduction de chaux dans un sol de nature argileuse différente.

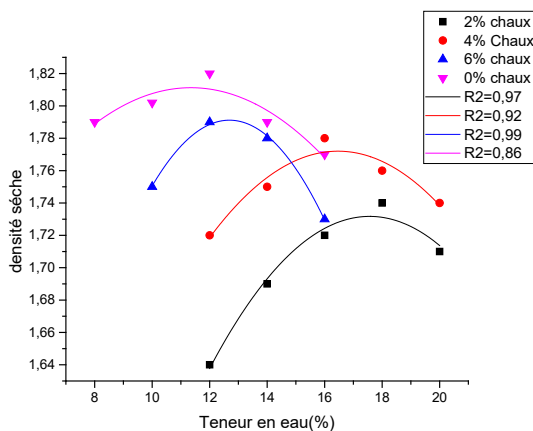


Figure. 2. Optimisation de la teneur en eau du mélange avec la chaux éteinte.

3.2 Résistance à la compression sèche

La figure 3 présente l'effet de la chaux à travers les résultats de la variation de la résistance à la compression sèche en fonction du dosage en chaux aux âges de 7, 14, et 28 jours de cure. À travers la figure ci-dessous on remarque que pour une stabilisation de 2%, 4% et 6%, les résistances à la compression sèche obtenues à 28 jours sont respectives de 1,48, 3,18 et 4,78 MPa. On remarque qu'il y a une augmentation de la résistance à la compression sèche en fonction de la teneur en chaux pour le mélange argile-sable concassé. En effet, nous pensons qu'à l'âge de 28 jours, il y a formation de Portlandite et en plus faibles quantités, des phases de type silicates et aluminates de calcium hydratés qui assurent les liens entre les particules et renforcent les performances mécaniques du mélange. Ces constats ont été observés par Bell [5], et Maubec[6].

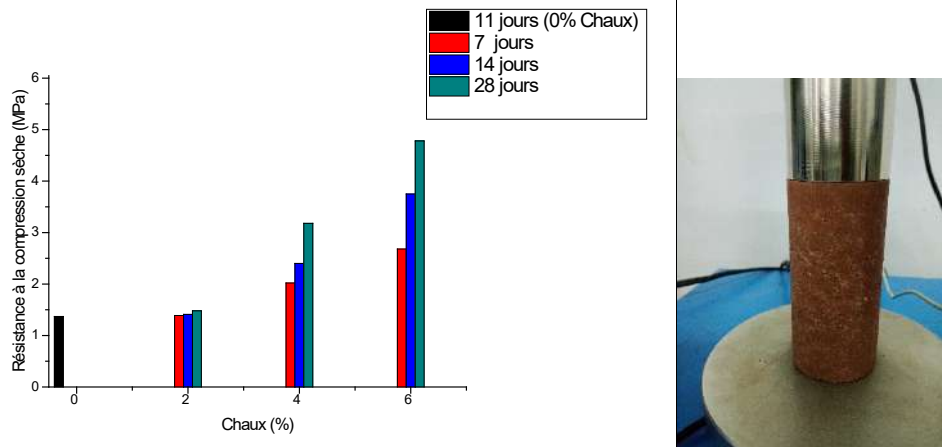


Figure. 3. Résistance à la compression sèche des éprouvettes à base de chaux en fonction du dosage en chaux, et l'âge de conservation.

3.3 Absorption d'eau par capillarité

Pour une stabilisation à 2, 4 et 6% de chaux éteinte, le coefficient d'absorption d'eau par capillarité d'éprouvettes décroît respectivement 22,72, 19,01 et 16,27. L'écart en ces valeurs est environ de 3,23. Par ailleurs, la valeur du coefficient d'absorption du mélange sans ajout de chaux est égale à 38,51. Donc, la stabilisation à la chaux éteinte a donné lieu à un mélange plus compact et moins poreux. Ces résultats sont également en accord avec ceux de Guettala et al [7] qu'ils ont observé que l'augmentation de la teneur en chaux a amélioré l'absorption (augmente la durabilité vis-à-vis de l'eau).

4 Conclusion

Dans ce travail, nous avons étudié l'effet de la teneur en chaux éteinte sur les propriétés mécaniques des éprouvettes fabriquées à partir des matériaux locaux (Argile+ Sable concassé) compactées statiquement à 3MPa. Sur la base des résultats de cette étude expérimentale, les conclusions suivantes sont tirées :

- La teneur en eau optimale augmente avec l'augmentation du dosage en chaux éteinte.
- La densité sèche diminue avec l'augmentation du taux de dosage de la chaux.
- La résistance à la compression sèche est améliorée par l'ajoute de la chaux, cela en fonction de l'âge de la conservation,
- La valeur maximale de la résistance à la compression sèche obtenue à 28 jours de cure avec de 6% de chaux éteinte est égale à 4,78MPa.
- Pour une stabilisation à la chaux éteinte, les échantillons cylindriques présentent une faible valeur du coefficient de l'absorption capillaire. Cela en fonction de l'augmentation de taux de la chaux.

Finalement, si dans notre région les matériaux de construction en terre à base des matériaux locaux ont prouvé leur usage depuis longtemps, nous considérons qu'au vu des résultats obtenus que les gisements que nous avons exploités, peuvent fournir des matières premières compétitives pour la région de Reggane et revenir à la construction en terre appuyée par des études techniques est vivement recommandé.

Références bibliographiques

- [1] Houben, H., et Guillaud, H.: *Traité de construction en terre*, CRATerre. Editions Paranthèses, Marseille (1995).
- [2] Olivier, M., Mesbah, A. : *Le matériau terre : Essai de compactage statique pour la fabrication de briques de terre compressées*. Bull. liaison Labo. P. et Ch., volume146, pp 37-43 (1986).
- [3] Kouakou, C.H., Morel, J.C.: *Strength and elasto-plastic properties of non-industrial building materials manufactured with clay as a natural binder*, Applied Clay Science , 44, 27-34 (2009).
- [4] Le Roux, A., Rivière A., :*Traitement des sols argileux par la chaux*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris ;(40) :59-95 (1969).
- [5] Bell, FG.: *Lime stabilization of clay minerals and soil*. Eng. Geol. 42 (4), 223-237(1996).
- [6] Moubec, N. : *Approche multi-échelle du traitement des sols à la chaux études des interactions avec les argiles*. Thèse de doctorat, université de Nantes, France. p217(2010).
- [7] Guettala, A., Houari, H., Mezghiche, B., Chebili, R.: *Durability of lime stabilized earth blocks*.Courrier du Savoir, N°02, pp 61-66 (2002).

ELABORATION ET ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE ET DE DURABILITE D'UNE BRIQUE DE TERRE CRUE HAUTEMENT COMPRESSEE ET FAIBLEMENT STABILISEE A BASE DE TERRE ARGILEUSE ET SABLEUSE.

M. Bencheikh ¹, A. Amriou ¹, S. Choukeir ¹

¹Laboratoire développement des Géomatériaux Université Msila email :
mohamed.bencheikh@univ-msila.dz, rachiddz1@yahoo.fr, sawsenchouchou@yahoo.fr

Résumé. Cette étude a pour objectif de proposer une procédure de fabrication d'une brique de terre crue hautement compressée et faiblement stabilisée pour des constructions modernes avec un bon compromis entre les performances mécaniques et la tenue à l'eau. Nous proposons une formulation des briques de terre crue compressée et stabilisée au ciment ou à la chaux dans le but de limiter le taux de liants incorporés à 5 % par rapport à la masse sèche de terre. Ce travail s'intéresse plus particulièrement à l'impact de l'eau sur le comportement mécanique de la matrice fine du matériau, qui a un effet essentiel sur le comportement du matériau dans son ensemble. Cette matrice est issue de trois types de terres de minéralogies différentes prélevées sur de différents sites, constituée de sables, de terre sableuses et/ou argileuse. Des essais de résistance mécanique et de durabilité ont été réalisés sur des échantillons de forme cylindriques en terre crue de 3,5 cm de diamètre et 7 cm de hauteur en appliquant la méthodologie des plans d'expérience. Les résultats obtenus ont permis d'identifier l'efficacité de la nature des mélanges de terre, la teneur en eau de fabrication et le taux de stabilisation sur la compacité et durabilité de la brique de terre. Pour la résistance mécanique et la durabilité (perte de masse par l'essai des cycles mouillage séchage), elles dépendent essentiellement du type du sol utilisé, le taux de compression et du mode de cure.

1-Introduction

De nos jours, près d'un tiers de la population mondiale vit dans des maisons en terre et ce nombre atteint même plus de la moitié dans les pays en voie de développement (**Guillaud, CRATerre, & Houben., 2006**), (**Minke, 2006**). Traditionnellement, la terre a été largement utilisée pour la construction en Algérie principalement dans le sud du pays où le climat est très chaud et sec et la pluie est très rare (**Guettala, Abibsi, & Houari., 2006**). (**Ammari, Bouassria, Cherraj, Bouabid, & D'ouazzane., 2017**) ont quantifier l'effet combiné de la minéralogie et de la granulométrie sur la stabilisation du matériau terre. Ils ont montré que l'augmentation de la résistance varie avec les composants granulaires de la terre et les constituants minéralogiques. (**Guettala, Abibsi, & Houari., 2006**) ont montré que la résistance et la durabilité de la terre peuvent être considérablement améliorées par l'ajout de différents stabilisants. Dans ce travail, le ciment avec ajout de résine a montré le meilleur comportement de durabilité. (**Narayanawamy, Walker, Redd, & Heath., 2020**) ont montrer que les conductivités thermiques du matériau terre utilisant le laitier de haut fourneau broyé traité étaient sensiblement plus faibles. D'autres études scientifiques ont été menées sur la stabilisation de la terre crue par des liants minéraux (ciment et chaux) mais, l'utilisation de ces liants minéraux dans de fortes proportions peut remettre en question le caractère écologique du matériau (**Van Damme & Houben., 2017**). D'autres chercheurs admettent qu'il n'est pas compatible avec l'environnement de stabiliser la terre en utilisant plus de 4% de liant minéral (ciment ou chaux). Ainsi, (**Ouedraogo, Aubert, Tribout, & Escadeillas, 2020**) ont présenter une étude des effets des faibles teneurs en liants minéraux (2 et 4%) sur les propriétés des briques de terre. (**Kumar, Ananthan, & Balaji., 2017**) ont évaluer des caractéristiques de résistance et d'absorption d'eau des blocs de maçonnerie stabilisés au ciment et fabriqués avec de la poudre de brique et des granulats fins de béton recyclés ainsi que des matériaux pouzzolaniques broyé en remplacement partiel du ciment. Les résultats montrent que la résistance à la compression à l'état humide à 28 jours satisfont à l'exigence minimale de 3,5 MPa et le pourcentage d'absorption d'eau s'avère plus élevé, mais toujours dans la limite autorisée de 18%. (**Taallah & Guettala., 2016**) on montré que l'utilisation de fibres de palmier dattier conduit à une réduction de la densité apparente et à une augmentation, de l'absorption capillaire des blocs.

2- Objectif de l'étude

L'objectif de cette étude est d'évaluer la viabilité technique et économique de la fabrication de briques pour l'industrie de la construction en utilisant de la terre crue, du sable et des stabilisants. Il s'agit donc de proposer une formulation basée sur une méthodologie statistique par plan d'expérience. Nous cherchons à limiter la quantité de liant minéraux, en l'occurrence le ciment et la chaux, au strict nécessaire, d'une part, et d'autre part affecter à la brique un haut compactage par compression du mélange gâché ce qui permettra d'obtenir à la fois un squelette rigide, compact et une bonne tenue à l'eau. Les facteurs choisis comme paramètres sont : le type de terre, le type de stabilisant, le taux de stabilisant, la teneur en eau dans le mélange et mode de cure. Enfin, une modélisation mathématique est proposée permettant d'obtenir la relation entre les réponses recherchées et les facteurs choisis et leurs interactions. La durabilité de la brique est réalisée par l'essai type recommandé, conformément à la norme américaine ASTM 559-44 appelé l'essai cyclique mouillage - séchage. Cet essai permet de déterminer les pertes de masse du matériau, les variations d'humidité et les changements de volume (contraction dilatation) qui se produisent à la suite des cycles mouillage et de séchage.

3. Matériaux et expérimentation

3-1 Caractérisation et composition du matériau étudié : Les matériaux utilisés dans ces études sont des matériaux locaux constitués essentiellement de terre argileuse ou sableuse.

3-1-1 Présentation des terres : Le choix des terres qui ont été étudiées se basent sur les critères de sélection ont été les suivants : une terre adaptée à la construction brique de terre, une terre dont les stocks étaient suffisamment abondants et des terres de compositions différentes de par leur argilosité et leur granulométrie. Face à ces contraintes, trois terres ont été sélectionnées, nommées terre rouge, terre grise et terre verte et prélevées respectivement dans les sites Chabba Hamra, Rechana et Maadid dans la région de la wilaya de M'sila comme représenté sur la figure 1 (a, b, c).



a) Terre rouge terre grise c) terre verte

Figure 1. Aspect visuel des sols de la région de M'sila

3-1-2 Caractérisation des terres en laboratoire

Granulométrie : La courbe granulométrique de chacune des terres a été mesurée suivant les normes françaises NF P94-056 et NF P94-057. Les résultats sont reportés dans la figure 2 (matériau brut). Elles mettent en évidence une teneur en argile.

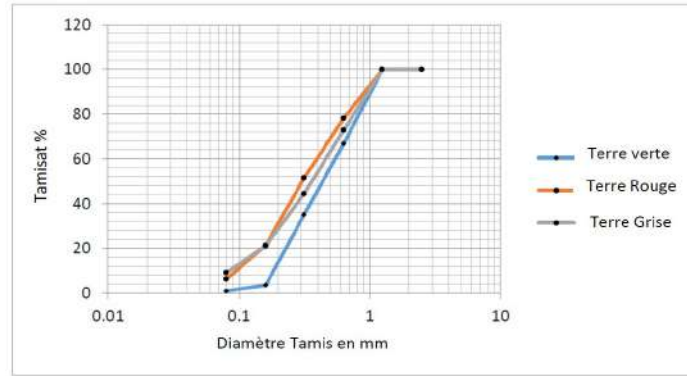


Figure 2. Courbes granulométriques des matériaux prélevés

Indice de plasticité et valeur au bleu : L'indice de plasticité (I_p) et la valeur au bleu de méthylène (VB) sont mesurés sur la fraction des sols entre 0 et 400 μm . Le tableau 2 présente la confrontation entre les valeurs des indices de plasticité (W_p) et de liquidité (W_L) des matériaux étudiés, avec les normes (AFNOR, 2001) et (H Houben and H Guillaud., 1994) ayant pour but d'aider à identifier les sols convenables pour la construction en terre. Les valeurs au bleu ont été mesurées suivant la procédure normalisée. Les résultats sur les différentes terres sont regroupés dans le tableau 1.

Tableau 1. Les valeurs des limites d'Atterberg et au bleu pour les terres étudiées

	Terre Rouge	Terre verte	Terre grise
Limite de liquidité (W_L)	24.08 %	26.83 %	50.52 %
Limite de plasticité (W_p)	18.74 %	25.46 %	33.56 %
Indice de plasticité (I_p)	5.34 %	1.37 %	16.96 %
Valeur au bleu (VB)	0.9	2.1	3.5
Principaux minéraux argileux	Illite chlorite	Illite Kaolinite	Illite Kaolinite
CLASSIFICATION GTR 92	Sol sablo	Sable argileux	Limoneux
Guide des terrassements routiers	limoneux	Peu plastiques	Plasticité moyenne

Diffractomètre à rayons X (DRX) : Enfin, les minéraux argileux ont été identifiés à l'aide d'un diffractomètre à rayons X. L'analyse de la diffraction à rayons X (DRX) montre que les argiles des trois matériaux sont composées de d'illite, de kaolinite, et chlorite. Ces résultats sont en concordance avec les connaissances répandues (Gérard, 2005) qui stipulent que la teneur globale en argiles devrait être suffisante pour assurer une bonne rigidité et résistance du matériau, mais la proportion d'argiles gonflantes doit rester limitée pour éviter la fissuration.

Tableau 2. Analyse minéralogique de la terre

R_wp	Calci te	Dolomit e	Quar tz	Pyrite	Illite	Chlo rite	Kaolinit e	Albit e	CO ₂ _XR D	PAF	
7.27	21.79	4.99	27.3 2	0.42	24.0 4	2.25	10.11	6.07	11.96	18.1	grise (G)
8.04	16.83	2.42	25.73	0.14	25.9 7	4.28	17.41	7.21	8.56	17.1	ve rte (V)
7.05	55.24	10.95	7.9	0.26	18.7 2	5.31	1.25	0.37	29.52	27	roug e (R)

3-2 Fabrication des échantillons

3-2-1 Teneur en eau de fabrication : Afin de déterminer la teneur en eau de fabrication optimale, nous avons utilisé la méthodologie des plans d'expérience. Le choix a été fait sur la base des échantillons de terre compactée statiquement, en conséquence de quoi nous avons retenu la teneur en eau de la brique de terre pour la réalisation des échantillons de 5, 8, 10 et 15%.

3-2-2 Conception du moule et compactage des échantillons :

Le moule a été conçu afin de répondre à trois critères :

- la géométrie de l'échantillon doit être soignée
- le moule doit être simple d'utilisation et doit pouvoir être manipulé par une seule personne
- la densité de l'échantillon doit être homogène

La solution technologique répondant à ces critères est représentée sur la figure 3,

L'échantillon à réaliser est un cylindre de 35 mm de diamètre et d'une hauteur de 70 mm. Les deux faces supérieure et inférieure du cylindre doivent être rigoureusement parallèles entre elles et perpendiculaires à l'axe de révolution.



Figure 3. Moule et presse manuelle de compactage et extraction

L'état de surface du moule doit être adapté au contact du matériau terre sans être détérioré par une utilisation répétée. Enfin, le moule doit être suffisamment rigide pour garantir les dimensions souhaitées quel que soit le niveau de compactage. Pour ce faire, le matériau utilisé est un acier trempé, adapté pour des pièces mécaniques fortement sollicitées. Enfin, les 15 mm d'épaisseur des parois du moule assurent la résistance. Le comportement mécanique du matériau étant fortement lié à sa densité, le moule doit permettre un compactage homogène du matériau (figure 3). Le but du double compactage est de s'assurer que les déplacements moule/piston inférieur, moule/piston supérieur soient égaux.

3-2-3 Confection des échantillons : Le protocole de réalisation des échantillons, en commençant par le remplissage du moule, est représenté dans la figure 3. Le remplissage du moule doit être réalisé de manière précautionneuse afin de garantir une bonne homogénéité de l'échantillon. Une fois le moule rempli, il est placé sur la presse afin de compacter la terre jusqu'à obtenir la hauteur d'échantillon souhaitée. A la fin du compactage, l'extraction de l'échantillon sera effectuée par la même presse. A noter, qu'avant toute utilisation du moule et entre la réalisation des échantillons, celui-ci est nettoyé et lubrifié avec de l'huile de décoffrage. La compression de la brique de terre est réalisée par une presse hydraulique manuelle de 10 tonnes. La pression de la brique est de l'ordre de 20 à 25 MPa.

3-2-4 Conditionnement des échantillons : Afin d'assurer un contrôle de l'humidité relative, les échantillons sont stockés dans une chambre climatique à température contrôlée à $25^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$. L'humidité relative à l'intérieur est de 95%, et. La température et l'humidité relative sont contrôlées grâce à des capteurs.

4- La méthodologie par plan d'expérience

Les plans d'expérience sont de plus en plus utilisés dans l'industrie et dans les laboratoires de recherche. Ils permettent en effet de modéliser au mieux un phénomène aléatoire, le plus souvent complexe, à l'aide

d'un minimum d'essais. Ils s'inscrivent donc dans la démarche constante d'amélioration de la qualité ou de la productivité (Tinsson, 2010). Les plans d'expériences permettent d'organiser au mieux les essais qui accompagnent une recherche scientifique ou des études industrielles (Groupy J., 2001, 2006).

La méthode d'expérimentation, choisie doit faciliter l'interprétation des résultats. Elle doit également minimiser le nombre des essais sans toutefois sacrifier la qualité. La théorie des plans d'expériences assure les conditions pour lesquelles on obtient la meilleure précision possible avec le minimum d'essais. On a donc le maximum d'efficacité avec le minimum d'expériences et par conséquent le coût minimum (Groupy J., 2001, 2006).

Les constructions des plans et l'interprétation des résultats dépendent en grande partie des types de facteurs rencontrés dans l'étude. Nous retiendrons les types de facteurs suivants : les facteurs continus et les facteurs discrets ; à savoir : Les facteurs continues sont :

- le pourcentage de la teneur en eau de fabrication: 5%, 8%, 10% et 15%
- le pourcentage de stabilisant (6%, 10%) par rapport à la masse du matériau sec.
- le type de mélange : M1, M2, M3, M4
- le type de stabilisant (Ciment de classe 52.5, Ciment de classe 42.5, la chaux).

On note que les 3 types de terres utilisées sont désignés par leurs couleurs par les lettres Rouge (R), Verte (V), Grise (G), le sable de dune par (S), le sable concassé par (CC), et la stabilisation par la chaux par (MC). Dans l'espace expérimental, les niveaux des facteurs définissent des points expérimentaux. Le regroupement des domaines des facteurs définit le « domaine d'étude ». Ce domaine d'étude est la zone de l'espace expérimental choisie pour faire les essais. Le tableau 5 ci-dessous représente le domaine d'étude choisi :

Tableau 3. Les facteurs et leurs niveaux (Domaine d'étude)

Facteurs	Type de Mélange	Teneur en eau %	Type de stabilisant	% de stabilisant
Les niveaux des facteurs	M1=1/3G,1/3R,1/3S	10,15	Ciment 42.5	5,6
	M2=1/3G,1/3R,1/3CC	10,15	Ciment 42.5	5,6
	M3=1/3G,1/3R,1/3V	10,15	Ciment 42.5	5,6
	M4 : 50%G/50%R	10,15	Ciment 42.5 -CRS	5,6,10
	M5 : 50%G/50%R+MC	5,8,10	Ciment 42.5-CRS-Chaux	5,6,10
	M6 : 50%R/50%V	10,15	Ciment 42.5	5,6
	M7=: 75%G/25%R	8,10	Ciment 42.5-CRS	5,6
	M8=75%G/25%R+MC	8,10	Ciment 42.5-CRS-Chaux	5,6,10
	M9=75%R/25%G	10,15	Ciment 42.5	5,6
	M10=: 75%R/25%S	10,15	Ciment 42.5	5,6
	M11=: 75%R/25%V	10,15	Ciment 42.5	5,6

5. Résultats et analyses

Il est possible de répondre aux questions posées dans l'objectif de cette étude ; à savoir, la réalisation d'une brique de terre crue résistante et durable en faisant intervenir les facteurs (types et quantités des mélanges des matériaux argileux, type et quantité du stabilisant et quantité d'eau dans le mélange). De ce fait, il est indispensable d'utiliser un logiciel d'application de la méthode du plan d'expériences. Tous les calculs et résultats que nous avons entrepris dans cette étude, ont été réalisés avec un logiciel MINITAB (Version éducative d'essai). Ce logiciel permet aussi de tracer des graphiques faisant ressortir les principales caractéristiques de l'étude. Il multiplie la puissance de raisonnement et réalise des calculs impossibles à faire à la main. En effet, dès que le nombre de facteurs augmente, les calculs se compliquent et l'utilisation de ce logiciel facilite considérablement la tâche de l'expérimentateur.

5.1. Diagramme des effets : Le diagramme des effets indique les effets principaux des facteurs, c'est-à-dire les coefficients des termes du premier degré du modèle mathématique.

5.2. Facteurs influant sur la résistance et Perte de masse : Diagramme de Pareto : Le diagramme de Pareto (Figure 5) est un graphique représentant l'importance des différentes causes d'un phénomène. Ce diagramme permet de mettre en évidence les causes les plus importantes sur le nombre total d'effets et ainsi de prendre les mesures ciblées pour améliorer une situation. Donc il s'agit de déterminer les causes (qui sont nommées ici facteurs) ayant un effet très important sur les réponses.

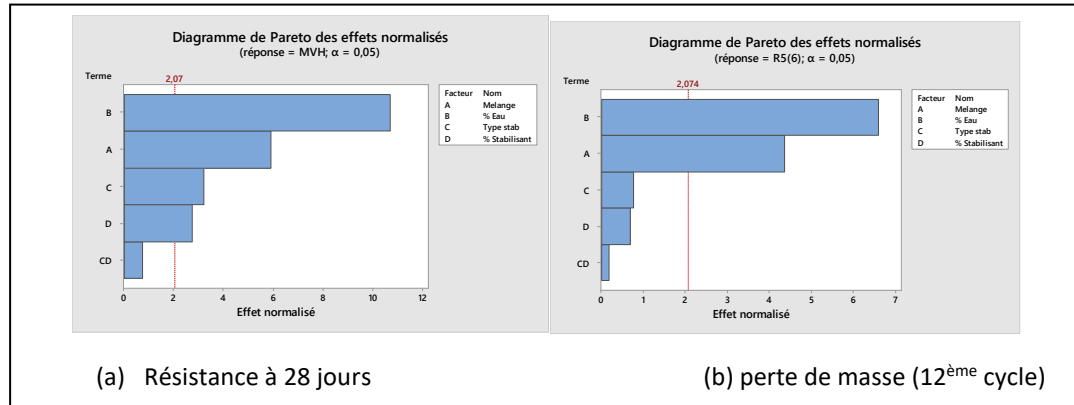


Figure 5. Diagramme des effets pour la résistance et la perte de masse (12^{ème} cycle)

Sur la figure 5 on constate que tous les facteurs (B, A, C, D) influent. Sur la résistance mécanique de la brique de terre crue mais le facteur le plus influent parmi les quatre facteurs c'est le type de mélange d'argiles. Par contre, lorsqu'il s'agit de la réponse perte de masse les deux facteurs influents sont le % d'eau dans le mélange en premier puis le type de mélange des argiles.

5-3 Les effets principaux de perte de masse (15^{ème} cycle)

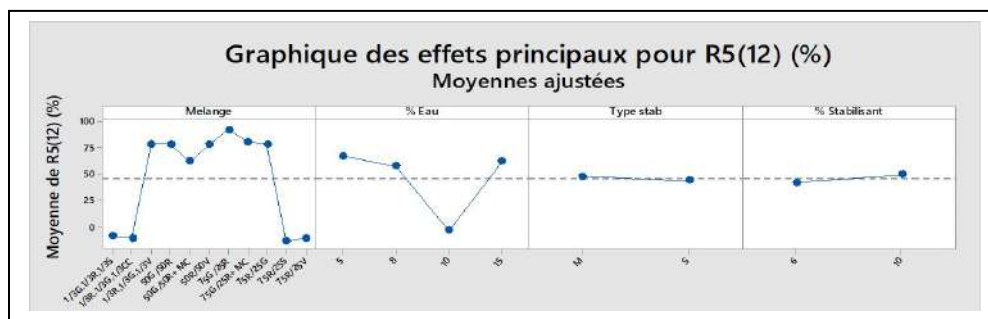


Figure 6. Les effets principaux de perte de masse (15^{ème} cycle)

Ce graphique de la figure 6 montre que :

- 1- Le type et taux de stabilisant pris individuellement n'ont aucun effet sur la réponse (représentation en ligne droite), ce qui permet de conclure que l'utilisation de la chaux ou le ciment comme stabilisant n'a pas d'influence sur la réponse, également pour le choix d'un taux de 5 ou 6% de stabilisant (courbe 3 et 4 de la figure 6)
- 2- Seulement quatre mélanges optimaux permettant une très faible perte de masse lors des essais mouillage/séchage (durant 12 cycles). Ils sont représentés par les quatre points au bas niveau de la première courbe de la figure 6.
- 3- La teneur en eau permettant d'obtenir un mélange optimal est de 10% par rapport à la masse de la quantité sèche du mélange, comme l'indique le point le plus bas de la deuxième courbe de la figure 6.

5-4 L'interaction entre les facteurs Il est donc possible de répondre aux questions posées faisant intervenir l'interaction du type de mélange avec le pourcentage de stabilisant ou avec le type de stabilisant ou avec le pourcentage d'eau et ainsi de suite pour les autres facteurs. Les diagrammes en figure 7 indiquent l'effet des interactions des facteurs deux à deux.

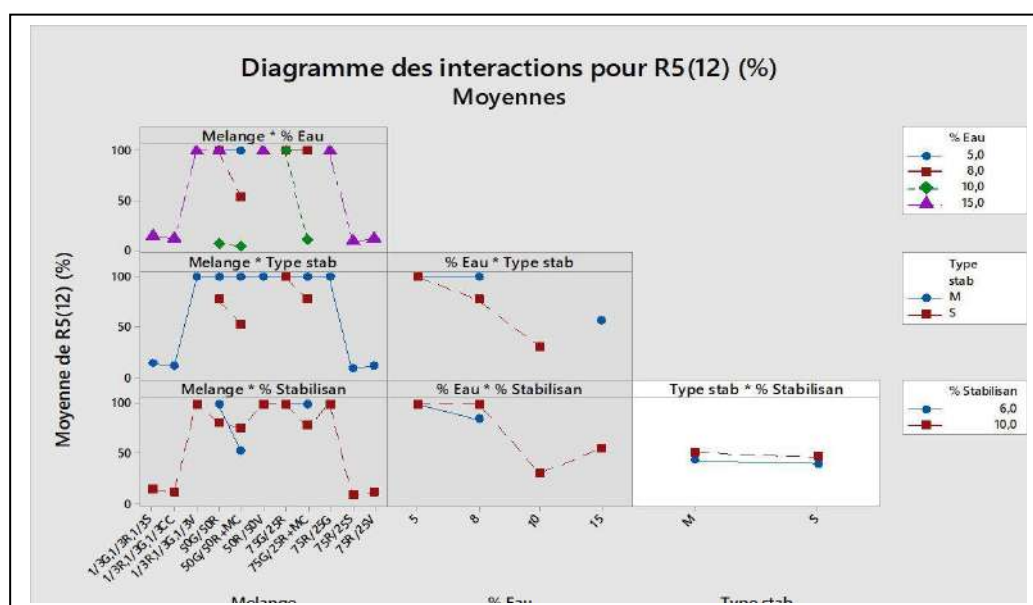


Figure 7. Diagramme des interactions pour la perte de masse

- 1- Seulement quatre mélanges optimaux permettant une très faible perte de masse) lors de l'essai mouillage séchage) sont obtenus uniquement lorsque dosage en stabilisant est égale à 10% comme le montre la courbe en bas à gauche de la figure 7. Un dosage plus faible permet une bonne résistance à la compression mais pas une bonne durabilité
- 2- Ce résultat se confirme avec les avec l'utilisation d'un stabilisant ciment (S) comme l'indique la courbe gauche du milieu. Enfin on peut aussi obtenir un mélange optimal en combinant le type de la terre et le teneur en eau du mélange qui est de 10% ou 15% comme l'indique la courbe en haut à gauche de la figure 7.
- 3- Enfin d'autres résultats optimaux peuvent être obtenus en combinant un taux de stabilisant de 10% avec une teneur en eau de 10% ou en combinant une teneur en eau de 10% avec le ciment comme stabilisant. Comme l'indique les deux courbes du milieu de la figure 6.

L'intérêt de la méthodologie des plans d'expérience est la modélisation mathématique par une équation de régression qui permet d'obtenir simplement et en faisant l'interaction de tous les facteurs la réponse optimale selon l'objectif défini au départ, pour notre c'est répondre à la question suivante : quelles sont les valeurs des différents facteurs constituant la composition (formulation) d'une brique de terre

Equation de régression : Perte de masse (12 cycles) = 45,1 - 54,4 Melange_1/3G,1/3R,1/3S - 56,3 Melange_1/3R,1/3G,1/3CC + 32,4 Melange_1/3R,1/3G,1/3V + 32,4 Melange_50G/50 + 16,2 Melange_50G/50R+MC+32,4 Melange_50R/50V + 46,1 Melange_75G/25R+ 34,8 Melange_75G/25R+MC +32,4 Melange_75R/25G - 59,5 Melange_75R/25S - 56,6 Melange_75R/25V +1,08 % Eau_5 + 11,7 % Eau_8 - 49,1 % Eau_10 + 16,4 % Eau_15+ 2,10 Type stab_M - 2,10 Type stab_S - 3,79 % Stabilisant_6 +3,79 % Stabilisant_10

De cette équation on peut tirer la meilleure combinaison des facteurs qui permet d'obtenir les meilleurs mélanges de terre qui sont adaptés pour la construction en terre de point de vue résistance et/ou durabilité. Le taux de stabilisation optimal de 5 % de stabilisant est conditionné par l'interaction du facteur (type de stabilisant) qui est le ciment avec le type du sol choisi qui dépend essentiellement la nature et composition chimique et minéralogique de la terre et enfin , la teneur en eau de gâchage qui est aux alentours de 10%

6-Conclusion

. La méthode des plans d'expériences a été appliquée dans la démarche de cette étude afin d'obtenir la formulation optimale tout en assurant les conditions de qualité et la meilleure précision possible avec le minimum d'essais. On peut conclure que pour fabriquer une brique de terre compressée et stabilisée BTCS possédant une bonne durabilité aux actions extérieures et particulièrement l'eau, l'application de la méthodologie des plans d'expériences s'avère indispensable et intéressante tout en faisant le bon choix des paramètres (ou des facteurs) influents sur les objectifs de l'étude (réponses) et qui sont pour la brique de terre ; la résistance et la durabilité. En fin, il s'agit de faire le bon choix du matériaux terre, du type de mélange ainsi que le type de stabilisant et le bon contrôle de la teneur de d'eau de gâchage dans le mélange. Grâce aux résultats de cette étude, nous avons identifié les principales conclusions suivantes :

- ✓ La teneur en eau de gâchage est un facteur très sensible vis-à-vis de la compacité du mélange et des réactions chimiques des composants du mélange.
- ✓ Le choix de du matériau terre est l'un des facteurs les plus influents sur la compacité et ainsi la durabilité du produit. Le haut compactage du l'échantillon assure en interaction avec la teneur en eau de gâchage la faible porosité et ainsi la bonne résistance et tenue à l'eau.

Bibliographie

- AFNOR. (2001). *Compressed Earth Blocks for walls and partitions : definitions - specifications - test methods - delivery acceptance conditions*.
- Ammari, A., Bouassria, K., Cherraj, M., Bouabid, H., & D'ouazzane., S. C. (2017). Combined effect of mineralogy and granular texture on the. *Case Studies in Construction Materials*, 240-248.
- Gérard, D. (2005). *Identification et caractérisation de la cohésion interne du matériau terre dans ses conditions naturelles de conservation*. France: thèse de Doctorat.
- Groupy J., C. L. (2001, 2006). *Introduction aux plans d'expériences*. Paris: Dunod.
- Guettala, A., Abibsi, A., & Houari, H. (2006). Durability study of stabilized earth concrete under both laboratory and climatic conditions exposure. *Construction and Building Materials*, Volume 20, 119-127.
- Guillaud, H., CRA Terre, & Houben., H. (2006). *Traité de construction en Terre*. Parenthèse édition.
- H Houben and H Guillaud. (1994). Earth Construction : A Comprehensive Guide (Earth Construction). *Intermediate Technology Publications, London*.
- Henri Van Damme, H. H. (2017). Earth concrete. Stabilization revisited. *Cement and Concrete Research*, 90-102.
- J.C Morel, A. M. (2000). *Compressed earth blocks, testing procedures*. Belgium: ARSO.
- Kumar, B. V., Ananthan, H., & Balaji., K. (2017). Experimental studies on cement stabilized masonry blocks prepared from brick powder, fine recycled concrete aggregate and pozzolanic materials. *Journal of Building Engineering*, 80-88.
- Minke, G. (2006). *Building with earth*. Birkhäuser.
- Narayanaswamy, A. H., Walker, P., Redd, B. V., & Heath., A. (2020). Mechanical and thermal properties, and comparative life-cycle impacts,. *Construction and Building Materials*, 243, 18096.
- Ouedraogo, K. A., Aubert, J.-E., Tribout, C., & Escadeillas, G. (2020). Is stabilization of earth bricks using low cement or lime contents. *Construction and Building Materials*, 117578.
- Ouedraogo., K. A. (2019, Novembre 21). Stabilisation de matériaux de construction durables et écologiques à base de terre crue par des liants organiques et/ou minéraux à faibles impacts environnementaux. *Thèse de doctorat*, 167. Toulouse, l'Université Toulouse 3 Paul Sabatier (UT3 Paul Sabatier), France.
- Taallah, B., & Guettala, A. (2016). The mechanical and physical properties of compressed earth block stabilized with lime and filled with untreated and alkali-treated date palm fibers. *Construction and Building Materials*, 52-62.
- Tinsson, W. (2010). . *Plan d'expérience: Constructions et analyses statistiques*. Berlin Heidelberg: :Springer-Verlag.

MECHANICAL AND PHYSICAL PROPERTIES OF TUFF BLOCKS REINFORCED BY CARDBOARD

K. BENGUETTACHE¹, I. GOUAL¹, M. K. GUEDDOUDA¹

*¹University of Laghouat, email: bengkh76@gmail.com; goulid74@gmail.com;
gueddouda_mk@yahoo.fr*

Abstract With the development of social, economic and environmental issues in today's society, the demand for sustainable building materials and the use of natural materials at low cost is growing. This study confirmed the use of tuff as construction materials and investigates the properties of tuff blocks stabilized by cardboard. Laboratory experiments include the compressive strength, the tensile strength, speed sound and water absorption were conducted on soil blocks made with tuff soil and enhanced with cardboard. The results showed that increasing the percentage of cardboard on the tuff is beneficial for improving mechanical strength.

Key words: Tuff block, Cardboard, Mechanical and Physical Properties.

1. Introduction

Earth has been widely utilized as a building material since ancient times [1]. Again, earth materials have attracted people's attention attributing to its ecological benefits and widespread regional adaptability [3–4]. At present, there are many earth buildings in many countries due to the improvement in people's attention to the environment. Meanwhile, the application of low-cost excellent thermal performance, and easy to use local materials and sustainable materials in construction has become the focus of research [5, 6].

Earth materials can be used as a building material in many ways, such as earth blocks and rammed earth. However, compared with industrial building materials like concrete, they have an apparent deficiency in physical property, mechanical property, and durability [7, 8] such as poor dimensional stability, low strength, erosion due to wind or rain, and especially, low resistance to dynamic actions. Furthermore, for improving properties of earth and to facilities for uses in recent times, there has been an attention to the use of different materials and various manufacturing processes as stabilizers.

This paper presents experimental results of investigations done on the use of tuff, and it reports the attempts made to understand the role of cardboard as a stabilizer in improving the properties of the tuff block and reducing the cost of the blocks.

The use of tuff as a building material poses special challenges to science and technology, the challenge of developing new technologies to facilitate the use of tuff in the production of building materials. According to the literature, these materials cover an area of about 300 000 km² in Algeria [9]. The use of local tuff is more beneficial for the population as tuff is locally available in abundance and economic benefits. [10]

This research is a part of the study valorizing the tuffs of the Laghouat region by their transformation into stabilized tuffs blocks, including the search for new materials that are efficient and sustainable and with the least cost, which could solve an environmental, economic problem and technical in construction [11]. This paper is about trying to treat the tuff with cardboard, and tested on compressive strength, tensile strength, the speed of ultrasounds and water absorption.

2. Materials & Methods

2.1. Materials

2.1.1. Soil

Two different soils were used in this investigation, which were collected from the Laghouat region in central Algeria. The first was tuff, beige in colour, extracted from a deposit dating from the Quaternary to the Cretaceous as a result of a number of exchanges by dissolution and precipitation. It is often used in road construction. It is a sedimentary limestone rock, friable, soft and porous.

The second was clay, obtained from a career run by the Sofabril company (a brickyard in the region). This clay takes the form of a very plastic brown soil with a wet and difficult has dried in the open air once it has been placed, sheltered from bad weather.

The granular composition of the soil is determined through two tests: Grain size analysis and sedimentometry, according to NF P94-056 and NF P 94-057 [12] (Norme AFNOR) successively. The test results are presented in Fig. 1, and Test Proctor Fig 2, these results have allowed us to classify tuff as a sandy soil of very calcareous nature and clay was classified as very clayey and very plastic soil.

2.1.2. *Cardboard* :material like very thick ,stiff paper, usually pale brown in colour, used especially for making boxes. [13]

2.1.4 Water

The water is drinking water having a temperature of 20 ± 2 °C. Its quality conforms to the requirements of NFP 18-404 standard.

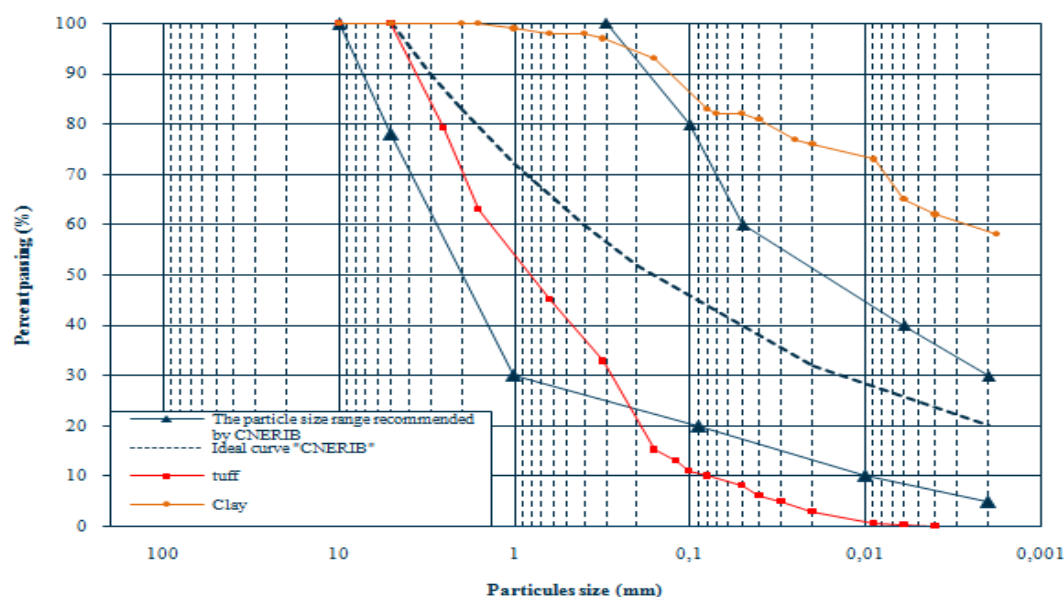


Figure. 1. Grading curve of the soil used.

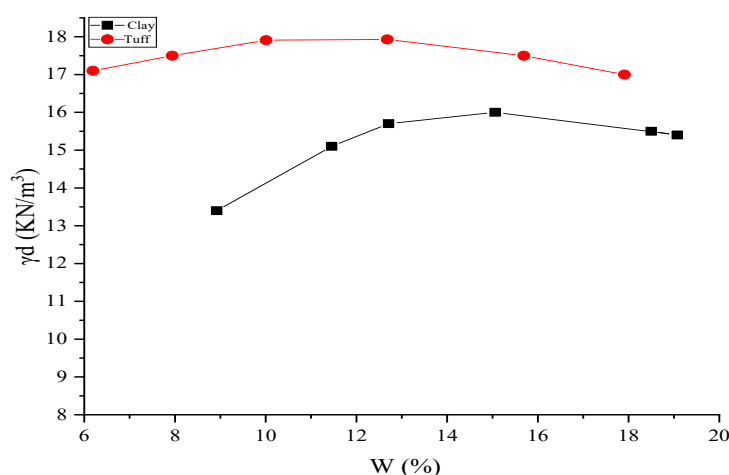


Figure .2. Proctor curves of the soil used.

2.2. Methods

2.2.2. Specimens preparation

The series of tests was carried out to study tuff blocks and the influence of the physical stabilization by fiber (cardboard addition 2%, 4%, 6%) by mass relative to soil on mechanical and physical properties (compressive strength NF P 98-230-2 (Afnor, 1993) , tensile strength ASTM 496-96 (ASTM 1996) [14] and speed sound NF P 18-418 (Afnor, 1989) [12] and water absorption of the various mixtures.

Samples for testing are prepared by drying the soil in an oven for 24 hours at 105 ° C, the soil is initially mixed dry and then mixed with water. When making the sample, special attention is paid to the formation of lumps. For this, the kneading has been carried out manually several times by screening in a sieve 5 mm in diameter, in order to have a homogeneous mixture. The mixture, with and without additives, were statically compacted with the optimum water content and the maximum dry density of the normal Proctor test in a double piston cylindrical mold, 50 mm in diameter and 100 mm in height.

Note: We proceed to the addition of fiber 'cardboard' by mixing manually with tuff after immersion in water until it reaches total saturation.



Figure .3 . Mould used for the manufacture of tuff blocks



Figure .4. Press used for compacting and crushing test



Figure .5. Tuff blocks reinforced with cardboard

3.Results and Discussion.

3.1. *Compressive and Tensile strength test*

The addition of fibers to tuff block caused an increase in compressive strength, tensile strength with the increase of the fiber content .The effect of a change in the fiber content in the dry compressive strength and tensile strength of tuff block is illustrated in Fig 03 and 04. The compressive and tensile strength of reinforced blocks with fibers recorded higher strength results compared to the unreinforced blocks. From the results, it can be noticed better result was obtained by using 6 %of cardboard, the compressive strength for 6% of cardboard increases a rate in the order of 65 % compared with the mixture without fibers.The results achieved could not satisfy the minimum strength requirement of 3 MPa set by CNERIB (1991) [15], but it was stimulating and encouraging .

Relevant published studies on CEBs have shown that the addition of natural fibres reduces the size of shrinkage cracks and improves durability and tensile strength [16, 17, 18] , and this study confirmed so that the greater the amount of cardboard, the tensile strength increases Fig 04.

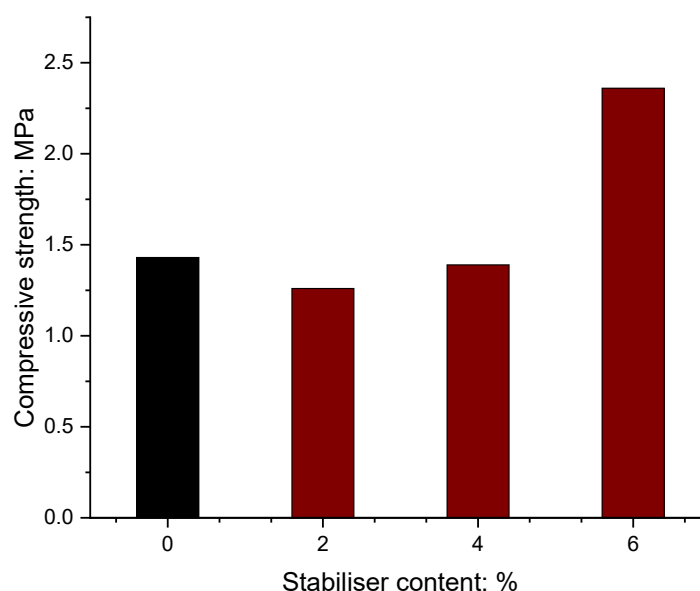


Figure .6. Compressive strength of blocks depending on the dosage of cardboard.

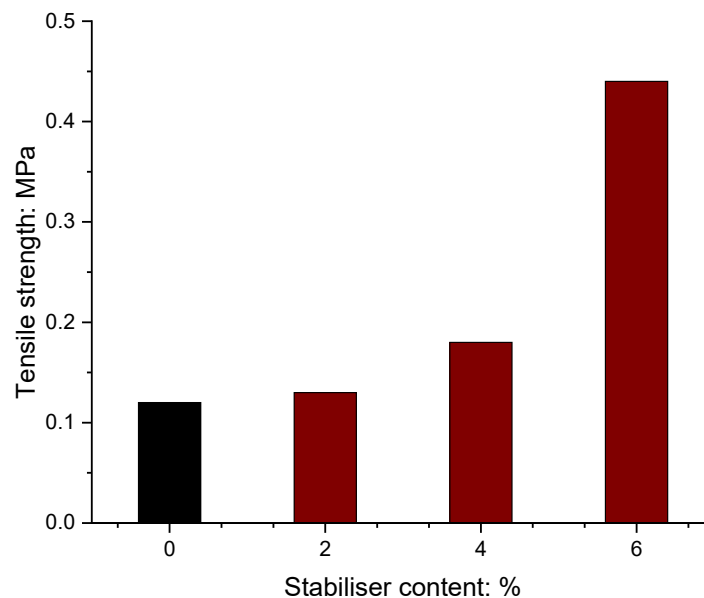


Figure .7. Tensile strength of blocks depending on the dosage of cardboard.

3.2. Ultrasonic testing

Figure 08 shows that the speed of ultrasounds decreases with increasing the cardboard content in the material, it was lower than speed of ultrasounds of the mixture without fibers (control sample). The value was between 803 and 931 m/s. The reduction in ultrasonic speed can be explained by the fact that the cardboard increased the number of pores in the mixture.

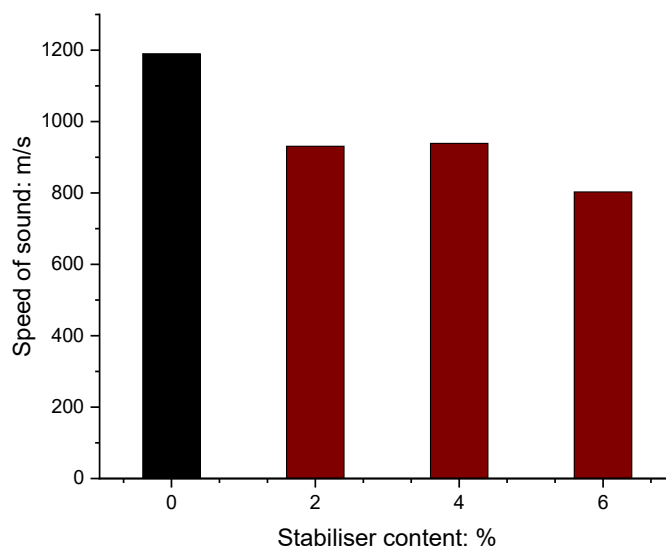


Figure .8. Speed of sound of blocks depending on the dosage of cardboard.

3.3. Water Absorption

- *Capillary absorption*

Figure 10 shows that the capillary absorption decreases when increasing the fiber content. Moreover, we noticed that hair has very high water absorption. Thus, it varies from 24 to 15 % of the cardboard content. The results are more than 2.5% value limit specified by the Uniform Building Code, USA [19]



Figure .9. The test pieces during the test.

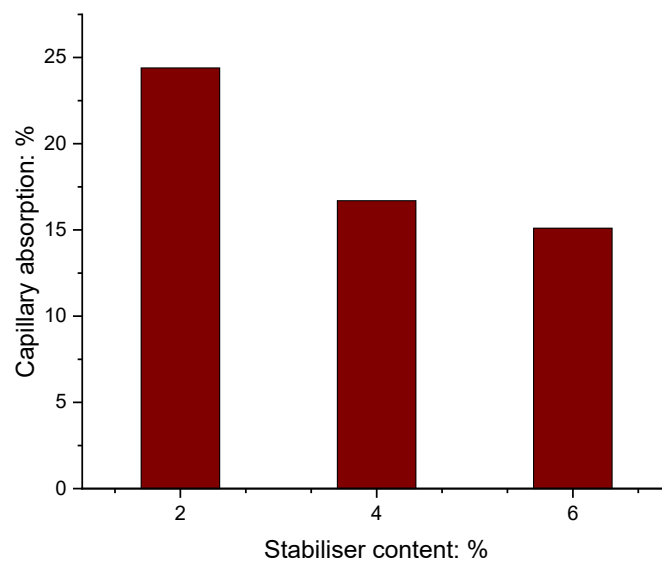


Figure .10. Influence of cardboard content on the absorption of block tuff.

- *Total Water Absorption*



Figure .11. The test pieces during the test.

4. Conclusion

This research is a part of the study valorizing the tuffs of the Laghouat region by their transformation into stabilized tuff blocks. This paper is about trying to treat the tuff with a cardboard for improving the weak point of tuff and for ease of use in construction. Based on the results of this experimental study, the following conclusions can be drawn:

- The collapse completely of blocks resulting in a decrease in the cohesion between soil particles and cardboard.
- Reinforced tuff block increased compressive strength and improved the tensile strength, but the weak of this stabilizer was low water resistance. To overcome these problems, treatment with hydraulic binders is necessary.
- Tuff and cardboard materials were applied for the fabrication earth block or as construction material was stimulating and encouraging especially when uses in the arid region

Références

- [1] V. Maniatidis and P. Walker, "Structural capacity of rammed earth in compression," *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 20, no. 3, pp. 230–238, 2008.
- [2] M. Achenza and L. Fenu, "On Earth Stabilization With Natural Polymers For Earth Masonry Construction," *Materials and Structures*, vol. 39, no. 1, pp. 21–27, 2006.
- [3] L. Miccoli, D. V. Oliveira, A. S. Rui et al., "Static Behaviour Of Rammed Earth: Experimental Testing And Finite Element Modelling," *Materials and Structures*, vol. 48, no. 10, pp. 3443–3456, 2015.
- [4] F. Pacheco-Torgal and S. Jalali, "Earth Construction: Lessons From The Past For Future Eco-Efficient Construction," *Construction and Building Materials*, vol. 29, no. 4, pp. 512–519, 2012.
- [5] T. Sturm, L. F. Ramos, and P. B. Lourenço, "Characterization Of Dry-Stack Interlocking Compressed Earth Blocks," *Materials and Structures*, vol. 48, no. 9, pp. 3059–3074, 2015.
- [6] L. F. Cabeza, C. Barreneche, L. MirÓ et al., "Low Carbon And Low Embodied Energy Materials In Buildings: A Review," *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, vol. 23, pp. 536–542, 2013.
- [7] M. B. Mansour, A. Jelidi, A. S. Cherif et al., "Optimizing Thermal And Mechanical Performance Of Compressed Earth Blocks (CEB)," *Construction and Building Materials*, vol. 104, pp. 44–51, 2016.
- [8] N. M. Miller and F. M. Tehrani, "Mechanical Properties Of Rubberized Lightweight Aggregate Concrete," *Construction and Building Materials*, vol. 147, pp. 264–271, 2017.
- [9] Goual I (2012) *Comportement Mécanique Et Hydrique D'un Mélange De Tuf Et De Sable Calcaire De La Région De Laghouat: Application En Construction Routière*, Doctoral thesis, University of the Telemcen.

- [10] Benguattache Khadra, Goual Idriss, Gueddouda Mohammed Kamel (2020) “Effet of Stabiliser tupe on the physical and mechanical properties of tuff material “ Proceeding of the institution of civil engineers – construction materials, <https://doi.org/10.1680/jcoma.18.00091> 14/04/2020
- [11] Benguettache Khadra (en cours) , «*Etude du comportement thermo-hydro-mécanique de briques de tufs stabilisés BTS*». Doctoral thesis, University of Laghouat
- [12] Afnor, Paris, France (in French).
 - Afnor (1981) NF P 18-404:Standards: Bétons-Essais détude,de convenance et de controle-Confection et conservation des éprouvettes
 - Afnor (1989) NF P 18-418: Standard: Béton-Auscultation sonique-Mesure du temps de propagation d’ondes soniques dans le béton.
 - Afnor, Paris, France (in French). Afnor (1999a) NF P 94-056/057: Détermination de la granulométrie par tamisage/Détermination de la granulométrie par sédimentometrie. Afnor, Paris, France (in French).
 - Afnor (1999c) NF P 94-093, 078: Reconnaissance et essais – Détermination des références de compactage d’un matériau – Essai Proctor normal. Essai Proctor modifié. Afnor, Paris, France (in French).
 - Afnor (1993) NF P 98-230-2. Compressive strength test. Afnor, Paris, France (in French).
- [13] (<https://dictionary.cambridge.org/fr/dictionnaire/anglais/cardboard>17:20-20/09/2018)
- [14] ASTM (1996) 496-96: *Standard test method for splitting tensile strength of cylindrical concrete specimens*. ASTM International,
- [15] CNERIB. (1991) In: *Proceedings Of Maghreb In Symposium On Development Of Construction With Local Materials*: MATLOC 91, 3–5 December 1991, Biskra, CNERIB, Ministry of Housing, Algeria, p. 209.
- [16] Coutts RSP, Ni Y. (1995) *Autoclaved Bamboo Pulp Fibre Reinforced Cement*. Cem Concr Compos;17(2):99–106.
- [17] Filho RDT, Scrivener K, England GL, Ghavami K. (2000) *Durability Of Alkali-Sensitive Sisal And Coconut Fibres In Cement Mortar Composites*. Cem Concr Compos; 22(2):127–43.
- [18] Ghavami K, Filho RDT, Barbosa NP. (1999) *Behaviour Of Composite Soil Reinforced With Natural Fibres*. Cem Concr Compos;21(1):39–48.
- [19] Ziegler S, Leshchinsky D, Ling HL, Perry EB. (1998) *Effect of short polymeric fibres on crack development in clays*. Soils Found; 38(1):247–53.
- [20] Houben H and Guillaud H (1989) *Traité de construction en terre*, Marseille: Parenthèses..

EXPERIMENTAL INVESTIGATION ON ADOBE BLOCKS REINFORCED WITH DATE PALM FIBERS

A. ZAIDI¹, O. IZEMMOUREN¹, B.TAALLAH¹, A. GUETTALA¹

¹Mohamed khider University of Biskra, email: amine.zaidi@univ-biskra, o.izemmouren@univ-biskra.dz, b.taallah@univ-biskra.dz, abdelhamid.guettala@univ-biskra.dz

Abstract. Low mechanical properties of adobe blocks leads to frequent maintenance problems associated with rural house technology today. The present paper presents an attempt to improve the mechanical properties of adobe blocks by addition of natural reinforcement of date palm fibers which otherwise are treated as waste material in the saharan desert region. For this purpose, soil from Biskra in Algeria was mixed with sand and lime in suitable proportions and different amounts of fibers were selected to test: 0.3 and 0.6 and 0.9 percentages of specimen's weight to manufacture adobe blocks and subjected to oven curing at 65 C° for 9 days. Their mechanical characteristics were investigated (compressive and flexural strengths). The impact of palm fibers on the compressive strength was unfavorable but they are always greater than the minimum required value given in the standards; however their effects on tensile strength test was favorable. The results recommend that date palm fibers can be advantageously added in adobe blocks for improving the mechanical properties. This would propagate durable mud housing on a large scale thereby reducing housing shortage especially in developing countries.

Keywords: Adobe blocks, Lime, Date palm fibers, Mechanical characteristics, Oven curing.

Résumé. Les faibles propriétés mécaniques des briques d'adobe entraînent de fréquents problèmes d'entretien associés à la technologie des maisons rurales aujourd'hui. Cet article présente une tentative d'amélioration des propriétés mécaniques des briques d'adobe par l'ajout d'un renforcement naturel de fibres de palmier dattier qui sont autrement traitées comme des déchets dans la région du désert saharien. À cette fin, le sol de Biskra en Algérie a été mélangé avec du sable et de la chaux dans des proportions appropriées et différentes quantités de fibres ont été sélectionnées pour être testées : 0,3, 0,6 et 0,9 pourcentages du poids de l'échantillon pour fabriquer les briques et les soumettre à un séchage au four à 65 C° pendant 9 jours. Leurs caractéristiques mécaniques ont été étudiées (résistance à la compression et à la flexion). L'impact des fibres de palmier sur la résistance à la compression était défavorable mais elles sont toujours supérieures à la valeur minimale requise indiquée dans les normes, par contre leurs effets sur l'essai de résistance à la traction était favorable. Les résultats recommandent que les fibres de palmier dattier puissent être avantageusement ajoutées dans les briques d'adobe pour améliorer les propriétés mécaniques. Cela permettrait de propager des logements durables en terre à grande échelle, réduisant ainsi la pénurie de logements, en particulier dans les pays en développement.

Mots clés : Brique d'adobe, Chaux, Fibres de palmier dattier, Caractéristiques mécaniques, Séchage au four.

1. Introduction

Human beings have used soil for millennia in different forms of construction: compacted in formworks (rammed earth); mixed with straw and placed by hand, either alone or as filling in timber structure (cob); or as masonry blocks, usually molded (adobes) and dried in the sun [1]. Adobe is considered one of the oldest and most commonly used building materials in the world because of its low cost, simplicity and availability. Adobe is also an ecological building material because it uses natural elements, and the main process of its manufacturing does not generate CO₂ emissions. The adobe can be easily reused by grinding and wetting at the end of a building's life or returned to the ground without interfering with the environment [2]. Adobe properties depend on physical, chemical and mineralogical soil characteristics, production procedures, water content, drying, and type of stabilization.

Despite all his merits, adobe has some serious disadvantages such as low physical, mechanical properties and poor resistance to moisture and water attack [3]. To improve the mechanical strength, impermeability, and durability of locally manufactured adobe, stabilization becomes necessary to modify their properties. The types and quantities of stabilizer will depend on the characteristics of the soil type. In general, the soil matrix is reinforced by small amounts of lime and/or natural fibers.

The palm fibers have filament textures with special properties, for example, plenitude in the region, low costs, lightweight, tension capacity, durability and relative strength against deterioration and considered as renewable resources [4]. Dates palms are cultivated in many places around the world,

especially in arid areas. In Algeria, there are more than 17 million palms [5]. Annually maintenance work of the date palms generates high amounts of waste not enough exploited which can be used as fiber reinforcement in earth products [6].

The aim of this study was to investigate the physical and mechanical properties of adobe manufactured using soil from Biskra in Algeria mixed with lime with and without the addition of different contents of date palm fibers.

2. Materials and methods

2.1. Materials

2.1.1. Soil properties

The soil used in this investigation was sourced from the city of Biskra (Northeast of Algeria). The particle size distribution of the original soil is presented in figure 1. According to the particle size analysis, the manufacture of the adobe bricks requires a granulometric correction to put the major parts of the granulometric curve in the limit zone of adobe to bring it together as much as possible to the ideal curve of adobe. The sand used for the granulometric correction is crushed sand passing sieve size 5 mm, brought back from a local quarry, near the city of Biskra. The correction by adding 30% of quarry sand, gives a soil of rather improved quality for making earth bricks.

The Atterberg limits (liquid limit, plastic limit, and plasticity index) were also measured according to NF P94-051 standard. The results are given in table 1 below which shows that the mixture is characterized by medium plasticity ($10 < IP < 20$). The liquid limit and plasticity index of the materials is located in the area of soil recommended for adobe manufacture [7].

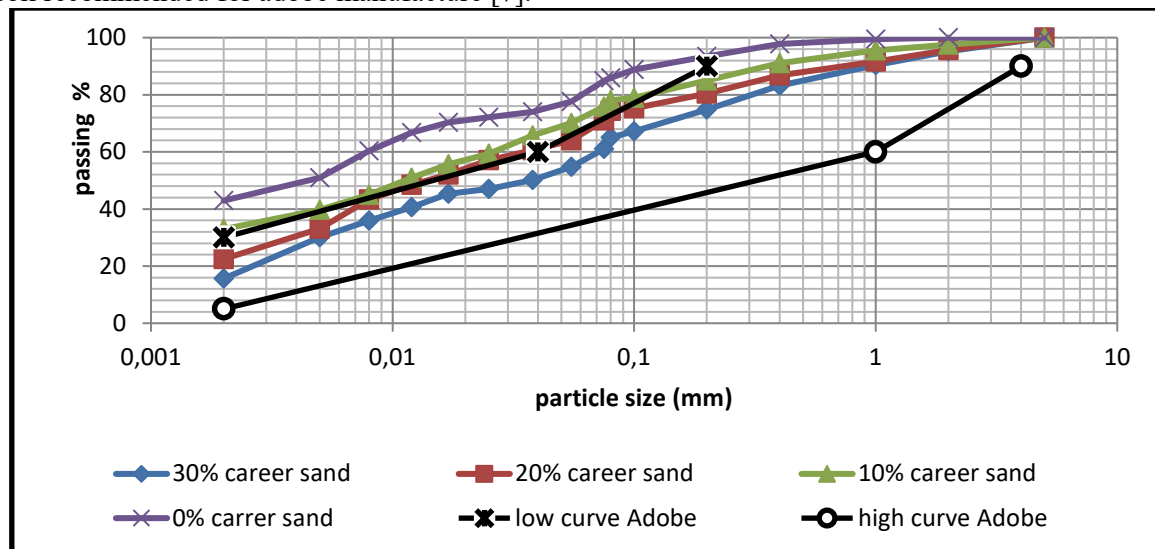


Figure 1. Particle size distribution of the soil.

Table 1. Atterberg limit values for the soil

Liquid limit LL (%)	Plastic limit PL (%)	Plasticity index PI (%)
37	17	20

2.1.2. Industrial lime

The lime used in this study is from Sarl BMSD CHAUX which is situated on a lime quarry in Hasasna, the town of Saida, in the northwestern Algeria.

2.1.3. Date palm waste:

Palm tree provides eight kinds of residues (Petiole, Rachis, Leaflets, Fibrillium, Bunch, Pedicels, Spathe, and Thorns) [8]. The natural fibers used in this study are from the composting of leaflets parts (figure 2) in The Technical Institute for the Development of Saharan Agronomy (ITDAS Biskra).

2.2 methods

2.2.1. Specimens preparation

For the first time, the soil and the sand were dried for 24 h at 105 C° and crushed to get particles <5 mm. The mixing of the materials and normal compaction of the specimens were executed manually by hand for casting bricks in the mold. Mixing processes began where the soil, sand, lime, and date palm

fibers were mixed before water was added. The date palm fibers were gradually and randomly added to the soil in a homogeneous way and mixed until getting a complete homogeneous composite to minimize the formation of fiber clusters, after that an optimum amount of potable water was added (30% of total weight) until homogenous adobe mixes were obtained.

Demoulding is performed carefully after curing the test samples (48 h). The size of the samples for compressive and flexural strength tests was 10x10x10cm and 4x4x16cm respectively. After preparation, all samples were covered with plastic film and make an oven curing at $65 \pm 2^\circ\text{C}$. After the curing period, the blocks were oven-dried until a consistent mass was recorded (figure 3).



Figure 2. Date palm wastes



Figure 3. Adobe blocks

3. Results

3.1 Influence of oven curing period on the mechanical strengths

The influence of oven curing period at 65°C on the compressive strength for different contents of lime (8, 10, 12 and 14 %) was investigated. In order to decrease the storage time of adobe blocks which caused the accelerated hydration and pozzolanic reaction between the lime and soil. From the results illustrated in figure 4, it can be seen that the compressive strength increases as the lime content increases (from 8% to 12%), and when the curing period increased from 5 to 9 days, it is attributed to the development of calcium silicate hydrates (CSHs) together with the formation of small amounts of calcite and portlandite. However, Beyond 9 days of oven curing the quasi-absence of CSH and the excessive contents of portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) and calcite with increased lime content (from 12% to 14%) leads to reduced strength [9]. The results show that the blocks used offer better compressive strength with an optimum of 6 MPa for a content of 12 % lime and 9 days of oven curing time. All the results of compressive strength were above the minimum value of 2 MPa imposed by the New Mexico standards for adobe construction [10] and the value of 1.3 MPa specified by the New Zealand Earth Building standard NZS 4298 [11].

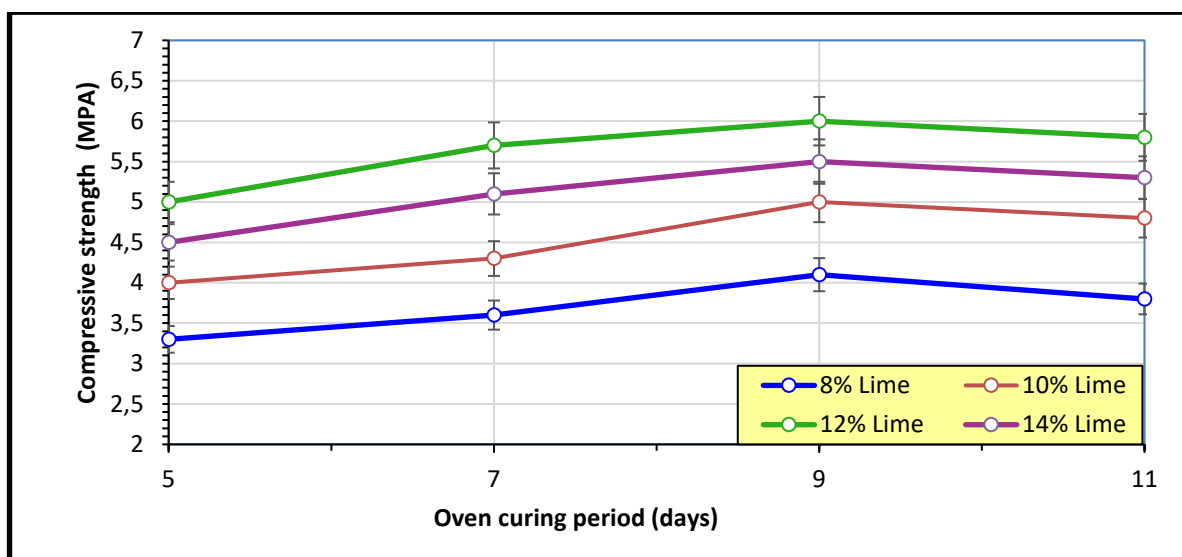


Figure 4 Variation of compressive strength of adobe bricks versus oven curing period

3.2 Influence of the date palm fibers Content on mechanical properties:

To study the influence of date palm fibers on the mechanical properties of adobe bricks, the specimens prepared have undergone an oven curing for 9 days at 65 C°.

3.2.1 Compressive Strength

Compressive strength of blocks is considered as an important indicator of masonry strength, for that reason in this work, compressive strength of the adobe blocks filled by different contents of date palm fibers (0.3%, 0.6% and 0.9%) was investigated. The effect of date palm fibers content on compressive strength of adobe is shown in figure. 5. The values ranged between 4.50 MPa and 6.10 MPa. The graph shows that an increase in fibers content is followed by a general decrease in compressive strength. Adding date palm fibers to the composition caused prevention of crack opening by shear force transmission through link to the composition parts. By adding date palm fibers to the composition, the fibers inserted among the soil particles and decreased connection and friction with the soil particles, which led to a decrease in compressive strength. And for non-fibrous specimens, cracks spread immediately after opening and samples were destructed. This is in accordance with studies showing that the compressive strength decreases with increasing plant aggregate content [12, 13].

3.2.2 Tensile Strength

The results of adobe tensile strength as a function of date palm fibers content are shown in figure. 5. The graph in figure. 5 shows a general increase in tensile strength with increasing of date palm fibers content. The increase of the tensile strength value ranged between 0.9 MPa and 1.5 MPa and was related to the homogeneous microstructure due to the presence of fewer pores. These pores are filled with date palm fibers, the quasi-absence of cracks which shows that the association of fibers and the clay matrix prevents the spread of cracks and contributes therefore to the improvement of the tensile strength. It was observed by previous studies [14, 15] that adding natural fibers is used in the manufacture of adobes and other earth products to reduce shrinkage cracking and increase the tensile strength.

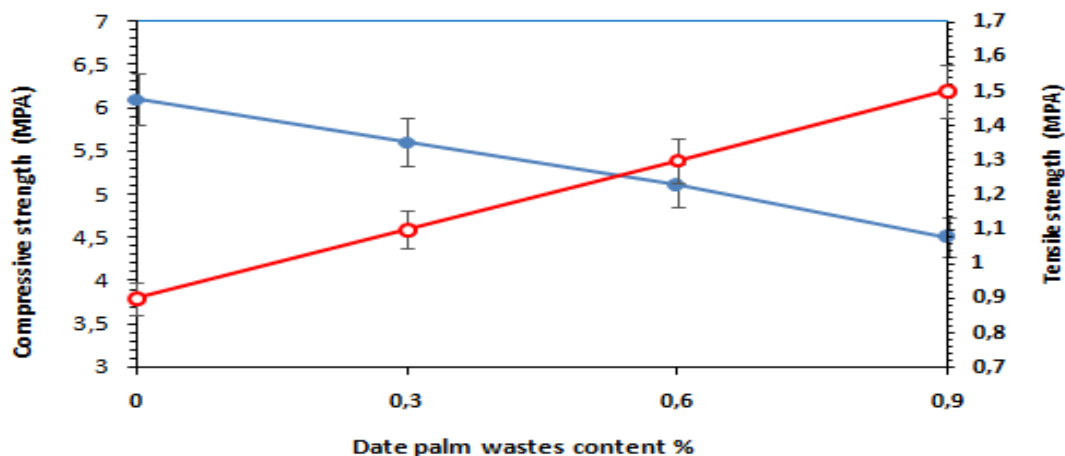


Figure 5. Compressive and tensile strengths of adobe bricks as a function of date palm wastes content

4. Conclusion

Based on the results of this experimental study, the following conclusions can be drawn:

- The mechanical strengths of the oven cured at 65 C° for 9 days are sufficient to achieve acceptable mechanical strengths for adobe blocks stabilized by lime.
- An increase in strengths with increasing lime content from 8% to 12% is observed, whereas the increase of the lime content from 12% to 14% leads to a reduction in strength.
- An increase in fibers content is accompanied by a general decrease in strengths of adobe blocks stabilized with lime, after 9 days of laboratory oven curing. The compressive strengths of adobe specimens made with various percentages of date palm wastes are always greater than the minimum required value given in most standards (2MPa).
- The obtained results show that the tensile strength increase with the increasing of date palm fibers contents.

Finally, there is an ever-increasing demand for construction due to population expansion and shortage of building materials. The use of local materials and skills for building has a positive impact on local and regional economies,

especially in rural areas. For this reason, more research is needed to improve the engineering properties of adobe. As a result, the use of date palm fibers would be beneficial to improve the weak properties of adobe, while at the same time it would be one of many viable answers for handling the date palm waste problems.

References

- [1] Aubert JE, Fabbri A, Morel JC, Maillard P.: *An earth block with a compressive strength higher than 45MPa!*. Construction and Building Materials, 366-9 (2013).
- [2] Morel JC, Mesbah A, Oggero M, Walker P.: *Building houses with local materials; means to drastically reduce the environmental impact of construction*. Build Environ 36(10), 1119–26 (2001).
- [3] Degirmenci, N.: *The using of waste phosphogypsum and natural gypsum in adobe stabilization*. Construction and Building Materials 22(6), 1220-4 (2008).
- [4] Yusoff M, Salit M, Ismail N, Wirawan R.: *Mechanical properties of short randomoil palm fiber reinforced epoxy composites*, Sains Malay 201087–92.
- [5] Benziouche, S.: *Structure et contraintes de la filière dattes en Algérie*, NewMedit 11 (4), 49–57 (2012).
- [6] Taallah, B. and A. Guettala.: *The mechanical and physical properties of compressed earth block stabilized with lime and filled with untreated and alkali-treated date palm fibers*. Construction and Building Materials **104**, 52-62 (2016).
- [7] Jiménez Delgado, M. C. and I. C. Guerrero.: *The selection of soils for unstabilised earth building: A normative review*, Construction and Building Materials**21**(2), 237-251 (2007).
- [8]. Kenza A, et al.: *Potential utilization of date palm wood as composite reinforcement*. Journal of reinforced plastics and composites.(2015).
- [9]L. Binda, P. Bekker, G. Borchelt, N. Bright, F. Emrich, M. Forde, H. Gallegos, C. Groot, E. Hedstrom, S. Lawrence, P. Maurenbrecher, C. Modena, A. Page, F. Pires, C. Republic, J. Roberts, S. Schmidt, P. Schubert, M. Schuller, J. Schwartz, T. West.: *RILEM TC 127-MS-A.1 Determination of the resistance of wallettes against sulphates and chlorides*. Mater. Struct.31, 2–19 (1998).
- [10] Y. Millogo, M. Hajjaji, R. Ouedraogo.; *Microstructure and physical properties of lime clayey adobe bricks*, Constr. Build. Mater 22, 2386–2392 (2008).
- [11] Standards New Zealand.: *NZS 4298 Materials and Workmanship of Earth Buildings*, (1998).
- [12] K. Al Rim, A. Ledhem, O. Douzane, R.M. Dheilily, M. Queneudec.: *Influence of the proportion of wood on the thermal and mechanical performances of clay-cement-wood composites*, Cem. Concr.Compos 21, 269–276 (1999).
- [13] S. Yetgin, Ö. Çavdar, A. Cavdar,: *The effects of the fiber contents on the mechanic properties of the adobes*, Constr. Build.Mater 22, 222–227 (2008).
- [14] Ghavami K, Filho RDT, Barbosa NP.: *Behaviour of composite soil reinforced with natural fibers'*. Cem Concr Compos 21(1), 39–48 (1999).
- [15] Estabragh AR, Bordbar AT, Javadi AA.: *Mechanical behavior of a clay soil reinforced with nylon fibers*. GeotechGeolEng 29(5), 899–908 (2011).

VALORISATION DES SEDIMENTS DE BARRAGES : CAS DU BARRAGE D'AIN DALIA (SOUK AHRAS)

M. S. NOUAOURIA¹, A. NOUAOURIA¹

¹Université 8 mai 1945 Guelma, email : nouaouria@yahoo.com,
nouaouria.abdessalam@gmail.com

Résumé. La retenue du barrage d'Ain Dalia est soumise à une forte sédimentation en raison de volumes considérables d'apports solides transportés chaque année par les rivières surtout lors de fortes crues. C'est ainsi qu'un grand volume de vase s'est déposé réduisant sa capacité à moins de 45 %. Afin de prolonger la durée de vie de cet ouvrage, le dragage de la retenue est devenu une solution indispensable malgré les énormes quantités de vases extraites par les vannes de fond du barrage et qui ne trouvent aucune application, et leur stockage pose actuellement un problème qui menace l'environnement.

Dans ce travail, nous avons mené une étude de caractérisation du sédiment prélevé dans la retenue du barrage d'Ain Dalia. Dans le cadre de valorisation de ces sédiments, des essais triaxiaux non consolidés non drainés ont été réalisés sur des échantillons traités par les fibres de Sisal et le Sable Normalisé respectivement.

Les résultats du sol traité par les fibres de Sisal indiquent que la cohésion et l'angle de frottement interne diminuent avec 1% de Sisal, ensuite ils augmentent avec 2% de ce dernier.

Concernant le sol traité par le sable normalisé, nous notons clairement que la valeur de la cohésion diminue avec l'augmentation de la teneur en sable, ce qui est très logique car le sol devient de plus pulvérulent. Par contre pour l'angle de frottement interne, nous remarquons qu'il reste pratiquement inchangé.

Afin de mieux valoriser les sédiments de Ain Dalia, nous avons réalisé des essais de compression non confinée sur des éprouvettes confectionnées par le sol en question en vue de son utilisation dans la fabrication des briques en terre crue.

Mots clés : Barrage, Ain Dalia, Sédiments, Dragage, Fibres de Sisal, Sable Normalisé, Briques en terre crue.

1 Introduction

Ces dernières années, l'envasement des barrages en Algérie devient de plus en plus inquiétant et fréquent. La sédimentation dans les barrages pose d'énormes problèmes tels que : la stabilité de l'ouvrage, la poussée sur la digue du barrage come a été rapporté par Oumrani [1] la réduction de la capacité et blocage des vannes. Remini [2] a cité des données issues des travaux de Demmak et Heusch (1982). Dans la plupart des bassins de l'Atlas Tellien, en particulier le bassin de Wadi Agrioum, les chiffres de taux d'érosion varient de 2000 à 5000 t / km² / an. Les sédiments arrachés annuellement au niveau des bassins versants du nord algérien sont de l'ordre de 120 millions de tonnes avec un taux d'envasement des barrages de l'ordre de 32 millions de m³/an. Le dragage est une opération ayant pour objet le prélèvement de matériaux, notamment boues, limons, sables et graviers au fond d'un cours d'un barrage à l'aide de moyens mécaniques, hydrauliques ou pneumatiques dans un but d'aménagement ou d'entretien, Remini et al. [3], CCN-Québec [4].

Le barrage d'Ain Dalia (Wilaya de Souk Ahras) n'a pas échappé à ce problème, puisqu'il est envasé actuellement à plus de 45% de sa capacité initiale. Pour cette raison, il est d'une extrême urgence de procéder aux travaux de dragage afin de sauver cet ouvrage. Le dragage lui-même pose deux problèmes : économique dont le cout de l'opération est très élevé. L'autre problème c'est bien l'impact des sédiments évacués par le dragage sur la faune et la flore d'un coté et sur la géométrie du cours d'eau en aval d'un autre coté. Mais devant la grande quantité de vase rejetée en aval du barrage de sérieux problèmes d'environnement sont apparus. Il serait alors plus judicieux de mener une réflexion pour une utilisation rationnelle de la vase qui peut être valorisée dans plusieurs domaines tels que la valorisation de sédiments de barrage dans la construction des corps de chaussée Seklaoui [5]. Achour [6], a étudié la durabilité de deux blocs en béton à base de sédiments marins. Agostini [7] a étudié des sédiments contaminés. Dans son travail, il a utilisé un processus de traitement appelé le processus Novosol. Les produits traités ont été ensuite utilisés dans les mortiers en remplacement des granulats naturels. Ben Allal et al. [8] ont étudié la valorisation de sédiments de dragage des ports de Tanger et

Larache (Maroc) dans les mortiers par substitution du sable. Alviset [9] a orienté les recherches vers la valorisation des sédiments comme matière première dans la fabrication des briques en terre crue.

En Algérie, des études de valorisation des vases de dragage de barrages ont été faites, Belas et al. [10] ont valorisé la vase issue du barrage de Fergoug en tant que matériau de construction entrant dans la composition des bétons en l'utilisant, après calcination pour la rendre active, en dosages définis substituables au ciment (10, 15 et 20% de vase par rapport au dosage en masse du ciment). Les bétons ainsi confectionnés sont testés vis-à-vis du comportement mécanique en compression et du retrait. Serbah [11] a permis de mettre au point une formulation de brique de terre comprimée à base de sédiment de dragage. Cette formulation répond aux exigences requises pour la construction en terre BTC.

Dans cette étude, nous avons mené une étude de caractérisation de sédiments prélevés dans la retenue du barrage d'Ain Dalia. Dans le but de valoriser ce matériau, des essais triaxiaux non consolidé non drainés ont été réalisés, suivis d'essais de compression simple. Ces résultats seront servis come points de départ dans la fabrication des briques en terre crue.

2 Matériaux, Matériels et méthodes

Les matériaux utilisés dans ce projet sont les sédiments de barrage d'Ain Dalia, le sable normalisé et les fibres de Sisal en différentes proportions.

2.1 Sédiments de barrage

Les sédiments de barrage d'Ain Dalia sont situés à l'Oued Medjerda, Commune de Henancha Daira de Mechroha, wilaya de Souk-Ahras, Sa réalisation a débuté en février 1984 et sa mise en eau a commencé le premier Mars 1988. D'après la caractérisation et la classification des sédiments de barrage, nous avons tiré les résultats présentés dans le tableau 1.

Tableau 1. Propriétés de sédiments de barrage de Ain Dalia.

Propriétés	Sédiments	Valeurs
Propriété physiques	LL (%)	44
	LP (%)	23
	IP (%)	21
	Sable (%)	8
	Limon (%)	80
	Argile (%)	12
Propriété chimiques	VBS	5,5
	MO (%)	1,07
Paramètres de compactage	Wopt (%)	20
	ρ_{dmax} (g/cm ³)	1,58

2.2 Sable normalisé

Le sable utilisé dans cet essai est un produit de la Société Nouvelle de Littoral (SNL), installée à LEUATE, (France), Pour mieux connaitre ce sable avant son utilisation, nous avons réalisé une analyse granulométrique (figure 1) et déterminé le coefficient d'uniformité (1) et le coefficient de courbure (2), Ce matériau rentre bien dans le fuseau des sables pour les bétons. Les différents pourcentages du sable normalisé utilisé sont 10%, 20% et 30% respectivement.

$$Cu = \frac{0,90}{0,15} = 6 \quad (2)$$

$$Cc = \frac{(0,5)^2}{0,9 \times 0,15} = 1,85 \quad (2)$$

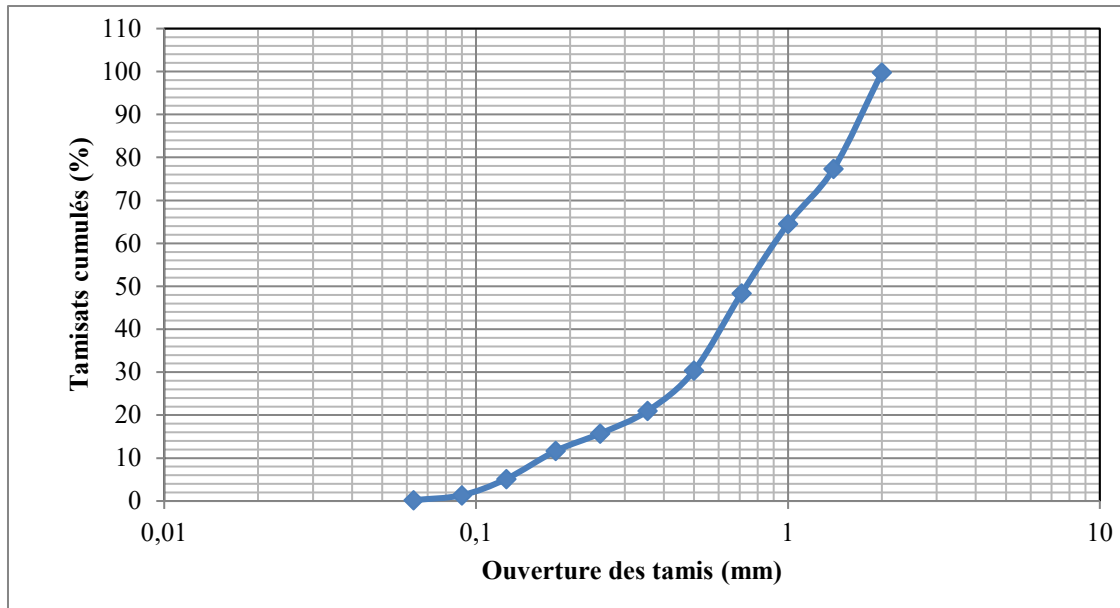


Figure. 1. Courbe granulométrique du sable normalisé.

2.3 Fibres de Sisal

Les fibres de Sisal sont issues de l'Agave Sisalana, une plante originaire du Mexique qui s'accommode dans la plupart des types de sols, cette plante existe maintenant dans l'Algérie, Wilaya de Naama, elle pousse dans des climats chauds et arides souvent impropres aux autres cultures. Les différents pourcentages en masse de fibres utilisées sont : 1%, 2% et 3% respectivement.

2.4 Appareil triaxial

Différentes modalités d'essais peuvent être définies, selon que les phases successives de l'essai sont exécutées avec ou sans drainage. On distingue les principaux types d'essais suivants : Essais non consolidés-non drainés (UU), Essais consolidés-non drainés (CU), Essais consolidés-drainés (CD). La figure 2 présente en détail les principaux éléments de l'appareil triaxial.



Figure. 2. Vue générale de l'appareil triaxial et de la machine de compression simple.

2.5 Essais Triaxiaux

Dans cet essai, l'éprouvette de sol est placée dans une cellule dite «triaxiale». L'éprouvette cylindrique d'un élancement h/d au moins égal à 2, de hauteur $h = 100$ mm et de diamètre $d = 50$ mm. A la base et au sommet de l'éprouvette sont disposées des plaques drainantes reliées à l'extérieur à des dispositifs permettant soit d'assurer le drainage et de connaître les variations de volume, soit de mesurer la

pression interstitielle dans l'éprouvette. Les essais réalisés sont des essais non consolidés-non drainés (UU).

Après la mise en place de l'échantillon dans l'appareil triaxial, nous procédons directement à la rupture de chaque spécimen du même échantillon sous une contrainte de confinement de $\sigma_3 = 100$ kPa, $\sigma_3 = 200$ kPa, $\sigma_3 = 300$ kPa respectivement. Pour le premier jeu d'essais, les différents échantillons confectionnés sont : 100% de sédiments (échantillon témoins), 1% de fibres + 99% de sédiments, 2% de fibres + 98% de sédiments.

Concernant maintenant le deuxième jeu d'essais, des échantillons sont constitués de : 10% de sable + 90 % de sédiments, 20% de sable + 80% de sédiments, et finalement 30% de sable + 70 % de sédiments. Il est à noter que tous les pourcentages utilisés dans cette étude sont exprimés en masse.

2.6 Essais de compression simple

Des essais de compression simple ont été réalisés sur des échantillons constitués de sédiments seuls, de 99 % sédiments et 1% fibres, de 99 % sédiments et 1% fibres de sisal, et de sédiments et sable. Les essais ont été conduits en utilisant une machine de compression.

3 Présentation des résultats

Pour mieux illustrer les résultats déduits des essais triaxiaux, les paramètres de cisaillement sont montrés au tableau 2.

Tableau 2. Paramètres de cisaillement du sol.

Sol C, ϕ	Sol témoins	99% Sol 1% fibre	98% Sol 2% fibre	90% Sol 10% Sable	80% Sol 20% Sable	70% Sol 30% Sable
C (kPa)	57	28	66	42	24	20
ϕ (°)	5	3	7	5	3	5

Les résultats du premier jeu d'essais indiquent que la cohésion et l'angle de frottement interne diminuent avec 1% de Sisal, ensuite ils augmentent avec 2% de Sisal. Ce qui explique bien qu'une faible quantité de sisal joue un rôle primordial dans l'augmentation de la cohésion du sol traité à cause de la bonne adhérence entre sol et sisal.

Pour le cas du sable normalisé, nous notons clairement que la valeur de la cohésion diminue avec l'augmentation de la teneur en sable, ce qui est très logique car le sol devient de plus en plus pulvérulent. Par contre, pour l'angle de frottement interne, nous remarquons qu'il reste presque inchangé, et demande encore plus d'essais avec plus de teneurs en sable (exemple : 40 % et 50%) pour mieux expliquer l'effet de l'ajout du sable sur ce dernier paramètre.

Les valeurs de la compression simple des échantillons du sol étudié sont illustrées à l'histogramme de la figure 2. L'histogramme montre clairement que la teneur de 2% de fibre de sisal marque une valeur de résistance à la compression simple de 1.855 kPa. Au contraire, cette résistance diminue avec l'augmentation de la teneur en sable.

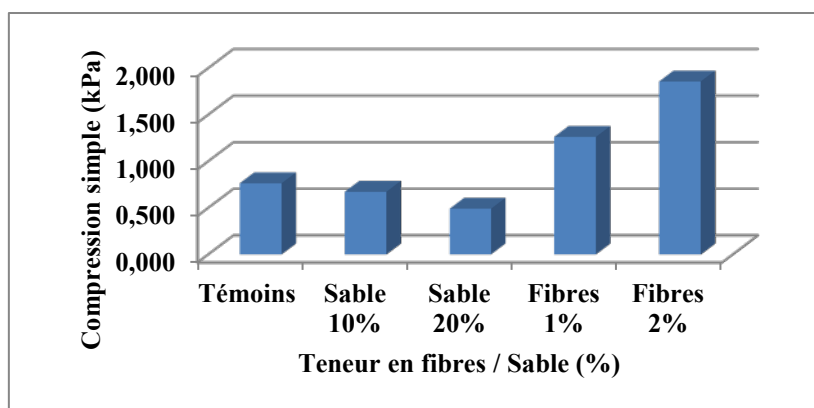


Figure. 4. Valeurs de la résistance à la compression simple du sol étudié

4 Conclusion

En vue de valorisation de sédiment de barrage d'Ain Dalia, nous avons réalisé des essais triaxiaux non consolidés non drainés sur ce sol non traité, ensuite nous avons procédé à son traitement en deux façons, à savoir par les fibres de Sisal et par le sable normalisé respectivement.

Les résultats du sol traité par les fibres de Sisal indiquent que la cohésion et l'angle de frottement interne diminuent avec 1% de Sisal, ensuite ils augmentent avec 2% de Sisal.

Concernant le sol traité par le sable normalisé, nous notons clairement que la valeur de la cohésion diminue avec l'augmentation de la teneur en sable, ce qui est très logique car le sol devient de plus en plus pulvérulent. Par contre, pour l'angle de frottement interne, nous remarquons qu'il reste presque inchangé, ce qui demande d'autres essais avec plus de teneurs en sable (par exemple : 40 % et 50%) pour mieux expliquer l'effet de l'ajout de sable sur ce dernier paramètre.

Références

- [1] Oumrani N. *Influence des sédiments sur la stabilité d'un barrage en exploitation cas du barrage CHEURFAS II*, Thèse université de Tlemcen, 2009.
- [2] Remini. B : *Une nouvelle approche de lutte contre l'envasement des barrages : La technique des obstacles émerges*. Larhyss Journal, ISSN 1112-3680,, (09) :43–53,2011.
- [3] Remini. B, Avenard, J. M Kettab, A. *L'envasement des barrages*. 1997.
- [4] Comité de concertation Navigation (CCN) -Québec. *Document d'orientation sur la gestion intégrée du dragage sur le saint laurent, document de soutien à la stratégie de navigation durable du c.c.n Québec*. Comité de concertation Navigation Québec, 2004.
- [5] Seklaoui O. *Valorisation des sédiments du barrage d'El Mardja Sidi Abed : Etude technico-économique*, Thèse de doctorat, Université Mouloud Mammeride Tizi-Ouzou, 2016.
- [6] Achour R. *Valorisation et caractérisation de la durabilité d'un matériau routier et d'un béton à base de sédiments de dragage*, Thèse délivré conjointement par Mines Douai, l'Université Lille 1 et l'Université de Sherbrooke, 2013.
- [7] Agostini F. *Inertage et valorisation des sédiments de dragage marins*, Thèse de doctorat, Ecole centrale de Lille, 2006.
- [8] Ben allal L. Ammari M., FRAR I. Azmani A., Belmokhtar N. *Caractérisation et valorisation des sédiments de dragage des ports de Tanger et Larache (Maroc)*. Revue Paralia, Volume 4 pp 5.1-5.13, 2011.
- [9] Alviset L. *Matériaux de Terre Cuite "Techniques de l'Ingénieur"* 1994.
- [10] Belas N., Belaribi O. Mebrouki A. Bouhamou N. *Valorisation des sédiments de dragage dans les bétons, INVACO2 : Séminaire International, Innovation & Valorisation en Genie Civil & Matériaux de Construction, Rabat – Maroc / 23-25 Novembre 2011*.
- [11] SERBAH B, *Cartographie des sédiments de dragage des barrages de l'ouest Algérien : Une solution de valorisation en BTC*, thèse de doctorat, Université Aboubakr Belkaïd-Tlemcen, 2018.

EFFET DE LA SALINITE DU SOL SUR LES LIMITES D'ATTERBERG

M. AIT MECHEDAL¹, M. BIBAK¹, F. MIKOUBI¹, E. ZAIBER¹

¹Université Mohamed El Bachir El Ibrahimi de Bordj Bou Arréridj, email : youvi10@hotmail.fr, mohamed.bibak@univ-bba.dz, Fayrouz.Mihoubi@univ-bba.dz, Elyaqot.zaibet@univ-bba.dz

Résumé. La salinisation des sols constitue un processus important, notamment dans les zones arides et semi-arides, provoquant une dégradation des propriétés physiques, chimiques, et biologiques des sols.

L'objectif de notre travail est d'étudier la relation entre la salinité et les propriétés physique du sol « limites d'Atterberg ». Ce travail est réalisé dans Sebket Melloul situé dans la Wilaya de Sétif (Algérie). Nous avons prélevé 15 échantillons à une profondeur de 20cm.

Les principaux résultats montrent que la salinité couvre une gamme variée de fortement salée à hyper salée (CE entre 2,23 dS/m et 28,18 dS/m), d'après l'échelle de la salinité pour l'extrait dilué 1/5. Les échantillons ont des limites de liquidité variant entre 39,48% et 58,24%, et des limites de plasticité variant entre 19,92% et 29,45%. Les valeurs de l'indice de plasticité sont entre 19.55 et 28.78, les échantillons présentent une plasticité élevée (IP>17). Les limites d'Aterberg sont, plus élevées pour les échantillons les plus salés. L'analyse statistique montre l'existence d'une relation linéaire significative ($r=0.65$) entre la conductivité électrique (CE) et les limites de liquidité ; une relation linéaire significative ($r = 0.69$) entre la conductivité électrique et les limites de plasticité, et une relation linéaire significative ($r= 0.60$) entre la conductivité électrique et l'indice de plasticité.

Mots clés : Salinité, les limites d'Aterberg, Sebket Melloul.

Abstract. Soil salinization is an important process, especially in arid and semi-arid areas, causing degradation of the physical, chemical, and biological properties of soils.

The objective of our work is to study the relationship between salinity and the physical properties of the soil "Atterberg limits". This work is carried out in Sebket Melloul located in the Wilaya of Sétif (Algeria). We took 15 samples at a depth of 20cm.

The main results show that the salinity covers a varied range from strongly saline to hyper saline (EC between 2.23 dS / m and 28.18 dS / m), according to the salinity scale for the diluted extract 1 / 5. The samples have liquidity limits varying between 39.48% and 58.24%, and plasticity limits varying between 19.92% and 29.45%. The plasticity index values are between 19.55 and 28.78, the samples show high plasticity (PI> 17). The Aterberg limits are higher for the saltier samples. Statistical analysis shows the existence of a significant linear relationship ($r = 0.65$) between electrical conductivity (EC) and liquidity limits; a significant linear relationship ($r = 0.69$) between electrical conductivity and plasticity limits, and a significant linear relationship ($r = 0.60$) between electrical conductivity and plasticity index.

Keywords: Salinity, Aterberg limits, Sebket Melloul.

1 Introduction

Les sols salés ou sols halomorphes sont caractérisés par leur teneur élevée en sels solubles dans l'ensemble ou dans une partie du profil ou par la dégradation de la structure de l'un de leurs horizons sous l'influence de l'un des ions, provenant de ces sels en particulier du sodium (Aubert, 1975).

D'après (Cherbuy, 1991), la salinisation d'un milieu implique la présence d'une source de sels qui peut être naturelle, dénommée primaire, et une salinisation anthropique, généralement liée à l'irrigation, que l'on appellera secondaire.

En Afrique, près de 40 millions ha sont affectés par la salinisation, soit près de 2% de la surface totale. En Algérie Selon le (Houero, 1993), les sols salés occupent de vastes superficies (3.2 millions d'hectares).

Ils sont localisés au Nord qu'au sud, ils s'expriment mieux entre les isohyètes 450 mm qui semble être la limite supérieure des sols fortement sodiques (Djili, 2000).

La région de Sétif est caractérisée par des solontchaks, souvent orthiques, couverts d'efflorescence salines plus ou moins abondantes avec de fréquentes étendues à surface poudreuse de pseudo sable (Aubert, 1976), ils occupent une superficie estimée à 12400 hectares (Machane, 1990), et se localisent essentiellement dans la zone Sud-Est, bien que les sols hydromorphes ont une extension très limitée dans la région, leur présence est signalée uniquement dans les prairies et les lits l'oueds, généralement autour des sebkhas et chott (Melloul, BazerSakra, Hammam Sokhna, Guellal, Ain Lahdjar).

La salinisation des sols constitue un processus important, notamment dans les zones arides et semi-arides (Saidi, et al, 2004), provoquant une dégradation des propriétés physiques, chimiques, et biologiques des sols.

L'objectif de notre travail d'étudier l'action de la salinité sur une des propriétés physiques du sol « limites d'Atterberg ». Pour cela, les démarches adoptées reposent, sur la collecte des échantillons, le traitement et l'analyse au laboratoire de la CE et les limites d'Atterberg.

2 Matériels et Méthodes

2.1. Présentation générale du cadre d'étude (Sebkhet Melloul (Sétif))

Sebkhet Melloul est un grand lac d'eau salée situé dans la municipalité de Qallal dans la Wilaya de Sétif (figure 1). Ce site occupe une superficie de 700 ha Prés de la route nationale n°28 et de la route nationale n°78 dans une zone côtière de terre agricole au Nord.

Ce plan d'eau est caractérisé par des sols alcalins dégradés et se trouve naturellement sur une nappe phréatique superficielle, actuellement surexploitée par pompage d'eau. Ces sols sont utilisés principalement pour l'agriculture et l'élevage d'ovins et de bovins. La sebkha est alimentée principalement par Oued Guellal (Baaziz et al, 2011).

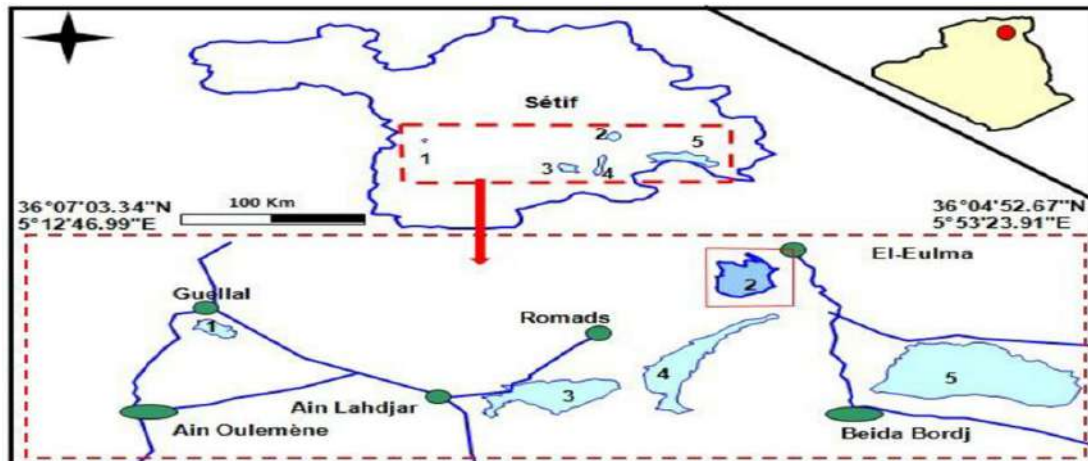


Figure 1. Localisation géographique de Sebkha Melloul (Baaziz et al, 2011).

2.2. Méthodes

Nous avons prélevé 15 échantillons à une profondeur de 20cm, le prélèvement a été effectué tous les 50 m. Nous avons commencé l'échantillonnage du centre du Sebkhat vers l'extérieur.

La limite de liquidité w_L qui traduit le passage entre l'état plastique et liquide a été déterminée par la méthode de la coupelle de Casagrande. La limite de plasticité w_p traduisant le passage entre l'état solide et plastique. La détermination de cette dernière consiste sur la recherche de la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée et confectionné manuellement, se fissure. (AFNOR. 1993). Ces limites permettent de calculer l'indice de plasticité $I_p = W_L - W_p$.

La caractérisation de la salinité a été faite par mesure de la conductivité électrique (CE) de tous les échantillons du sol sur des extraits dilués 1/5 (Mathieu and Pieltain, 2003).

3 Résultats et Discussion

3.1. Les résultats analytiques

Les limites d'Atterberg (liquidité et plasticité) du sol sont les paramètres qui font l'objet de notre travail, pour évaluer la sensibilité des sols à la dégradation physique par la salinité. L'indice de plasticité permet de bien caractériser un sol de point de vue mécanique. Un IP grand correspond un sol très argileux ; au contraire un IP faible caractérise un sol peu argileux.

Tableau 1. Résultats analytiques

	CE dS/m	Limite de liquidité WL (%)	Limite de plasticité WP (%)	Indice de plasticité IP (%)	Classification de sol
Echantillon 01	18,94	56,61	27,87	28,74	At
Echantillon 02	28,18	58,24	29,45	28,78	At
Echantillon 03	24,65	55,58	27,65	27,92	At
Echantillon 04	22,90	43,57	22,18	21,38	Ap
Echantillon 05	17,84	55,37	27,98	27,38	At
Echantillon 06	23,36	49,45	26,15	23,29	Ap
Echantillon 07	17,17	46,34	22,91	23,42	Ap
Echantillon 08	3,05	42,54	20,88	21,65	Ap
Echantillon 09	2,49	45,62	22,09	23,53	Ap
Echantillon 10	3,93	39,62	20,06	19,55	Ap
Echantillon 11	2,34	44,66	22,36	22,29	Ap
Echantillon 12	2,60	48,51	24,07	24,43	Ap
Echantillon 13	2,23	51,31	26,08	25,22	At
Echantillon 14	3,64	41,30	20,97	20,32	Ap
Echantillon 15	2,57	39,48	19,92	19,55	Ap

Les résultats obtenus (tableau 1), montrent que les valeurs de CE varient entre 2,23 dS/m et 28,18 dS/m, cette variation est visiblement décroissante en sortant du Sebkha vers les champs cultivés. D'après l'échelle de la salinité pour l'extrait aqueux au 1/5 (Mathieu and Pieltain, 2003), nous pouvons diviser notre terrain en deux parties :

- Une surface hyper salée qui se situe entre l'échantillon N°1 et l'échantillon N°7 où la salinité est supérieure à 6 dS/m.
- L'autre partie est classée comme un sol fortement salé où les salinités varient entre 2,2 dS/m et 3,75 dS/m, elle englobe le reste des échantillons.

Cependant les échantillons ont des limites de liquidité WL varient entre 39,48% et 58,24%. Cette variation a tendance de se diminuer en allant vers l'extérieur du Sebkha. En ce qui concerne les limites de plasticité WP, leurs valeurs varient entre 19,92 % et 29,45 %. Les valeurs de l'indice de plasticité IP sont entre 19,55 % et 28,78 %.

En utilisant le diagramme de casagrande, le sol se situe entre argile peu plastique (Ap) et argile très plastique (At).

3.2. Relation de la CE avec les limites d'Atterberg

Les résultats des essais effectués au laboratoire montrent l'existence d'une relation linéaire significative ($r=0.65$) entre la conductivité électrique (CE) et la limite de liquidité ; une relation linéaire significative ($r = 0.69$) entre la CE et la limite de plasticité, et la même tendance est observée lorsqu'il s'agit de l'indice de plasticité IP ($r= 0.60$) (figure 2).

Les valeurs des limites de liquidité et de plasticité et celles de l'indice de plasticité diminuent en allant vers l'extérieur de la sebkha donc dans le même sens de ce de la salinité. De ce fait les limites d'Atterberg semblent dépendre de la salinité.

La dégradation du sol par les sels sodiques nous conduit vers une texture sableuse. Le gonflement des argiles à des niveaux relativement élevés et leur dispersion sont les processus responsables de la dégradation physique des sols. Lorsque la concentration totale des électrolytes est inférieure à la concentration critique de floculation, les argiles se dispersent spontanément à certaines valeurs de taux de sodium échangeable (ESP) (Sumner, 1993). Or dans notre cas l'augmentation de la CE engendre une augmentation des valeurs des limites d'Atterberg, c'est-à-dire l'augmentation de la CE favorise la floculation et la dégradation se fait à des niveaux faibles de CE.

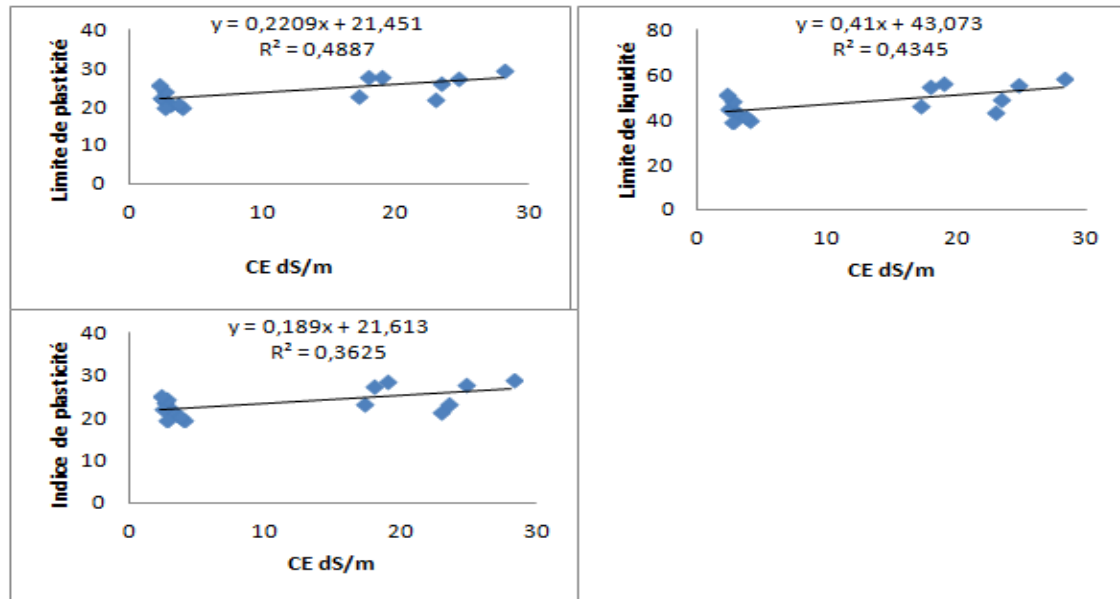


Figure 2. relation entre la CE et les de liquidité de plasticité et l'indice de plasticité

4 Conclusion

La salinité peut jouer un rôle flocculant ou bien un rôle de dispersant des argiles selon la concentration en électrolytes et le taux d'ESP. La dispersion des argiles entraîne une dégradation des propriétés physique du sol dont les « limites d'Atterberg ». Ce travail porte sur l'étude de la relation entre la salinité et les propriétés physique du sol « limites d'Atterberg ». Ce dernier est réalisé dans Sebket Melloul situé dans la Wilaya de Sétif (Algérie). Nous avons prélevé 15 échantillons à une profondeur de 20 cm.

Les principaux résultats obtenus, montrent que les valeurs de CE couvrent une gamme de salinité de fortement salée à hyper salée. Elles varient entre 2,23 dS/m et 28,18 dS/m.

Les limites de liquidité WL varient entre 39,48% et 58,24%. En ce qui concerne les limites de plasticité WP, leurs valeurs varient entre 19,92 et 29,45. Enfin Les valeurs de l'indice de plasticité IP sont entre 19,55 et 28,78.

Les tests de corrélation montrent l'existence d'une relation linéaire significative ($r=0.65$) entre la CE et la limite de liquidité ; une relation linéaire significative ($r = 0.69$) entre la CE et la limite de plasticité, et la même tendance est observée lorsqu'il s'agit de l'indice de plasticité IP ($r= 0.60$).

Généralement la variation des valeurs des limites d'Atterberg suit la variation des niveaux de salinité. Cette dernière suit un gradient descendant en allant vers l'extérieur de la sebkha.

Dans notre cas d'étude l'augmentation de la CE favorise la floculation et la dégradation se fait à des niveaux faibles de CE., mais ce résultat ne peut être confirmé que par une analyse granulométrique et la détermination des ESP qui peuvent donner plus de valeur à ce travail.

Nos résultats obtenus peuvent être exploités par des travaux ultérieurs ; reste à définir et à améliorer par des études approfondies sur les mêmes paramètres avec un nombre d'échantillon plus important, l'échantillonnage profond, ou par l'étude d'autres paramètres mécaniques qui peuvent faire l'objet d'une meilleure estimation de la dégradation de sols en fonction de la salinité.

Références

1. AFNOR : NF P94-051 "Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau." (1993).
2. Aubert. G. : *Les sols sodiques en Afrique du Nord*. Annale de l'INA., Alger,185-195 (1975).
3. Baaziz. N, Mayache. B, Saheb. M, Bensaci. E, Ounissi. M, Metallaoui. S, et Houhamdi. M. : *Statut phénologique et reproduction des peuplements d'oiseaux d'eau dans l'éco-complexe de zones humides de Sétif (Hauts plateaux, Est de l'Algérie)*. Bulletin de l'Institut Scientifique de Rabat. 32(2), 77-87 (2011).
4. Cherbuy B. : *les sols salés et leur réhabilitation étude bibliographique cemagraf*.Ecole Nat Reme (1991).
5. Djili K. : *Contribution à la connaissance des sols du Nord de l'Algérie*. Thèse doctorat. INA, Alger (2000).
6. Houerou. H.N. : *Relation entre la variabilité des précipitations et celle des productions primaires et secondaires en zone aride*. In : *l'aridité une contrainte au développement*. Ed O R S T O M.col. Didactiques (1993).
7. Machane Y. : *Bilan d'étude sur les sols salés de Wilaya de Sétif et caractérisation des niveau de salinité de la zone pilote (guelal)*. Mém. D'ing D'Etat univeu Sétif (1990).
8. Mathieu, C., Pieltain, F.: *Analyse chimique des sols: Méthodes choisies*. Tec & doc (2003).
9. Saidi, D., Le Bissonnais, Y., Duval, O., Daoud, Y. and Halitim, A. : *Effet du sodium échangeable et de la concentration saline sur les propriétés physiques des sols de la plaine du Cheliff (Algérie)*. Etude et gestion des sols, 11(2004).
10. Sumner, M.E. : *Sodic soils-New perspectives*. Soil Research, 31(6), 683-750 (1993).

SOLS RENFORCES A TENEUR EN EAU NATURELLE : BIODEGRADABILITE DES RENFORTS A BASE DE FIBRES VEGETALES D'ALFA ET SON INCIDENCE SUR SES PROPRIETES MECANIQUES

Z. KHELIFI¹, M. A. ALLAL¹, N. ABOU-BEKR¹, S. TAIB² & B. DUCHEMIN²

¹University of Tlemcen, ² University of Le Havre, Normandy

email: khzakia8@gmail.com

Résumé. Récemment, de nouveaux géotextiles à base de fibres végétales ont été développés, et pourraient être utilisés comme renforts du sol pour les applications de génie civil. En dépit de leur haute ténacité, les géotextiles enfouis à base de fibres végétales vont perdre leur intégrité mécanique en raison de leur sensibilité aux éléments biologiques, physiques et chimiques présents dans le sol. Cette perte de propriétés progressive pourrait être un avantage pour les ouvrages de génie civil temporaires ou des besoins d'aménagement paysager. Cependant, il est très important de quantifier la cinétique de la biodégradation de ces géotextiles à base biologique afin d'évaluer leur durabilité. Notre travail consiste à étudier et analyser le comportement mécanique des feuilles végétales d'alfa afin de les utiliser, d'une part, comme un éco-géotextile servant de nappe pour le renforcement des sols saturés et non saturés et d'autre part, comme inclusion mélangée au sol à teneur en eau naturelle pour améliorer ses caractéristiques mécaniques apparentes. Cependant, la durabilité de ces feuilles a été quantifiée en mettant en œuvre un protocole d'essai normalisé autour de leur biodégradation. Ce protocole d'essais a permis d'étudier les propriétés mécaniques et structurales des feuilles d'alfa telles que la résistance à la traction et la rigidité, et évaluer leur durabilité dans des conditions d'utilisation possibles.

Abstract. Recently, new plant fiber-based geotextiles have been developed that could be used as soil reinforcement for civil engineering applications. Despite their high tenacity, buried plant fiber geotextiles will lose their mechanical integrity due to their sensitivity to biological, physical and chemical elements in the soil. This progressive loss of properties could be an advantage for temporary civil engineering structures or landscaping needs. However, it is very important to quantify the biodegradation kinetics of these bio-based geotextiles in order to evaluate their durability. Our work consists to study and analyse the mechanical behavior of alfa leaves in order to use them, on the one hand, as an eco-geotextile serving as a fabric for the reinforcement of saturated and unsaturated soils and, on the other hand, as an inclusion mixed with the soil at natural water content to improve its apparent mechanical characteristics. However, the durability of these leaves was quantified by implementing a standardized test protocol around their biodegradation. This test protocol allowed the study of the mechanical and structural properties of the esparto sheets such as tensile strength and stiffness, and to evaluate their durability under possible use conditions.

Mots clés : Renforcement, Alfa, Biodégradation, Résistance, Durabilité, Sol non saturé.

1 Introduction

Aujourd'hui, les incitations et les contraintes sont de plus en plus robustes pour incorporer les projets à une démarche de développement durable. Dans ce contexte, le secteur du Génie Civil se trouve face à la revendication de rénover ses pratiques et méthodes de conception, afin de prendre en compte les facteurs environnementaux devenus cruciaux. Par conséquent, plusieurs recherches et investigations expérimentales ont été établies pour créer des nouveaux matériaux répondant à de nouvelles exigences. Ainsi, l'incorporation des fibres végétales comme un renfort dans une matrice présente un intérêt certain permettant d'associer des performances environnementales et techniques. Leur utilisation soit pour confectionner des éco-géotextiles, soit mélangées aux sols pour constituer un matériau composite, a rencontré récemment quelques succès dans le domaine de l'ingénierie de la construction (stabilité des sols et des remblais, lutte contre l'érosion, infiltrations, ...) en substitution aux fibres de renfort synthétiques utilisées dans les géotextiles notamment. Pour cela, plusieurs études se sont intéressées à l'étude du rôle des fibres de plantes telles que les fibres de coco, de jute, de palme ou de sisal, sur l'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols instables (Khelifi et al. 2016, Chaipayut et al. 2014, Saha et al. 2012, Kugan et al. 2011, Mwashia et al. 2010, Sarsby 2007). Malgré de leur haute ténacité, les géotextiles enfouis à base de fibres végétales vont perdre leur intégrité mécanique en raison de leur sensibilité aux éléments biologiques, physiques et chimiques trouvés dans le sol (Pritchard et al. 2000). Cette perte de propriété progressive pourrait être un avantage pour les ouvrages de génie civil temporaires ou des besoins d'aménagement paysager. Cependant, il est très important de quantifier la cinétique de la biodégradation de ces géotextiles à base biologique afin d'évaluer leur durabilité. Il est connu depuis longtemps que la cinétique de la biodégradation dépend du substrat lignocellulosique, de la composition du sol, de la teneur en azote, du pH, de la teneur en eau et de la température (Kugan et al. 2011, Pérez et al. 2002, Siu. 1951, Tuomela et al. 2000). La composition chimique des fibres végétales influe la cinétique de leur biodégradation : une haute teneur en lignine est connue pour augmenter la résistance de la biomasse à la biodégradation, tandis qu'une teneur élevée en cellulose favorise une biodégradation plus rapide. L'objectif de notre travail est d'étudier et analyser le comportement mécanique des feuilles végétales d'alfa afin de les utiliser, d'une part, comme un éco-géotextile servant de nappe pour le renforcement des sols saturés et non saturés et d'autre part, comme inclusion mélangée au sol à teneur en eau naturelle pour améliorer ses caractéristiques mécaniques apparentes. Cependant, la durabilité de ces feuilles a été quantifiée en mettant en œuvre un protocole d'essai normalisé autour de leur biodégradation. Ce protocole d'essais a permis d'étudier les propriétés mécaniques et structurelles des feuilles d'alfa telles que la résistance à la traction, la rigidité, la déformation plastique et évaluer leur durabilité dans des conditions d'utilisation possibles.

2 Matériaux

2.1 Feuilles d'alfa naturelles

La plante alfa utilisée dans cette étude, est récoltée dans la région de la ville de Tlemcen (Figure.1).



Figure.1. La plante alfa dans son environnement (Khelifi. 2017).

Le tableau 1 présente la composition chimique en pourcentage des fibres végétales d'alfa (Akchiche et al. 2007, Bouiri et al. 2010, Hanana et al. 2015, Mabrouk et al. 2012, Marrakchi et al. 2011).

Tableau 1. Composition chimique de la fibre d'alfa

Compositions (%)	Cellulose	Hémicellulose	Lignine	Cire	Cendre minérale
Alfa	~ 44 - 48	~ 22 - 28	~ 8 - 20	~ 1,5	~ 5 - 7

Ces gammes de composition larges peuvent être expliquées par les différentes origines, maturités, les techniques d'échantillonnage et les méthodes de caractérisation utilisées par les différents auteurs (Hanana et al. 2015, Marrakchi et al. 2011).

2.2 Sol d'enfouissement (compost)

Le sol utilisé pour l'étude de la biodégradation est constitué des composants suivants : un terreau universel, du fumier de cheval et du sable 0/2. Cette composition est conforme à la norme ASTM G 160-98.

3 Méthodes

3.1. Biodégradation

L'essai de biodégradation a été réalisé selon la norme ASTM G 160-98. Il comporte à enfouir des feuilles d'alfa dans un compost sous des conditions contrôlées. Le compost est composé de trois parts égales en masse de terreau, fumier de cheval et de sable. Le mélange obtenu est ensuite vieilli pendant trois mois à température contrôlée de $30 \pm 2^\circ\text{C}$. Son humidité a été ajustée à une teneur en eau constante de 30% en ajoutant l'eau de robinet. Le pH du sol est ajusté à 7. La teneur en eau et le pH du sol ont été contrôlés chaque semaine par une méthode gravimétrique et un pH-mètre, successivement. Un groupe de 100 tiges a été utilisé pour les essais de traction et le second groupe de 80 tiges a été utilisé afin d'évaluer la perte de masse. Les tiges d'alfa ont été enfouies dans le compost à une profondeur de 1/3 de la base du bac, soit à une profondeur de 34 cm de la surface. Les tiges sont périodiquement retirées du compost afin d'évaluer l'état de la biodégradation. Les différentes échéances de l'enfouissement sont respectivement de 15, 30 45 et 60 jours.

3.2. Perte de masse

La variation de poids est un paramètre permettant d'évaluer la biodégradation des tiges. Pour cela des échantillons d'alfa ont été pesés avant l'enfouissement dans le compost pour déterminer leur masse initial (M_i). Ensuite, ils ont été enfouis dans le sol pour la période d'exposition détaillée ci-dessus. Après chaque intervalle du temps de biodégradation, les échantillons ont été prélevés et lavés soigneusement avec de l'eau distillée. Après, ils ont été séchés à 23°C et 55% d'humidité relative pendant sept jours avant la pesée de masse final (M_f).

3.3. Essai de traction

Des essais de traction uniaxiale ont été effectués sur tiges d'alfa intactes et biodégradées à l'aide d'une machine d'essai de traction universel Instron 5867 (Figure.2), selon la norme ASTM D3379-75 relative à l'essai monofilament. Une vingtaine de tiges intactes ont été testées afin de déterminer les propriétés mécaniques initiales du matériau non biodégradé. Les éprouvettes d'alfa biodégradées ont été retirées du compost à des intervalles de temps réguliers. Tous les échantillons ont été conditionnés à 23°C et 55% HR pendant sept jours avant le test. L'essai de traction avec des cycles de chargement / déchargement

incrémentaux ont été réalisés à une vitesse de 1 mm / min. Ce chemin de chargement-déchargement a été répété huit fois à différents niveaux de déformation (Khelifi. 2017).

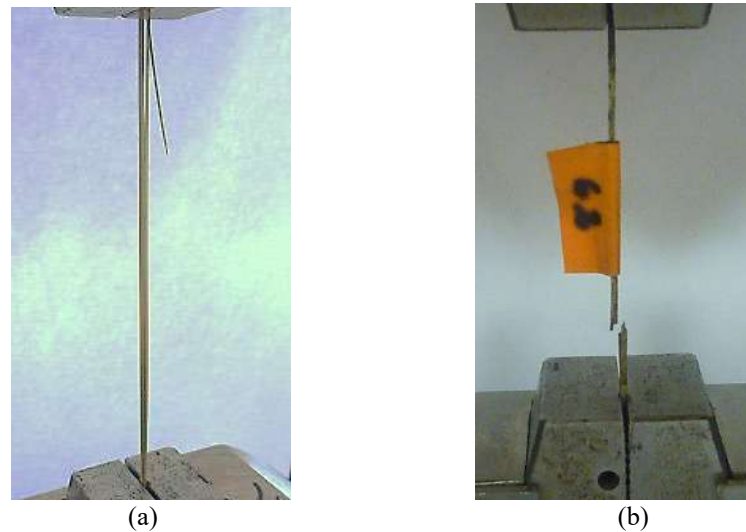


Figure .2. (a) Tige alfa intacte et (b) tige alfa biodégradée sous essais de traction (Khelifi. 2017).

4 Résultats et discussion

4.1 Perte de masse

La perte de masse a été déterminée comme suit :

$$\text{Perte de masse (\%)} = \frac{M_i - M_f}{M_i} \times 100 \quad (1)$$

L'analyse de la perte de poids a montré que les tiges alfa ont perdu du poids durant la période d'enfouissement dans le compost (tableau.1). Le taux de décomposition est constant dès que les tiges ont perdu en moyenne un tiers de leur poids initial après 30 jours et deux tiers de leur poids au bout de 60 jours. En extrapolant ces données, la biodégradation aurait été achevée au bout d'une période de 3 mois.

Tableau 2. Valeurs moyennes et écart-type de la perte de masse des feuilles d'alfa en fonction du temps d'enfouissement.

Temps d'enfouissement dans le sol (jours)	15	30	45	60
Perte de masse (%)	16,9 ± 9,4	32,3 ± 3,4	44,8 ± 3,4	66,8 ± 11,4

4.2 Propriétés mécaniques

La figure.3 présente un exemple de courbe résistance-déformation d'un essai de traction sur une tige d'alfa intacte. Cette courbe présente l'apparition de petites boucles d'hystérésis révélatrices d'une dissipation d'énergie lors des cycles charge-décharge. Par ailleurs, elle montre aussi l'accumulation de déformation plastique résiduelle avec le nombre de cycles, un comportement qui ne serait pas observé pour une structure purement élastique. Bien que les boucles sont quasi parallèles, ce qui signifie très peu de perte de rigidité des tiges avec le nombre de cycle.

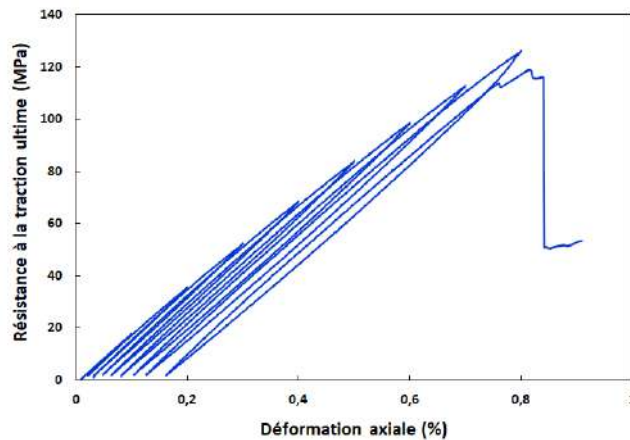


Figure.3. Courbe typique de résistance-déformation sur une feuille d'alfa naturelle.

La résistance à la traction a été déterminée en fonction de la durée d'enfouissement (Figure.4). Lorsque l'écart type est pris en compte, la résistance moyenne des tiges initiales reste quasiment constante de l'ordre de 50 MPa au cours des deux premières semaines d'enfouissement. Sa valeur ensuite diminue brutalement à environ 10 MPa après 30 jours et continue à diminuer lentement jusqu'à quelques MPa après 60 jours d'enfouissement. La valeur initiale de la résistance à la traction est relativement proche de celle des faisceaux de fibres rapportée par (Hanana et al. 2015).

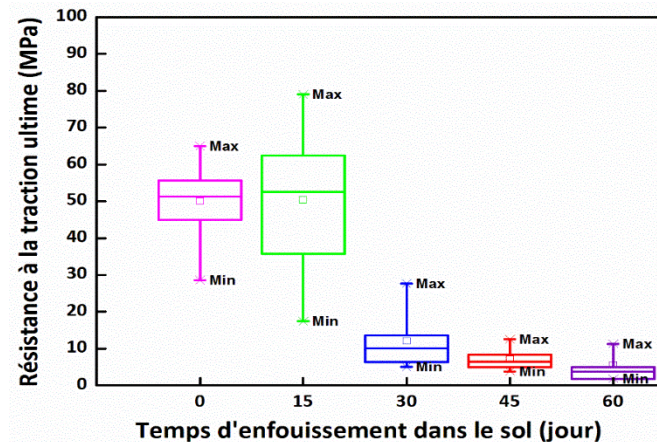


Figure.4. Box plots de la résistance à la traction ultime des feuilles alfa en fonction du temps d'enfouissement.

Il est également intéressant d'analyser la déformation plastique après chaque cycle puisque ces déformations permanentes peuvent refléter la plasticité réelle de la structure ou l'accumulation des ruptures localisées (Scholey et al. 2010, Tjahjanto et al. 2015). Dans ce cas, il est important de noter que le premier cycle produit généralement une déformation plastique plus grande que le second cycle (figure 5), un phénomène qui a été interprété dans la littérature de la fibre par la propension des fibres naturelles à subir une déformation microstructurale permanente en petites déformations (Keckes et al. 2003, Preston, 1974). Il a également été observé, y compris à partir du deuxième cycle, que la déformation permanente augmente. Cette augmentation est probablement attribuée aux certains endommagements dans la microstructure des feuilles. Il est également important de noter que, dans les 30 premiers jours de biodégradation, la déformation permanente du premier cycle augmente dans une large mesure. Ce phénomène peut

certainement être attribué à une dégradation de la feuille et à une fragilisation des fibres de renfort en particulier. Le comportement résiduel de cette déformation permanente au cours du deuxième mois de biodégradation pourrait indiquer une dégradation spécifique des composants renforts dans l'axe de la feuille pendant le premier mois de la biodégradation.

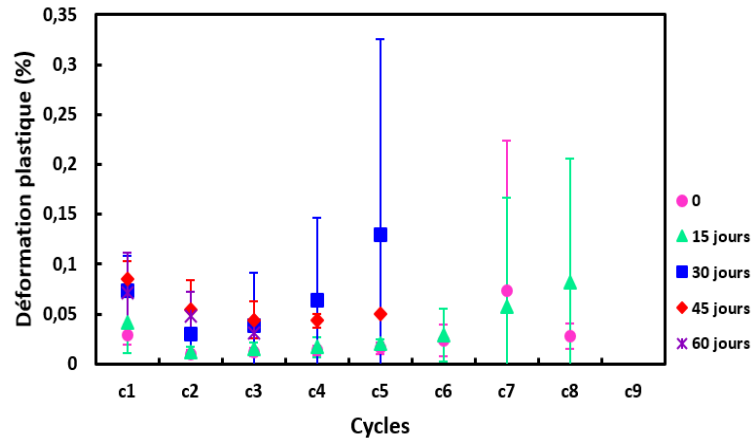
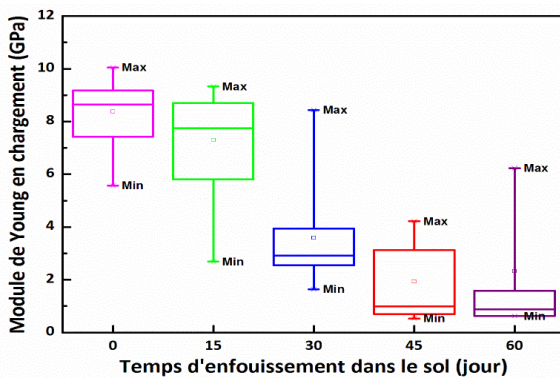
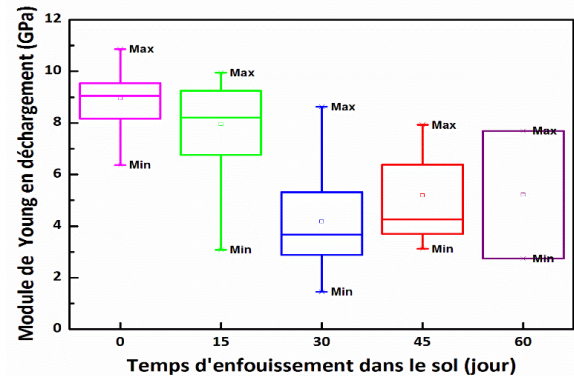


Figure.5. Déformation plastique des feuilles d'alfa en fonction du temps de compostage et cycle de chargement.

La figure 6 montre la variation du module d'élasticité en fonction du nombre de cycles et du temps d'enfouissement. Lorsque l'écart type est pris en compte, les modules de chargement et de déchargement restent quasiment constants pendant un temps d'enfouissement donné, indépendamment du nombre de cycles (figures 6 a et b), et en dépit d'une légère perte de rigidité moyenne après plusieurs cycles de chargement répété. Cependant, le module décroît avec une augmentation de la durée d'enfouissement. Le module initial est de l'ordre de 8 à 9 GPa pour les feuilles intactes ; ces valeurs décroissent fortement entre 15 et 30 jours d'enfouissement à ~ 4 GPa avant de se stabiliser légèrement au-dessus de 2 GPa après 45 jours. Au-delà de cette durée, les valeurs tendent vers un plateau. Le module de déchargement (figure 2.14b) présente le même comportement. Une caractéristique importante est la fatigue due à la biodégradation des feuilles en tant que matériau. Cette fatigue est bien illustrée par la diminution du module lors des cycles de chargement subis par les feuilles avant la rupture.



(a)



(b)

Figure.6. Module d'Young des feuilles d'alfa dans les essais de traction de chargement-déchargement cyclique en fonction du temps d'enfouissement (box plots) pour les données extraites du premier cycle de chargement (a) et de déchargement (b).

5 Conclusion

Ce travail a été consacré à l'étude et à la compréhension du comportement mécanique des tiges naturelles d'alfa sous contraintes uniaxiales avant et après différents niveaux de biodégradation. Les fibres ont clairement perdu du poids pendant la biodégradation, ce qui indique que certains de leurs constituants ont été éliminés par oxydation et par action hydrolytique des micro-organismes dans le compost. Pendant l'enfouissement dans le sol compost, la disparition relativement rapide des fibres a comme conséquence une baisse de la résistance de la tige, de sa rigidité et de sa capacité à résister à des cycles de chargement répétés. Lorsque la biodégradation commence à induire des micro-défauts dans la structure des feuilles, les déformations plastiques deviennent plus importantes lorsque le temps de biodégradation augmente. En effet, on peut constater que les composants non cellulosiques sont plus résistants à la biodégradation que la cellulose pure, celle-ci pouvant bien être protégée par les autres constituants de la plante. A savoir que le test de compostage a été réalisé dans des conditions relativement sévères (température, humidité, présence de fumier de cheval riche en azote). Cependant, il faut garder à l'esprit que la cinétique de biodégradation réelle des tiges alfa seraient différentes si ces tiges avaient été enfouies dans un vrai sol ou si elles avaient simplement été laissés sur le sol, à l'interface sol / air.

6 Références

- Akchiche, O., Messaoud, B.K. (2007).** Esparto grass (*Stipa tenacissima* L.), raw material of papermaking. First part. *Chimija rastitel'no go syr'ja*, 4, 25-30.
- ASTM D3379-75,** Standard Test Method for Tensile Strength and Young's Modulus for High-Modulus Single-Filament Materials, Withdrawn 1998.
- ASTM G160-98,** Standard Practice for Evaluating Microbial Susceptibility of Nonmetallic Materials by Laboratory Soil Burial, ASTM International, West Conshohocken, PA, 1998.
- Bouiri, B., Amrani, M., (2010).** Production of dissolving grade pulp from Alfa. *BioRes.* 5(1), 291-302.
- Chaiyaput, S., Bergado, D. T., Artidteang, S. (2014).** Measured and simulated results of a Kenaf Limited life Geosynthetics (LLGs) reinforced test embankment on soft clay. *Geotextiles and geomembranes*, Vol 42, pp 39-47.
- Hanana, S., Elloumi, A., Placet, V., Tounsi, H., Belghith, H., Bradai, C., (2015).** An efficient enzymatic-based process for the extraction of high-mechanical properties alfa fibres. *Ind. Crops Prod.* 70, 190–200.
- Z. Khelifi, M.A. Allal, N. Abou-Bekr, S. Taibi, and B. Duchemin (2016).** Experimental study of the sand-Alfa stems interface frictional resistance-application to compacted fill reinforcement. *Int. J. Appl. Eng. Res.* 11(8), 6007–6012.
- Khelifi Zakia (2017).** Contribution à l'étude du comportement des sols renforcés à l'aide des fibres végétales d'alfa. Thèse de doctorat, Université de Tlemcen, Algérie.
- Kugan, R., Sarsby, R.W., (2011).** In-soil biodegradation of palm mat geotextiles. *Land Degrad. Dev.* 22, 463–471.
- Marrakchi, Z., Khiari, R., Oueslati, H., Mauret, E., Mhenni, F., (2011).** Pulping and papermaking properties of Tunisian Alfa stems (*Stipa tenacissima*)—Effects of refining process. *Ind. Crops Prod.* 34, 1572–1582.
- Mwasha, A., Petersen, A., (2010).** Thinking outside the box: The time dependent behaviour of a reinforced embankment on soft soil. *Mater. Des.* 31, 2360–2367.
- Pérez, J., Munoz-Dorado, J., de la Rubia, T., Martinez, J., (2002).** Biodegradation and biological treatments of cellulose, hemicellulose and lignin: an overview. *Int. Microbiol.* 5, 53–63.
- Pritchard, M., Sarsby, R.W., Anand, S.C., (2000).** Textiles in civil engineering. Part 2 – natural fibre geotextiles, in: *Handbook of Technical Textiles*. Elsevier, pp. 372–406.

Saha, P., Roy, D., Manna, S., Adhikari, B., Sen, R., Roy, S. (2012). Durability of transesterified jute geotextiles. *Geotextiles and Geomembranes* 35 69-75.

Sarsby, R.W., (2007). Use of “Limited Life Geotextiles” (LLGs) for basal reinforcement of embankments built on soft clay. *Geotext. Geomembr.* 25, 302–310.

Siu, R.G.H., (1951). *Microbial Decomposition of Cellulose: With Special Reference to Cotton Textiles.* Reinhold Publishing Corp, New York.

Tuomela, M., Vikman, M., Hatakka, A., Itävaara, M., (2000). Biodegradation of lignin in a compost environment: a review. *Bioresour. Technol.* 72, 169–183.

COMPORTEMENT MECANIQUE ET PHYSIQUE DU MASQUE D'ETANCHEITE DU BARRAGE EN REMBLAI- ETUDE EXPERIMENTALE DU BARRAGE BOUHNIFIA – ALGERIE

Zoulikha Bounaadja¹

¹ Université badji mokhtar annaba, email : bounaadja_z@yahoo.fr

Résumé. Le barrage est, par essence, un ouvrage destiné au stockage de l'eau. Aussi, pour assurer efficacement cette fonction, doit être étanche. Le barrage de Bouhnifia a été implanté dans un terrain médiocre. Afin d'éviter les risques de tassement, une digue souple capable de s'adapter aux mouvements du sol a été réalisé. L'étanchéité de ce barrage est assurée par un masque amont souple et étanche en béton bitumineux. Le problème posé au barrage de Bouhanifia est particulièrement délicat en raison de l'instabilité du masque qui pouvait devenir précaire à la température atteinte par insolation directe (70° C).

Dans le présent travail, nous allons étudier le comportement mécanique et physique du masque d'étanchéité du barrage Bouhnifia et leur résistance sur un talus raide sous l'influence de la température très élevée sans la couche de protection thermique. Et ce, par l'étude des densités ; des pourcentages des vides, de la stabilité et le fluage, ainsi que la résistance à la compression ; le pourcentage d'imbibition ; le pourcentage de gonflement; la stabilité suivante Marshall après immersion pendant 14 jours ; la perméabilité et la stabilité sur le talus.

Pour aboutir à ce but, nous avons confectionné au laboratoire plusieurs échantillons (un modèle réduit), ensuite nous avons placé ces échantillons sur un support incliné de 1/1 qui présente le parement amont et la pente du barrage Bouhnifia, et maintenu pendant plus de 48 heures dans une étuve à une température de (70° C).

Les résultats de cette étude montrent qu'après la vérification de la stabilité des échantillons sur la pente inclinée, qui est le but de cette recherche nous avons constatés que les échantillons ont gardé leurs formes initiales aucune déformation, cette étude a confirmé que ce masque peut résister très bien à ces températures sans déformations.

Abstract. The dam is essentially a water storage facility. Therefore, in order to perform this function effectively, it must be as waterproof as possible. The Bouhnifia dam was built on mediocre land. In order to avoid the risk of settlement, a flexible dike has been built to adapt to the movements of the ground. The waterproofing of this dam is ensured by a flexible and waterproof upstream oil concrete mask. The problem at the Bouhanifia Dam is particularly delicate because of the instability of the mask which could become precarious at the temperature reached by direct sunning (70° C).

To achieve this goal, we made several samples (a reduced model) in the laboratory, then placed these samples on a 1/1 sloping support that presents the upstream facing and slope of the Bouhnifia dam, and maintained for more than 48 hours in an oven at a temperature of (70° C).

The results of this study show that after checking the stability of the samples on the sloping slope, which is the purpose of this research we found that the samples kept their initial shapes no deformation, this study confirmed that this mask can withstand very well these temperatures without deformations.

Mots clés : Sol, Infiltration, Masque d'étanchéité, béton bitumineux, Imperméable, température.

1 Introduction

Le problème de l'étanchéité du massif se pose chaque fois que le calcul des infiltrations en superstructure indique des pertes inadmissibles. Ces pertes peuvent soit entraînée la ruine de l'ouvrage par formation de renard, soit encore, sans nuire à sa sécurité, être gênantes pour l'exploitation du barrage. Le problème des fuites d'eau est très complexe, car il menace les quantités d'eau accumulées dans la plupart des barrages à travers le monde et engendre une inquiétude sur la stabilité de ces ouvrages, donc une disposition d'étanchéité est indispensable.

Les masques en béton bitumineux sont utilisés depuis longtemps pour assurer l'étanchéité des barrages en remblai [1]. Dans les soixante dernières années plus de 300 barrages de hauteur de 30 m, leur étanchéité était assurée par ce type de masque [2]. Le masque en béton bitumineux doit être étanche et stable. L'étanchéité dépend de la granulométrie des granulats, du pourcentage de liant bitumineux et du

compactage. La stabilité dépend du type du bitume, du pourcentage des vides après compactage et de la granulométrie des granulats. [2-3].

Dans le présent travail, nous allons étudier les caractéristiques mécaniques et physiques du béton bitumineux et leur stabilité sur le talus sous l'influence des températures très élevées.

2 Matériels et Méthodes

L'étude de la composition d'un masque en béton bitumineux consiste à choisir : des agrégats à gros éléments, éléments fins, filler, dans une proportion choisie, ainsi qu'une quantité de bitume pour constituer après compactage un matériau stable et imperméable.

Pour ce faire, il faut déterminer une composition granulométrique correcte de façon à réduire au minimum le pourcentage des vides dans le mélange compacté à sec. Les vides doivent être remplis de bitume pour réaliser dans les limites imposées par des considérations pratiques, un poids spécifique aussi élevé que possible [2].

2.1. Caractéristiques des matériaux utilisés

- Gros agrégats

Nous désignons par gros agrégats [1] tous les agrégats retenus au tamis n° 10. Ces agrégats sont constitués par des gravillons roulés, des pierres ou un laitier concassé, non-susceptible de se briser lors du compactage. Ces agrégats ne doivent pas être atterrés par l'action des intempéries, être non-gélifs, propres et exempts de poussières en quantité excessive, de qualité homogène et ne doivent pas comporter plus de 5 % d'éléments plats, Ils doivent posséder une bonne affinité pour le bitume [2 - 3], (figure 1).



Figure.1 : Gros agrégat

- Agrégats Fins

Nous désignons par agrégats fins [1] tous les agrégats passant au tamis n°10 et retenus au tamis n° 200. Ces agrégats sont constitués par des sables naturels ou de concassage ou par mélange de ces deux matériaux. Ces agrégats à éléments fins doivent être propres et ne pas contenir plus de 3 % d'argile, de limon, ou autres corps étrangers [2 - 3], (figure 2).



Figure.2 : Agrégats Fins

- Filler

Nous désignons par filler [1] tout matériaux passant au tamis n°200 et constitués par des grains fins calcaires secs, par du ciment, ou par tout autre matériau fin et inerte ; les fillers doivent être exempts de grumeaux. Nous pouvons admettre les fillers d'apport des fines qui passent en totalité au tamis n°80 dont 65 % au moins passent au tamis n° 200 [2 - 3], (figure 3).



Figure.3 : Filler

Les valeurs prises sont la moyenne de trois résultats qui sont données au tableau 1.

Tableau 1. Caractéristiques physiques des granulats et bitume du masque étanche du barrage Bouhnifia

Diamètre des grains (mm)		Pourcentage (%)
Gravlette	18/25	20.54
	12/18	14.65
	5/12	19.96
	2.5/5	6.75
Sable	0.63/2.5	10.17
	0.28/0.63	13.90
	0.1/0.28	4.28
Filler	Plus petit que 0.1	9.75
Bitume	Pénétration 40/50	8% du poids de matériaux sec

Les différents pourcentages des constituants sont les pourcentages réels du masque d'étanchéité du barrage Bouhnifia. (C'est un modèle réduit)

- Le bitume

Les bitumes sont obtenus par raffinage des pétroles. Ils doivent être de composition homogène, exempts d'eau, et être conformes à certaines spécifications [1]. Le bitume utilisé est caractérisé par l'indice de pénétration et le point de ramollissement « bille et anneau ».

2.2. Méthode Expérimentale

Granulométrie

La courbe granulométrique du mélange est inscrite dans le fuseau moyen spécifié pour le matériau [2], (figure 4).

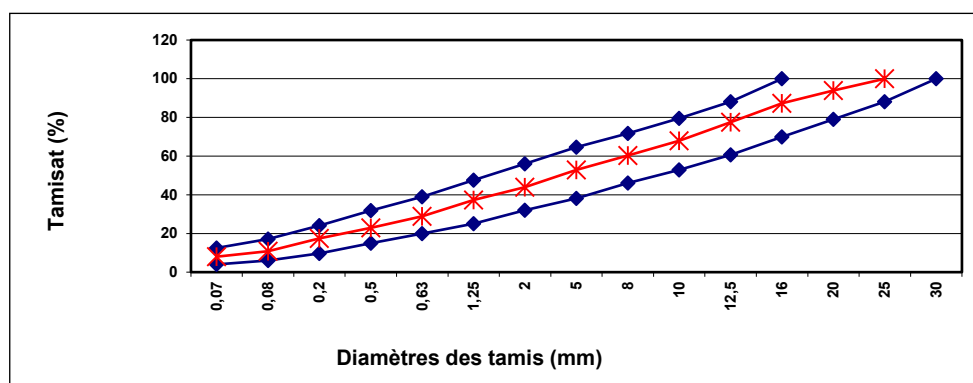


Figure.4 Courbe granulométrique du mélange composé de gravier + sable + filler

En vue de l'étude préalable de recherche de la meilleure composition, à adopter pour la confection des éprouvettes, avec des caractéristiques recommandées, nous avons effectué des essais sur :

la densité apparente; le pourcentage des vides occupé par l'air ; le pourcentage des vides des granulats ; la stabilité et le fluage.

Les résultats sont donnés au tableau 2.

Après le tableau 2, on voit que tous les résultats des essais sont dans les limites des valeurs recommandées, donc en passe aux autres essais qui sont : la résistance à la compression ; le pourcentage d'imbibition ; le pourcentage de gonflement ; la stabilité suivant Marshall après immersion pendant 14 jours ; la perméabilité et la stabilité sur le talus, ou leur méthode est mentionnée ci-après.

2.2.1. Résistance à la compression

Après confection des éprouvettes, celles-ci sont immergées dans des bains à des températures 20 °C, 50 °C et 0 °C pendant 3 heures. Les éprouvettes sont retirées des bains et immédiatement placées entre les plateaux de la presse. L'essai de compression a été conduit sur des éprouvettes cylindriques avec une presse de capacité 1500 KN. Les résultats obtenus sont donnés au tableau 2.

2.2.2. Pourcentage d'imbibition

Deux éprouvettes sont conservées sous l'eau à une température de 18 °C pendant 14 jours et puis pesées en vue du calcul de l'imbibition. Le pourcentage d'imbibition se calcule à partir de la formule suivante :

$$\left(\frac{P_h - P_o}{P_o} \right) \cdot 100 \quad (1) \quad \text{où :}$$

P_h : Poids de l'éprouvette imbibée après 14 jours,

P_o : Poids de l'éprouvette avant l'immersion.

2.2.3. Pourcentage de gonflement

Les mêmes éprouvettes immergées sous l'eau pendant 14 jours à la même température sont mesurées pour déterminer le gonflement. Le pourcentage de gonflement ou pourcentage volumétrique est calculé d'après la formule suivante :

$$\left(\frac{V_h - V_o}{V_o} \right) \cdot 100 \quad (2)$$

où :

V_o et V_h : sont respectivement les volumes de l'éprouvette avant et après l'immersion pendant 28 jours.

Les résultats obtenus sont donnés au tableau 2.

2.2.4. Stabilité suivant Marshall après immersion pendant 14 jours

La stabilité des éprouvettes est déterminée après 14 jours de conservation sous l'eau à la température ambiante. **Les résultats obtenus sont donnés au tableau 2.**



Figure.5 : Stabilité suivant Marshall

2.2.5. Perméabilité

Le coefficient de perméabilité est calculé à l'aide de la relation suivante :

$$K \text{ (cm/s)} = (q * l) / (h * f)$$

Dans laquelle

q : débit de fuite en (cm³/s),

l : épaisseur de la plaque en (cm),

h : pression en (cm) d'eau, mesurée depuis la face inférieure de la plaque,

f : surface de l'éprouvette en (cm²). **Les résultats obtenus sont donnés au tableau 2.**

Tableau 2. Tableau des résultats

Caractéristiques étudiées	Valeurs moyennes obtenus	Valeurs recommandées
Densité (g/cm ³)	2.39	Maximal
Fluage (mm)	2.72	≤ 8.0
Stabilité (KN)	8.00	≥ 6.0
% des vides de l'air	1.75	(1.5-2.3) %
% des vides des agrégats	21.68	> (16-19) %
Résistance à la compression R20 (kg/cm ²)	79.62	> 30
Résistance à la compression R50 (kg/cm ²)	19.90	> 15
Coefficient de stabilité calorifique K _t	1.50	> 2.5
Coefficient de souplesse K _e	4.00	< 2.8
Pourcentage d'imbibition (%)	0,391	< 1.50
Pourcentage de gonflement (%)	0.392	< 0.5
Stabilité de Marshall après immersion pendant 14 et 28 jours. (KN)	9.50	> 5.4
Perméabilité (cm/s)	7.05.10 ⁻⁸	5.10 ⁻¹⁰ m/s

2.2.6. Vérification de la stabilité sur le talus

Pour vérifier la stabilité des revêtements bitumineux posés sur le talus, des éprouvettes ont été cotées sur un support incliné de 1/1 (pente du barrage de Bouhanifia), et placées dans une étuve sous une température de 70 °C (Température maximale de la surface du masque [6-7], pendant 48 heures, les éprouvettes ne doivent pas se déformer au cours de l'essai.



Figure.6 Coupes des éprouvettes



Figure 7. Des éprouvettes après conservation 48 heures

Après les 48 heures de conservation dans une étuve à une température de 70°C, les éprouvettes ont gardée leur forme initiale.

3. Résultats et discussions

- D'après la figure 4, nous avons remarqué que la courbe granulométrique du mélange était inscrite dans le fuseau moyen spécifié pour le matériau [2], ce qui nous a donné une composition correcte et permis de réduire le pourcentage de vides dans le mélange, cette dernière était la caractéristique la plus importante dans le béton bitumineux, car il a assuré sa perméabilité et sa durabilité. Il a également protégé le béton bitumineux des effets extérieurs, c'est pourquoi nous avons accordé beaucoup d'importance à cette caractéristique (on a essayé de réduire au maximum le pourcentage de vides occupés par l'air.). La valeur recommandée était comprise entre (1, 5 % et 2, 3 %). Pour notre cas, on a trouvé 1,75 ce qui est dans les normes.
- Pour le pourcentage des vides entre les grains, la valeur conseillée doit être supérieure à (16-19)% et inférieure à 22%. D'après le tableau 2, nous avons remarqué que le pourcentage de 21,68% respectait les normes recommandées.
- Enfin, concernant la vérification de la stabilité des échantillons sur la pente inclinée, qui est le but de cette recherche nous avons constatés qu'après les 48 heures de conservation, les échantillons ont gardé leurs formes initiales, qui nous ont permis de constater que le parement en béton bitumineux résistait effectivement aux températures élevées sans risquer de se déformer.

4. Conclusion

D'après les essais menues et les résultats trouvés on peut dire que le masque d'étanchéité réalisé en béton bitumineux est certainement la solution la plus simple et la plus économique qui puisse être conçue pour une parfaite étanchéité des digues. Le revêtement complet tel qu'il a été exécuté au barrage de Bouhnifia ne représente pas la centième partie du coût des travaux, cependant on prend en compte les coûts importants de développement de la méthode et les coûts élevés de construction des équipements spéciaux.

Le problème majeur d'un tel type de masques est la température de surface due au rayonnement solaire, en fonction des tests effectués et des résultats obtenus; on peut dire que le masque en béton bitumineux du barrage de Bouhnifia résiste une à une température (70 ° C) malgré l'absence de protection thermique.

Références

- [1] CIGB.: *Barrages en remblai avec masque en béton bitumineux. Bulletin n° 114, ICOLD:13 - 91 (1999).*
- [2] Belbachir, K., Montel, B., Chervier, L. : *Comportement des masques d'étanchéité en béton bitumineux des barrages du Secrétariat d'Etat à l'Hydraulique Algérien. XIème, ICOLD: 1053 -1073 (1973).*
- [3] Asbeck, WFV. : *Le bitume dans les travaux hydrauliques. Paris : Dunod, (1969).*
- [4] Arrambide, J., Duriez, M.: *Liant routières et enrobés : matériau de protection (plâtre- agglomérat-bois. Édition du moniteur des travaux publics. Paris (1959)*
- [5] Wappro 40, Werkstandard.: *Bitumen in Talsperren bau, Bitumenoese Oberflaechen Dichtuug. Halle: Germany. (1973).*
- [6] Djemili, L.: *Critères de choix de projet des barrages en terre : étanchéité par le masque en béton bitumineux. Thèse de doctorat (2006).*
- [7] CFGB (1973). *L'expérience française des masques amont en béton bitumineux. XIème ICOLD Madrid, Q.42, R.7, pp 101-124.*

THÈME 5

PHYSIQUE DES SOLS NON SATURES- MILIEUX NATURELS ET CULTIVES

ETUDE DE L'ÉROSION HYDRIQUE DANS LES BASSINS VERSANTS DE LA MEDJERDA ET LE MELLEGUE EN UTILISANT LA TELEDETECTION ET LE SIG

MENASRIA¹, M. MEDDI¹ et H. HABAIEB²

¹ Ecole nationale supérieure d'hydraulique de Blida, Laboratoire génie de l'eau et de l'environnement, email : a.menasria@ensh.dz ; m.meddi@ensh.dz

² Institut national agronomique, université de Carthage Tunis Tunisie, email : habaieb.hamadi@yahoo.fr

Résumé. La quantification des taux de sédiments est essentielle pour élaborer un plan d'aménagement afin de protéger les sols et les infrastructures hydrauliques contre l'érosion. L'objectif général de ce travail est d'estimer le taux d'érosion des sols dans les bassins de la Medjerda et de la Mellegue (entre Algérie et la Tunisie) à l'aide du modèle RUSLE, de la télédétection et du SIG, et de montrer l'intensité croissante des processus érosifs, conséquence des incendies de forêt en comparant l'érosion actuelle avec un scénario d'incendie. Le taux d'érosion moyen est estimé à 13,27 t/ha/an, 2,11% du bassin est très sensible à l'érosion, 13,64% du bassin est sensible, 22,13% est à risque moyen et 62,12% est à faible risque d'érosion. Les résultats obtenus par cette étude ont montré que le taux moyen d'érosion a augmenté de 8% en raison des incendies de forêt. Cette augmentation se fait au détriment de la classe d'érosion définie comme tolérable qui est passée de 36,17% de la région à 30,85%.

Mots clés : Erosion de sol, Télédétection, SIG, RUSLE, Medjerda.

Abstract. The quantification of sediment rates is essential for making a development plan in order to protect soil and hydraulic infrastructure against erosion. The general aim of this work is to estimate soil erosion rate in Medjerda and Mellegue basins using the RUSLE model, remote sensing and GIS, and to show the increasing intensity of erosive processes as a consequence of forest fires by comparing the current erosion with a fire scenario. The average erosion rate is estimated at 13.27 t/ha/year, 2.11% of the basin is very sensitive to erosion, 13.64% of the basin is sensitive, 22.13% is at medium risk and 62.12% is at a low risk of erosion. The results obtained by this study showed that the average erosion rate increased by 8% due to forestfire. This increase happens at the expense of the erosion class defined as Tolerable that went from 36.17% of the region to 30.85%..

Keywords: Soil erosion, Remote sensing, GIS, RUSLE, Medjerda.

1 Introduction

L'érosion des sols est très répandue dans les pays du bassin de la méditerranée [7] ; [3]. Elle est devenue un problème majeur dans la région du Maghreb en général où elle peut atteindre 200 t/km²/an en Algérie par exemple. Le volume annuel de sédiments déposés dans les barrages algériens est d'environ 45 millions de m³ [8]. Trois (03) millions d'hectares (27% des terres agricoles) ont déjà été touchés par l'érosion en Tunisie, parmi lesquels 1,5 million d'hectares sont modérément à fortement affectés et nécessitent des interventions à court et moyen terme [4]. Les incendies d'origine naturelle et humaine ont un effet négatif sur le sol et les ressources en eau, l'un de ces résultats négatifs, largement reconnu par les scientifiques, est l'érosion hydrique. Plusieurs modèles empiriques sont disponibles pour estimer le taux d'érosion annuelle, Parmi ces modèles, le modèle RUSLE de [9] a été le plus largement utilisé. D'après ce modèle empirique, le risque d'érosion moyenne en nappe sur un versant est en fonction multiplicative de cinq sous-modèles, érosivité des pluies et quatre facteurs de résistance du milieu. L'objectif général de ce travail est d'estimer le taux d'érosion des sols dans les bassins de la Medjerda et de la Mellegue, au nord-est de l'Algérie, (région semi-aride), et de montrer l'intensité croissante des processus érosifs, conséquence des incendies de forêt en comparant l'érosion actuelle avec un scénario d'incendie.

2 Matériels et Méthodes

Le bassin versant concernée par cette étude s'étend entre l'amont de barrage Oldjetmellgue en Algérie et le barrage de Sidi Salem en Tunisie. Il occupe une superficie de 20700Km². Il est encadré par le

constantinois et le Seybouse au nord, et chott Melghir au sud-ouest et la basse vallée de la Medjerda à l'est. Sur le plan topographique, la région d'étude, en général, a un relief accidenté fort dans plusieurs positions, ce qui favorise le ruissellement et l'érosion hydrique. Le climat de la zone est de type méditerranéen semi-aride caractérisé par un hiver humide est doux et un été chaud. La moyenne annuelle des précipitations varie entre 60 mm à Ouenza (bassin versant d'oued Mellegue) et 432 mm à Siliana, et peuvent atteindre les 1300 mm à Tabarka. (Voir figure 1).

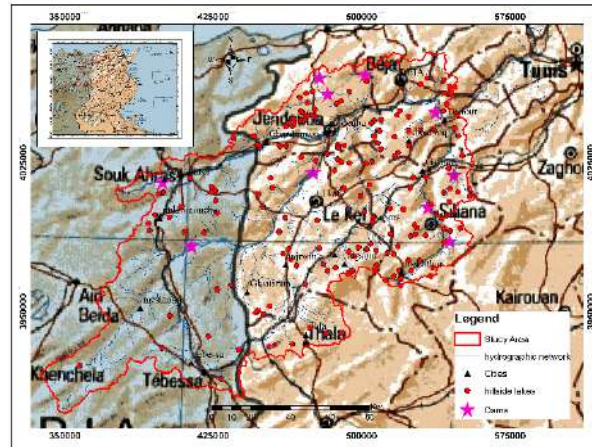


Figure.1. Délimitation de la zone d'étude

Pour les besoins de l'étude, nous avons utilisé les données suivantes : Extraits d'images Google Earth (année 2017). Six images satellitaires téléchargées gratuitement en deux périodes (sèche et humide) de 2017 et 2018, à partir du site <https://earthexplorer.usgs.gov/> de l'USGS. Des séries de pluie mensuelle homogène en (mm) de la période allant de 1969 à 2007.

La méthode utilisée consiste à cartographier les facteurs qui déclenchent l'érosion, en utilisant l'équation universelle révisée de la perte de sol (RUSLE) (eq.1) intégrée à l'imagerie satellitaire (Landsat 8 Oli). Chaque facteur avait une taille de cellule de 30 m. Toutes les couches ont été projetées dans la zone UTM 32N en utilisant le WGS1984. Les scénarios de risque d'érosion des sols proposés dans cette étude correspondent aux situations suivantes : (a) Le scénario d'érosion actuel, sans modifications. (b) Scénario d'incendie, où les zones actuellement couvertes de forêts sont supposées être affectées par le feu, en influençant les valeurs des facteurs K et C [6] ;[11].

$$A = R.K.L.S.C.P \dots \dots \dots (1)$$

Avec le A exprime les pertes de terre annuelles moyennes en tonnes par hectare par année. R correspond au facteur de pluie et de ruissellement par secteur géographique. K représente le facteur d'érodibilité du sol. LS est le facteur de longueur et d'inclinaison de la pente. Le C correspond au facteur de culture (végétation) et de gestion. Et le P correspond au facteur de pratique de conservation.

Pour le scénario actuel, R a été calculé en utilisant le modèle de Belaid 2015 ajustée à la Tunisie sur la base des précipitations annuelles et mensuelles. C a été évalué par une relation expérimentale sur la base de l'indice de végétation par différence normalisée (NDVI). K a été tiré de la base de données mondiale harmonisée sur les sols (HWSD). Le LS a été estimé selon les équations du modèle RUSLE. Pour le scénario d'incendie, les facteurs RUSLE ont été ajustés sur la base de données de la littérature.

3 Résultats

Les résultats présentés détaillent d'une part le calcul et la spatialisation des différents facteurs du modèle RUSLE (R, K, LS, C, P) (Figures 2,3,4) et d'autre part la spatialisation et l'estimation des pertes de sols potentiellement émises sur le bassin de la Medjerda. (Figure 3 et Tableau 1).

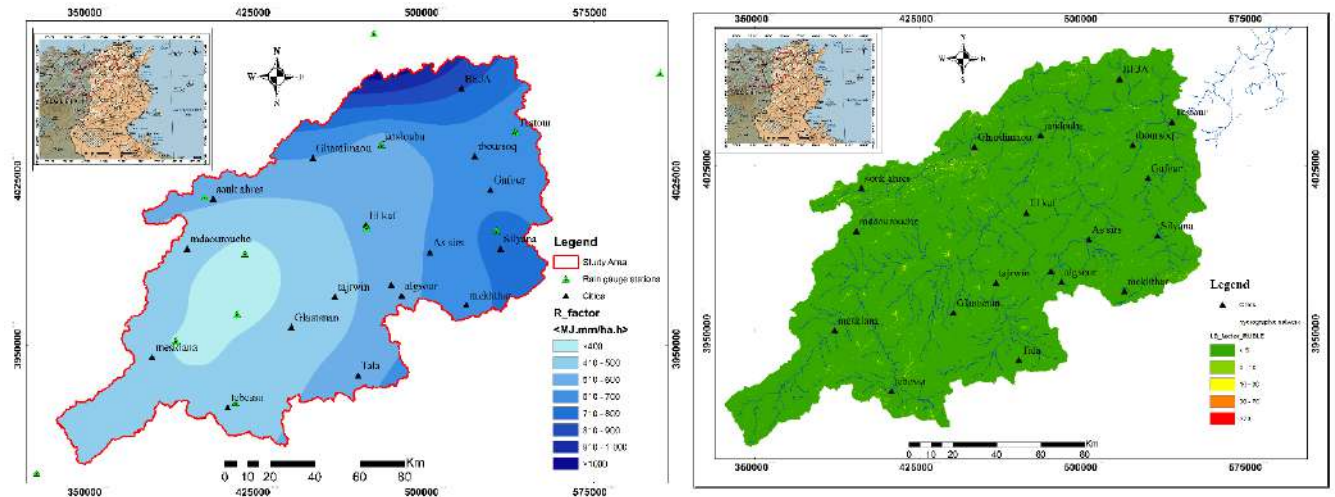


Figure 2. Les facteurs d'érosion R et LS du modèle RUSLE selon les deux scénarios

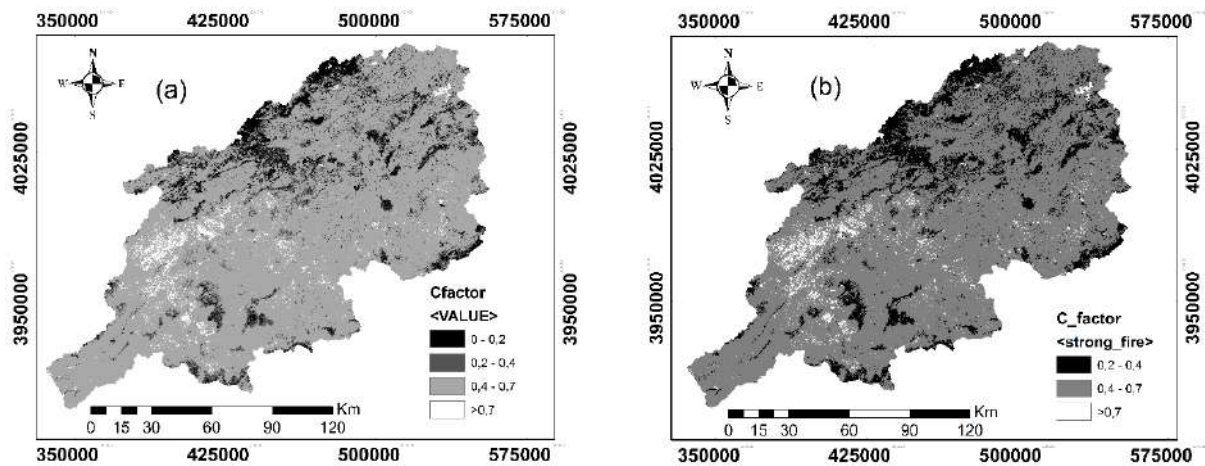
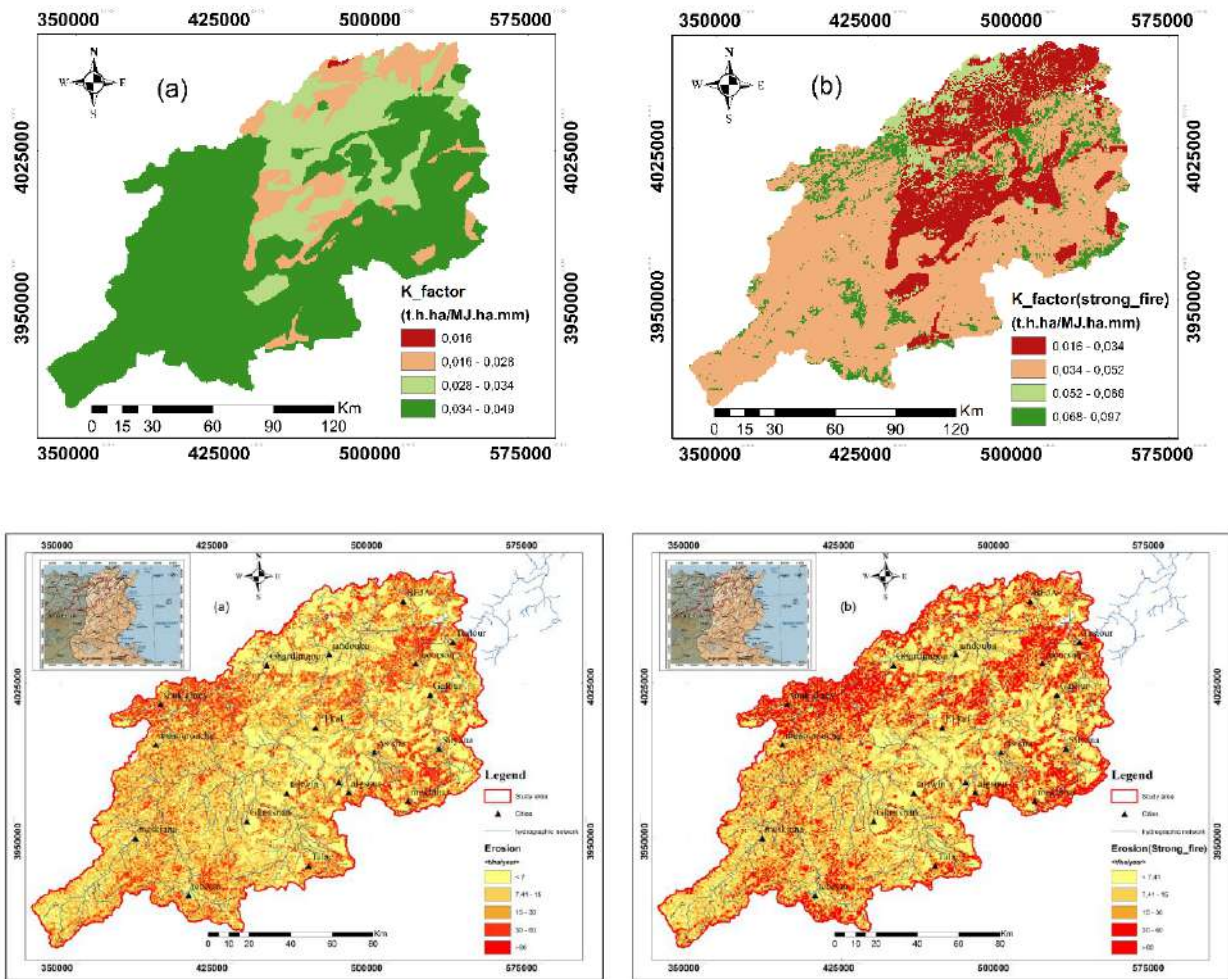


Figure 3. Le facteur C du modèle RUSLE selon les deux scénarios (a/actuel. b/incendie)

**Tableau.1.** Superficie des classes des pertes de sol

Scenarios Risque d'érosion (t/ha/an)	Scenario actuel	Scenario d'incendie	Sans aménagement
Tolerable	36.21	30.85	25.60
Low	25.91	24.97	28.95
Way	22.13	22.46	26.38
High risk	13.64	16.45	16.48
Very high risk	2.11	5.27	2.60

4 Discussion

La Medjerda est soumise à une forte agressivité climatique correspondant à une classe de R supérieure à 100MJ.mm/ha.h.an. Les valeurs de R varient de 400 MJ.mm/ha.h.an dans le centre-est du bassin à environ 1000MJ.mm/ha.h.an dans le nord-ouest, avec une moyenne de 543,26 MJ.mm/ha.h.an. Nous avons observé un gradient croissant de l'amont du bassin à son exutoire avec une forte augmentation du sud au nord. Les résultats obtenus par cette étude sont comparables à d'autres études réalisées sur d'autres bassins de climat semi-aride [1] ; [2] ; [5]

Les pertes par érosion varient entre 0 et 100 t/h/an et la perte moyenne est estimée à 13,27 t/ha/an, cette estimation dépasse les limites tolérables estimées pour la formation du sol entre 2 et 12 t ha⁻¹ an⁻¹ dans les

environnements méditerranéens [9]. Comme le montre le (tableau 1), 36,21% de la zone du bassin versant de la Medjerda ont des valeurs de taux d'érosion comprises entre 0 et 7,41 t/ha/an, qui peuvent être classées comme risque tolérable. 25,91% de la superficie a des valeurs allant de 7,42 à 15 t / ha / an, et 22,13% du bassin ont montré des pertes de sol comprises entre 15 et 30 t / ha / an, ce qui peut être considéré comme un risque moyen d'érosion. La zone à haut risque représente 15,75% du bassin avec une valeur supérieure à 30 t / ha / an.

Les faibles valeurs potentielles occupent les plaines, dans la partie nord-est et sud-ouest du bassin, où les pentes sont inférieures à 5%, tandis que les valeurs fortes se retrouvent à des altitudes plus élevées. Le risque maximal est observé en amont de l'Oued Medjerda et dans les hautes altitudes des bassins du Chabro, du Ranem et de la Siliana. D'autre part, la plaine alluviale du bassin Meskiana et la présente plaine Boussalem s un risque beaucoup plus faible.

Les incendies de forêt d'origine naturelle ou humaine peuvent entraîner une érosion hydrique. La distribution de la variation de l'érosion causée par le feu par rapport à l'érosion actuelle montre que 10% de la région a noté des variations entre une et cinq fois le taux moyen du scénario actuel (100% <PV <500%). Cependant, environ 77,8% du territoire présente des variations entre 0 et 5%. Le taux d'érosion moyen a augmenté de 8% par rapport à l'état sans feu. Cette augmentation se fait au détriment de la classe d'érosion définie.

5 Conclusion

Le modèle empirique RUSLE pour évaluer l'érosion des sols a été utilisé pour montrer la gravité de l'érosion et réaliser sa cartographie dans les bassins de la Medjerda et de la Mellegue, ainsi que pour comparer des scénarios d'érosion. La carte des risques d'érosion obtenue constitue un document d'aide à la décision, qui peut contribuer à l'utilisation rationnelle du territoire de la région. La mise à jour de la base de données peut permettre le suivi et la surveillance des zones à risque. Les incendies de forêt réduisent le couvert végétal et la capacité d'absorption d'eau par le sol, ce qui entraîne des ruissellements plus importants, qui peuvent déclencher des glissements de terrain à grande échelle. Les résultats obtenus à partir de la simulation des incendies de forêt, indiquent que si les mesures de lutte contre l'incendie sont négligées, le taux d'érosion moyenne augmente de 8% par rapport à l'état sans feu. Les comparaisons des différents scénarios d'érosion hydrique ont permis d'identifier les zones à haut risque et de mettre en place des mesures de prévention et de contrôle pour limiter les dommages environnementaux et les coûts associés.

Références

- [1] Chadli, K.: Estimation of soil loss using RUSLE model for Sebou watershed (Morocco). *Model. Earth Syst. Environ.* (2)51, (2016)
- [2] Chafai, A., Brahim, N., Shimi, N, S.: Mapping of water erosion by GIS/RUSLE approach: watershed Ayda. *Arabian Journal of Geosciences* (13)810, 1-14 (2020)
- [3] Gao, J., Wang, H.: Temporal analysis on quantitative attribution of karst soil erosion: a case study of a peak-cluster depression basin in Southwest China. *Catena* (172): 369–377 (2018)
- [4] Hermassi, T., Cherif, M, A., Habaieb, H.: Solid transport study at the Merguellil watershed, central Tunisia: case study of Ettiour and Rajela watersheds. *Houille Blanche-Revue Internationale De L'Eau.* (4), 88-96(2014)
- [5] Khemiri, K., Jebari, S. Évaluation de l'érosion hydrique dans des bassins versants de la zone semi-aride tunisienne avec les modèles RUSLE et MUSLE couplés à un Système d'information géographique. *Cahiers Agricultures*, 30, 7 (2021)
- [6] Larsen, I, J., Mac Donald, L, H.: Predicting post-fire sediment yields at the hillslope scale: testing RUSLE and disturbed WEPP. *Water Resources Research* 43(11): 412(2007)
- [7] Meddi, M., Toumi, S; Assani, A.: Spatial and temporal variability of the rainfall erosivity factor in Northern Algeria. *Arabian Journal of Geosciences* 9(4): 282(2016)
- [8] Remini, B., Hallouche, W.: Studying sediment. *International Water Power and Dam Construction*. 59. 42-45 (2007)
- [9] Renard K, G., Foster G, R., Wessies, G, A., Porter, J, P.: Revised universal soil loss equation. *Journal of Soil and Water Conservation*, 46, 30–33 (1991)
- [10] Rojo, L.: National plan for hydrological-forest restoration and erosion control. (National plan for hydrological-forest restoration and erosion control), *Volume I. Memory*, 2 (1990)
- [11] Terranova, O., Antronico, L., Coscarelli, R., Laquinta, P. : Soil erosion risk scenarios in the Mediterranean environment using RUSLE and GIS: an application model for Calabria (southern Italy). *Geomorphology* 112(3-4): 228-245 (2009).

CONTRIBUTION A LA CARACTERISATION DES SOLS A ACCUMULATIONS CALCAIRES DE LA REGION DE OUARGLA

R. KHEMIS¹, F. YUCEF^{1,2}, B. HAMDY-AISSA^{1,2}, A. LARWI et S. FROUHAT

¹Département des Sciences Agronomiques, Université KASDI Merbah Ouargla, 30000 Algérie,
email : khemisrezka@gmail.com, youcef_yf@yahoo.fr

²Laboratoire de Biogéochimie des Milieux Désertiques, Université KASDI Merbah Ouargla,
30000 Algérie, email : youcef_yf@yahoo.fr, hamdi_30@yahoo.fr

Résumé. Les sols des régions sahariennes sont caractérisés par l'existence de différentes accumulations de sels dont le calcaire qui est présent et préservé au niveau de ces sols grâce au climat aride caractérisé par la faiblesse des précipitations et une évapotranspiration intense.

Ce travail a porté sur une étude de quelques profils de sol à accumulation calcaire dans la région de Ouargla (Sahara septentrional Algérien). Le choix des sites, la description morphologique et l'échantillonnage ont été effectués suite à une étude préliminaire sur le terrain. Au laboratoire, des analyses physiques, chimiques et physico-chimiques ont été réalisées pour caractériser les profils étudiés.

D'après les résultats obtenus, les profils étudiés ont une texture sableuse, une structure particulaire, une teneur relativement élevée en calcaire totale, ils sont légèrement à moyennement alcalin, très salé à extrêmement salé avec un faciès géochimique sulfaté sodique à sulfaté calcique dans la plupart des cas, une faible teneur en matière organique et sont légèrement à extrêmement gypseux. Les formes d'accumulation de calcaire observées dans la région sont les suivantes : les nodules calcaires, les amas, les distributions diffuses, l'encroûtement et la croûte. L'existence de ces formes dans le Sahara indique une alternance entre des périodes humides permettant la dissolution des différents sels et des périodes sèches aboutissant à l'accumulation de ces derniers.

L'existence de ces différentes accumulations calcaires au niveau du sol affecte le comportement physique de ces derniers et leur donne une particularité texturale et structurale influençant leur utilisation agricole ou autre.

Mots clés: Sol, Ouargla, Calcaire, Sahara, Aridité, texture, Accumulation.

Abstract. The soils of the Saharan regions are characterized by the existence of different accumulations of salts including the limestone that is present and preserved in these soils due to the arid climate characterized by low precipitation and high evapotranspiration.

In this work a study of some soil profiles with calcareous accumulations in the region of Ouargla (northern Algerian Sahara) was undertaken. Site selection, morphological description and sampling were conducted following a preliminary field study. In the laboratory, physical, chemical and physico-chemical analyses were carried out to characterize the profiles studied.

Based on the results obtained, the soils have a sandy texture, a particulate structure, a relatively high total limestone content, they are slightly to medium alkaline, Very salty to extremely salty, low organic matter content and are slightly to extremely gypsic. The forms of limestone accumulation observed in the region are: limestone nodules, clusters, diffuse distributions, crusting and crust. The existence of these forms in the Sahara indicates an alternation between wet periods allowing the dissolution of the various salts and dry periods leading to the accumulation of the latter.

The existence of these different calcareous accumulations in the soil affects their physical behaviour and gives them a textural and structural particularity influencing their particulate.

Keywords: Soil, Ouargla, Limestone, Sahara, Aridity, texture, Accumulation.

1 Introduction

Les sols Sahariens sont naturellement très variés. Les carbonates principalement CaCO_3 apparaissent par des formes variées et sont mieux conservés dans les conditions d'aridité actuelle.

Il existe une transition progressive dans la distribution verticale des accumulations de calcaire en passant par des accumulations diffuses et discontinues à l'accumulation continue et enfin à des horizons indurés plus différenciés (Paquet et Ruellan, 1997).

Notre travail contribue à caractériser les sols de la région de Ouargla et les accumulations calcaires présentes suivant une prospection sur terrain suivie par une étude morphologique et analytique.

2 Matériels et Méthodes

L'étude morphologique des profils étudiés est faite selon les principes de Baize et Jabiol (1995). Elle est associée par des analyses au laboratoire : Granulométrie par tamisage à voie humide ; Dosage du calcaire total par calcimètre de Bernard ; Dosage du gypse par la méthode de Coutinet ; Mesure de pH et de conductivité électrique à partir de l'extrait 1/5 ; dosage de matière organique par la méthode de Anne ; les ions sont analysés par le spectrophotomètre à flamme ; l'observation des lames minces sous microscope polarisant est faite pour quelques échantillons selon les principes de Bullock et al. (1985).

3 Résultats

La prospection autour de la région de Ouargla nous a permis d'étudier 3 profils avec des caractères plus ou moins différents (profil 1 (Latitude : $31^{\circ}57'30''$ N, Longitude : $5^{\circ}25'5''$ E Altitude : 140 m) ; profil 2 : (X : $5^{\circ}18.38'5''$; Y : $31^{\circ}56.26'2''$; Alt : 134m) et le profil 3 : (Latitude : $31^{\circ}53'45''$ N ; Longitude : $5^{\circ}9'1''$ E ; Altitude : 250 m).

L'étude morphologique de ces profils révèle des horizons de texture sablo limoneuse à sableuse, avec l'existence de différentes formes d'accumulations calcaires. La forme diffuse existe dans tous les horizons, le profil 1 est caractérisé par la présence des nodules, de manchons et de l'encroustement calcaire et le profil 3 présente une dalle calcaire avec une forte effervescence localisée à l'HCl. Les analyses physico-chimiques indiquent un taux variable de calcaire total de non calcaire à modérément calcaire avec un faciès géochimique sulfaté sodique à sulfaté calcique, la moyenne du taux de calcaire pour les horizons pris en considération est plus élevée dans les horizons de profondeur par rapport aux horizons de surface et de sub-surface. La caractérisation micro morphologique des horizons de profil 2 montre l'existence des revêtements calcitiques, des fantômes du gypse, et des racines calcifiées.

Tableau 1 : Résultats des analyses physico-chimiques du profil 1

Ech.	Prof (cm)	pH	CE (ds/cm à 25°C)	Calcaire totale %	Gypse %	MO %
H 1	0-17 cm	7,84	5,47	10,54	2,78	1,50
H 2	17-33 cm	7,67	5,96	9,60	3,73	0,37
H 3	33-75 cm	7,64	4,02	8,20	3,28	0,18
H 4	>75 cm	7,51	8,81	5,62	2,31	0,55

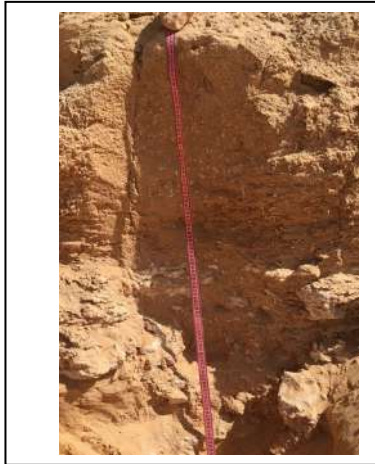


Photo 1 : le profil 1

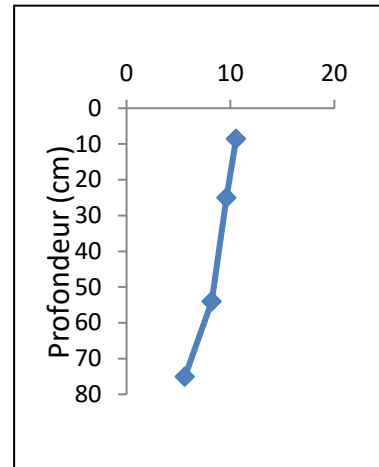


figure 1 : le profil du calcaire total du profil 1

Tableau2. Les Résultats des analyses physico-chimiques de profil 2.

Ech.	Prof. (cm)	Calcaire total %	Gypse %	M.O %	pH	CE ds/m à 25°C
H0	0-20	1,62	39 ,26	1,48	7,26	19,14
H1	20-80	17,03	0,30	0,21	7,97	5,54
H2	80-110	25,14	0,30	0,58	7,9	2,53
H3	110-120	0,04	0,89	3,28	8,15	1,41
H4	120-130	0,41	0,30	1,75	7,84	0,53
H5	130-160	0,16	0,44	0,42	7,66	0,55
H6	160-180	0,00	0,44	0,21	7,78	0,68

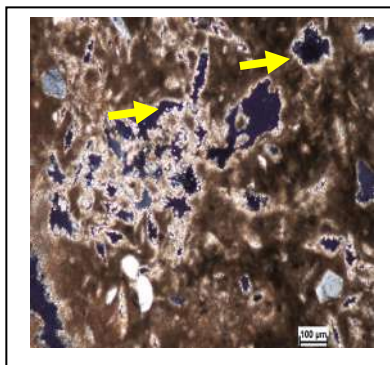


Photo 2 : Revêtements calcitiques observé dans le profil 2

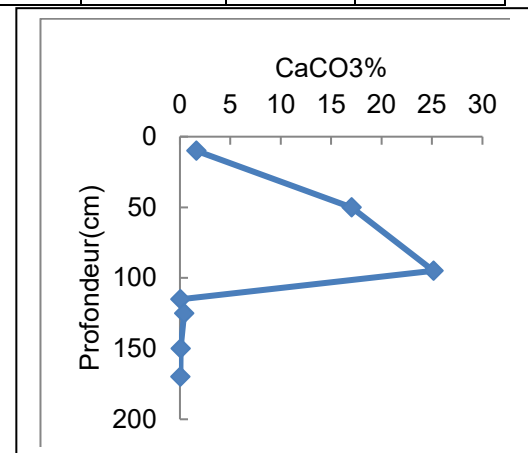
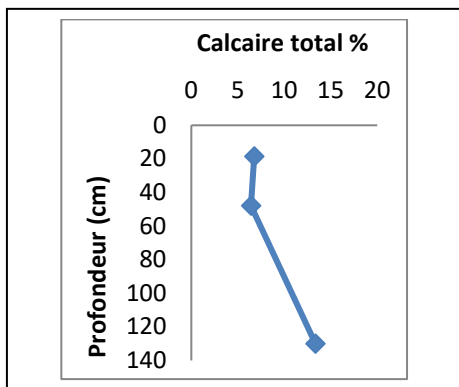


Figure2 : profil du calcaire total du profil 2

Tableau3. Les Résultats des analyses physico-chimiques de profil 3.

Ech.	Prof. (cm)	pH	CE (dS/cm à 25°C)	Calcaire totale %	Gypse %	MO %
H 1	0 -36	7,46	2,61	6,76	19,32	0,19
H 2	36 - 59	7,64	2,62	6,42	6,63	0,26
H 3	>59	7,42	2,84	13,35	7,10	0,37

**Figure 3** : profil de calcaire total du profil 3

4 Discussion

La variabilité des critères des profils étudiés signifie la différence des conditions climatiques au cours du temps et la présence des accumulations calcaires témoignent du passage par une période plus humide qu'aujourd'hui. Leur grande variété dépend de la nature lithologique de l'encaissant, du climat, de la chimie des eaux et de l'activité biologique (Benkaddour *et al.*, 2008). Selon Hamdi-Aïssa (2001) et Youcef (2006) les formes nodulaires sont le résultat de l'alternance de phases d'érosion éolienne et hydrique qui provoque l'enfouissement de ces nodules dans le matériau sableux donc indiquent une succession entre des conditions humides et arides. Cependant, l'encroûtement calcaire qui est observé dans le profil 1 peut être expliqué par une accumulation qui s'est produite après une période humide permettant la solubilisation du calcaire puis sa précipitation et son accumulation en profondeur quand le climat devient aride.

L'existence de croûtes et d'encroûtements signifie selon Beaudet (1986), que des eaux suffisamment abondantes et agressives étaient capables de mettre en solution une quantité importante de carbonates de provenances diverses, mais aussi que les conditions bioclimatiques étaient telles que la totalité de ces solutions n'était pas exportée à l'extérieur des « paysages » et qu'au contraire une partie d'entre elles précipitait à une relative proximité de leur source.

Les revêtements calcitiques observés au niveau microscopique sont le résultat d'une température élevée et un bilan hydrique faible avec une concentration élevée en carbonates (Durand *et al.*, 2010).

Dans les régions humides, où la pluviométrie dépasse largement l'évapotranspiration, la calcite et les sels plus solubles sont éventuellement éliminés. Dans les climats un peu sec, avec un excès relativement faible de l'évapotranspiration, le carbonate de calcium persiste habituellement, ou même s'accumule, mais les composés plus solubles sont éliminés (van Breemen et Buurman, 2003).

5 Conclusion

Ce travail qui avait comme objectif principal la caractérisation des accumulations calcaires dans la région de Ouargla nous a permis de conclure que les sols étudiés présentent de multiples formes d'accumulations

calcaires qui sont : les nodules, les manchons et l'encroûtement calcaire. Elles indiquent le passage par une période plus humide où le calcaire était soluble suivi par une aridité qui favorise leur accumulation.

Références

- Baize, D. &Jabiol, B..*Guide de description des sols*. Ed. AFES-INRA, Paris,(1995).
- Bullock, P., Fedoroff, N., Jongerius, A., Stoops, G., Tursina, T., & Babel, C. *Handbook for soil thin section description*. Waine Research Publications, Wolverhampton. (1985)
- BenkaddourAbdelfattah ,Rhoujjati Ali et Nour El baitMajda . *Hydrologie et sedimentation actuelles au niveau des lacs iffer et aguelmamazigza (moyen atlas, maroc)* . , RQM4, Oujda, (2008)
- Durand Nicolas, Monger H. Curtis, et Matthew G. Canti. *Calcium Carbonate Features in Interpretation of Micromorphological Features of Soils and Regoliths*. Ed Elsevier.(2010)
- Hamdi-Aissa, B. *Le fonctionnement actuel et passé des sols du Nord Sahara (cuvette de Ouargla). Approche micromorphologique, géochimique et minéralogique et organisation spatiale*. PhD dissertation, Institut National Agronomique, Paris Grignon, (2001)
- Khokhlova, O.S. &Kouznetsova, A. M. 2004. Carbonate accumulation morphology in a soil chronosequence in the southern Pre-Ural, Russia: Significance for Holocene paleoenvironmental reconstruction. *RevistaMexicana de CienciasGeológicas*(21) 1: 185-194.
- Youcef, F. *Indicateurs paléoécologiques dans les sols des bassins endroïques (Sebkha et daya) du Sahara septentrional. Exemple des sebkhas de Ouargla et Mellala et de Daya d'El-amied*. Mémoire Magistère en Agronomie . Univ. Ouargla, (2006).
- Paquet, H. &Ruellan, A. 1997. *Calcareous Epigenetic Replacement (Epigénie) in Soils and Calcrete Formation*. In: *Soils and Sediments Mineralogy and Geochemistry*. (Ed. H. Paquet& N. Clauer), pp. 21-48. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg.
- Beaudet, G. 1986. *A propos des croûtes et encroûtements calcaires*. Annales de Géographie: 531: 617-627.
- vanBreemen, N. &Buurman, P. 2003. *Soil formation*. 2ième Edition. Kluwer academic publishers. Dordrecht.415 p.

LA PROGRESSION DE LA SALINISATION DANS LA PLAINE DE BORDJIA (MOSTAGANEM, ALGERIE) : UN ENJEU MAJEUR

F. MOSTEFA¹, N. LAREDJ¹, M. MALIKI¹, M. HANIFI¹

¹*Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, email : mostefa.f@outlook.com
nad27000@yahoo.fr, mus27000@yahoo.fr, hanifimissoum@yahoo.fr*

Résumé. De nos jours, le phénomène de salinisation est considéré comme une source majeure de dégradation des sols dans le monde et en Algérie. Plus de 800 millions d'hectares de sols à travers le monde sont touchés par la salinité dont 434 millions d'hectares sont classés comme sodiques et 397 millions comme sols salins. Les effets dévastateurs de la salinisation engendrent des dégâts et des désordres importants en terme environnemental ainsi qu'en matière de construction d'ouvrages et d'édifices en Génie Civil. La présence de sels au sein de la matrice du sol provoque des modifications importantes des caractéristiques physico-chimiques entraînant ainsi un gonflement et une dispersion des particules du sol. L'objectif principal de ce travail est d'étudier la relation entre la climatologie et la salinisation dans la plaine de Bordjia afin d'établir les différents profils salins et de proposer une méthode de désalinisation adéquate.

La plaine de Bordjia est située au sud-ouest de la région de Mostaganem (Algérie). Elle connaît actuellement une perte considérable de ses terres en raison du problème de salinisation. L'analyse des données cartographiques et climatiques de cette région a démontré que le climat régnant est semi-aride, caractérisé par une très faible pluviométrie et une température moyenne élevée en saison chaude, ce qui explique l'utilisation de l'irrigation pour l'agriculture comme seule alternative au manque de ressources en eau. D'autre part, les résultats de la conductivité électrique ont démontrés que la salinité est plus concentrée dans la région sud de la plaine. Les analyses physico-chimique et minéralogique ont révélées une texture argileux-limoneuse à moyenne plasticité et à prédominance minéralogique d'illite et de kaolinite. Les valeurs obtenues de la conductivité électrique moyenne (CE 1/5), varient entre à 12,45 mS/cm en surface et 7,24 mS/cm en profondeur et celles du ESP sont de l'ordre de 29,53 à 46,78. D'autre part, les CEC varient en moyenne de 12,37 à 13,19 tandis que le pH est supérieur à 8. La comparaison de ces différentes variables (CEC, pH, SAR et ESP) a démontré que le sol présente des profils très salins de type ascendant, le classant ainsi dans la catégorie des sols salin-sodique avec une alcalinité grave à très grave. Le sodium échangeable présente un taux moyen de 45,10 % indiquant que le sol est complètement dégradé.

Mots clés : sol salin, environnement, CEC, conductivité électrique, sodicité.

Abstract. Nowadays, the phenomenon of salinization is considered as a major source of soil degradation in the world and in Algeria. Over 800 million hectares of soil worldwide are affected by salinity, of which 434 million hectares are classified as sodium and 397 million hectares as saline soils. The devastating effects of salinization cause significant damage and disorder in environmental terms as well as in the construction of civil engineering works and buildings. The presence of salts within the soil matrix causes significant changes in the physicochemical characteristics, thus leading to swelling and dispersion of soil particles. The main objective of this work is to study the relationship between climatology and salinization in the Bordjia plain in order to establish the different salt profiles and to propose an adequate desalination method.

The Bordjia plain is located in the southwest of the region of Mostaganem (Algeria). She is currently experiencing a considerable loss of her land due to the problem of salinization. The analysis of cartographic and climatic data of this region has shown that the prevailing climate is semi-arid, characterized by very low rainfall and high average temperature in the hot season, which explains the use of irrigation for the agriculture as the only alternative to the lack of water resources. On the other hand, the results of the electrical conductivity showed that the salinity is more concentrated in the southern region of the solid. Physico-chemical and mineralogical analyzes revealed a clayey-silty texture with medium plasticity and predominantly mineralogical of illite and kaolinite. The values obtained for the average electrical conductivity (CE 1/5) vary between 12,45 mS / cm at the surface and 7,24 mS / cm at depth and those of the ESP are of the order of 29,53 to 46,78. On the other hand, the CECs vary on average from 12,37 to 13,19 while the pH is greater than 8. The comparison of these different variables (CEC, pH, SAR and ESP) has shown that the soil presents very saline of ascending type, thus classifying it in the category of saline-sodium soils

with severe to very severe alkalinity. Exchangeable sodium has an average level of 45,10% indicating that the soil is completely degraded.

Keywords : Saline soil, environnement, CEC, electrical conductivity, sodicity.

1 Introduction

Les phénomènes climatiques tels que le gel-dégel, les actions thermiques, mécaniques et physiques (érosion..), les actions chimiques (remontée des sels et acides), peuvent entraîner de potentiels désordres des infrastructures et dégradations des sols. La construction dans un milieu d'environnement chimiquement agressif tel qu'un sol salin, devraient être effectuées en tenant compte du risque de la corrosion saline du béton et des structures routières. De nombreuses études ont conclu que les sols salins sont très compressibles, sensibles à l'humidité ; et sont sujets à un effondrement agressif de la capacité portante lorsqu'ils sont immergés dans l'eau [1]. Du fait des changements climatiques, l'irrigation des sols est devenue le moyen le plus utilisé pour l'agriculture. Ce choix à double tranchants génère deux problèmes majeurs ; la dégradation de la qualité des sols et la perte en ressources en eau, conduisant ainsi à un danger sérieux pour la durabilité de ce système d'exploitation des terres notamment en zones semi-arides et arides [2], [3], et [4]. Selon la FAO, le monde perd au moins 3 ha de terres arables chaque minute à cause de la salinité. En 2012, l'UNEP et la FAO ont estimé une superficie de 412 millions (ha) de sols salins contre 618,1 millions (ha) de sols sodiques au niveau des zones arides par continent (Afrique ; nord et sud d'Amérique...).

En Algérie, les superficies irriguées sont passées de 350 milles (ha) en 2001/2002 à 1,3 millions (ha) en 2016/2017. Selon le ministère de l'agriculture et du développement rural (MADR), la salinisation a touché près d'un million ha des terres agricoles jusqu'en 2006, dont une partie se trouve localisée dans les périmètres irrigués de la région nord-ouest du pays, connue pour son climat aride et semi-aride. D'autre part, les sols affectés par la salinisation secondaire ont atteint entre 20% à 50% des terres irriguées. La région de Mostaganem, de par sa localisation géographique, présente toutes les caractéristiques des régions méditerranéennes. La plaine de Bordjia, connue pour son agriculture, est l'une des zones les plus touchée par le phénomène de salinisation des sols au niveau de la région de Mostaganem. Cette plaine, par sa grande superficie, perd de jour en jour des surfaces importantes de ses terres cultivables, en raison d'un système d'irrigation croissant par les eaux souterraines chargées en sel.

La mise en valeur des terres de cette région est nécessaire vue l'expansion de la salinité. Des solutions ont été proposées, telles que l'extension d'un système de drainage et d'assainissement, néanmoins, du fait de la faible pluviométrie, il est recommandé d'explorer d'autres méthodes efficaces, rentables localisées ou étendues. Le présent travail consiste à évaluer la salinité du sol actuel et de faire la synthèse des causes qui ont conduit à ce phénomène dans la plaine d'une part ; et étudier les profils salins en vue de proposer une méthode de désalinisation adéquate et d'évaluer sa performance d'autre part.

2 Phénomène de salinité dans la plaine de Bordjia

La plaine des Bordjia est connue pour son climat méditerranéen semi-aride avec des périodes sèches qui s'étalent de la mi-Avril à la mi-Septembre, soit cinq mois pendant lesquels l'irrigation est indispensable. La formation du matériau originel des sols de Bordjia est l'un des facteurs les plus importants causant une salinisation primaire des terres. En effet l'origine sédimentologique du sel s'explique par les apports alluviaux et affleurements géologiques salifères des bassins versants, les sels sont entraînés vers les dépressions par les eaux ruisselantes et finissent accumulés sur toute l'étendue du périmètre, lui conférant ainsi l'aspect de marécage. En d'autre partie, la salinisation secondaire est causée par l'irrigation avec une eau souterraine présentant un degré d'agressivité très fort, avec un risque d'alcalinité élevé selon les normes algériennes. Sans réseau de drainage adéquat pour la lixiviation et l'élimination des sels, ces apports entraînent une augmentation de la teneur en sel des sols. Plus la conductivité électrolytique de l'eau d'irrigation est forte, plus la teneur en Na augmente, provoquant ainsi un enrichissement net en sodium soluble.

L'évolution de la salinité est bien établie, La conductivité électrique des sols varie de 4 à 16.26 mmhos/cm et peut dépasser les 25 mmhos/cm à quelques endroits. En général, elle est souvent supérieure à 2 mmhos/cm. [5].

3 Matériels et Méthodes

3.1. Présentation de la parcelle d'étude

Le choix de la parcelle sélectionnée est basé sur la carte de la répartition spatiale de la salinité, à l'endroit où la salinité est la plus élevée (fig 1). La parcelle est localisée dans la partie extrême sud de la zone des bordjias. Sa situation géographique est limitée par les coordonnées longitude/latitude (WGS 1984), entre latitude 35°41'54.97" N à 35°41'56.37"N et longitude : 0° 6'41.12"E à ,0° 6'42.77"E. Des échantillons de sol ont été prélevés au niveau de quatre points espacés de 40 m à deux profondeurs : profondeur I (0-0.5m) notée PI et profondeur II (0.5-1.5m) notée PII. Les échantillons sont séchés ; étuvés et broyés, une série d'essai a été effectuée.

3.2. Protocoles d'essais

Les analyses minéralogiques et physico-chimiques des différents échantillons de sol prélevés, ont été déterminées à l'aide des techniques suivantes :

- La composition chimique et minéralogique ont été réalisées par rayons X fluorescence (XRF) et diffraction des rayons X.
- L'analyse granulométrique par tamisage norme [P 18-560] et par la méthode de sédimentation pour la fraction fine norme [NF P94-057]
- Le dosage du calcaire total (en %) a été réalisé par le calcimètre Bernard [NF ISO 10693]
- La valeur en bleu du sol (VBS) et surface spécifique (NF P94-068) et limites d'Atterberg (NF P94-051).
- Le pH (potentiel Hydrogène) Rapport sol/eau = m/v = 1/2.5 (norme AFNOR NF X31- 103).
- La conductivité électrique : (1) CE 1/5 à l'extrait dilué avec un apport sol/eau =1/5 (norme ISO : 11265) et la méthode de la pâte saturée (CEPs) [14]. Le résultat est exprimé en mS/cm.
- La matière organique (MO) : sa teneur a été évaluée selon la méthode Walkey et Black. Le résultat est exprimé en fonction de C% [15].
- Les bases échangeables : saturation par une solution d'acétate d'ammonium 1N ajusté à pH = 7. Le dosage des cations a été effectué par absorption atomique et photomètre à flamme [16].
- La capacité d'échange des cations (CEC) : effectuée par la méthode Metson (extraction à l'acétate d'ammonium) AFNOR NF X31-130.
- Le dosage des anions solubles a été obtenu à partir de l'extrait de la pâte saturée du sol.

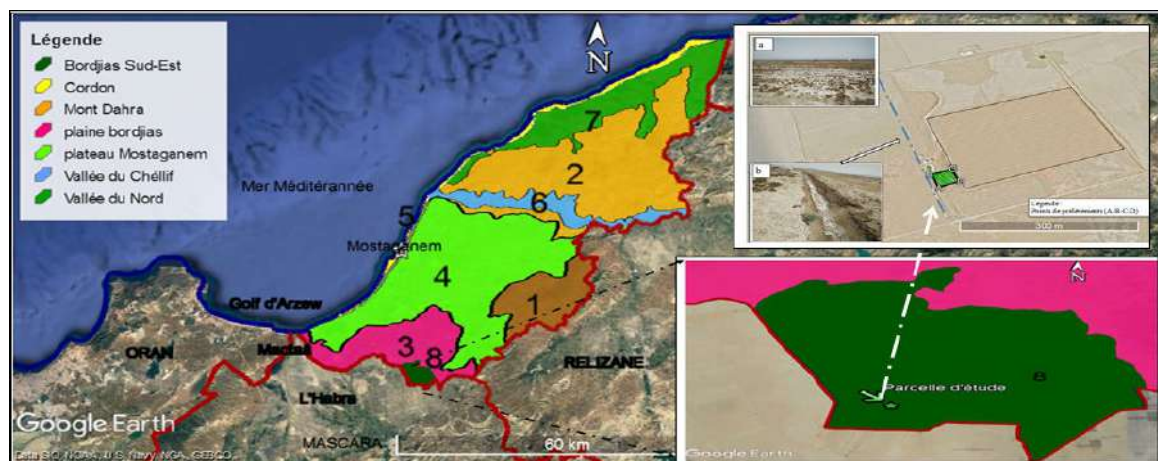


Figure. 1. Carte géographique de la région de Mostaganem et Parcelle d'étude

4 Résultats

4.1. Analyse minéralogique et texture du sol

L'analyse minéralogique des huit prélèvements a révélé que le sol se compose essentiellement d'argile, principalement la kaolinite (7,10%) et l'illite (24,90 %). D'après l'analyse granulométrique, le sol est de nature argileux-limoneuse ; de texture fine à très fine faiblement perméable ; ne permettant pas un bon lessivage interne des sols

4.2. Analyse pédologique

4.2.1 Calcaire, matière organique et potentiel hydrogène

Les résultats des essais ont démontré que les teneurs en calcaire sont homogènes au niveau du profil et leur moyenne varie de 22,93 en PI à 23,85% en PII. D'autre part, les résultats des essais de la matière organique (MO) ont révélé que le sol est classé dans la catégorie des sols de moins à peu organiques avec des valeurs ayant tendance à diminuer en profondeur. Ces dernières sont comprises entre 2,38 % en PI et 1,55 % en PII. Quant au potentiel hydrogène (pH), il varie de 7.43 à 8.30. Ces valeurs correspondent à une réaction du sol relativement alcaline, caractéristique principale des sols salins [14].

4.2.2 Salinité et sodicité /alcalinité

La conductivité électrique, déterminée par les méthodes (CEps), ($CE_{1/5}$) et l'ESP, sont les variables discriminantes sur lesquelles se base la classification des sols vis à vis du processus de salinisation et de sodicité. L'analyse montre que le sol est caractérisé par une salinité importante dite saline en PII à fortement saline en PI, identifiant ainsi un profil salin ascendant [6]. Pour PI, les conductivités CEps varient entre 86,328 et 180,636 mS/cm, celles de $CE_{1/5}$ sont comprises entre 11,75 et 12,8 mS/cm ; alors que pour le PII ces valeurs chutent en profondeur pour atteindre 35,244 et 65,225 mS/cm pour CEps et 6,6 et 7,74 mS/cm pour $CE_{1/5}$ (fig 2). Cette disparité entre les deux horizons reflète la quantité importante des sels dissous en PI plus qu'en PII.

Ce type de profil ascendant est relié à l'état hydrique des sols secs provoquant la remontée des sels par capillarité. Ces derniers s'accumulent en surface par concentration dans la matrice du sol. Il est clair que la saison chaude a un effet important sur l'évolution de la salinité [6] et [7]. En régime non saturé, la remontée capillaire entraîne le transport des sels par flux de masse vers la surface du sol où ils s'accumulent après évaporation de l'eau [9].

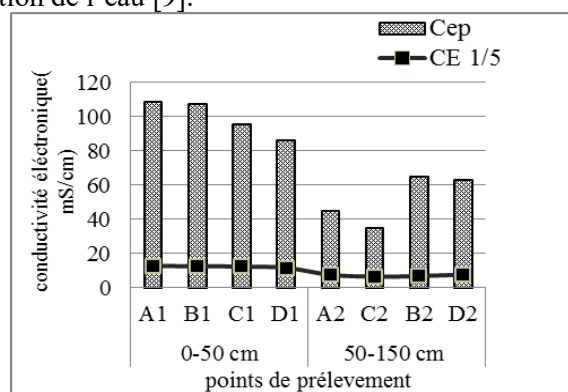


Figure. 2. distribution de la salinité par horizon

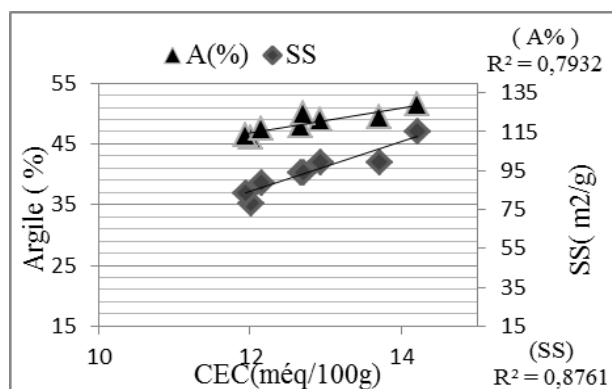


Figure. 3. Corrélation entre CEC, la surface spécifique et la teneur en argile.

Les valeurs du CEC diffèrent peu entre les deux horizons. Elles sont de l'ordre de 11,94 à 14,2 meq/100g en PI et 12,1 à 12,66 meq/100g en PII. D'après Ben Hassin [10] et USSLS, les CEC dépendraient de la fraction argileuse et de la matière organique (MO). Néanmoins, la figure (3) montre une régression linéaire simple plus significative entre les CEC et la surface spécifique (SS) qu'avec les pourcentages d'argile (A%). Cette corrélation dépend plus étroitement de la nature de l'argile que de sa quantité [11], [12] et [13]. Ceci laisse supposer qu'il y a une différenciation des proportions minéralogiques d'argile entre la surface et la profondeur, ce qui est confirmé par l'analyse minéralogique du DRX où les pourcentages de l'illite et de kaolinite varient de 26,96 % pour l'illite et 7,19 % pour la kaolinite en PI contre 19,74 % pour l'illite et 5,86 % pour la kaolinite en PII.

D'autre part, l'évolution de la sodicité est caractérisée par les valeurs du pourcentage de sodium échangeable (ESP) ou du Sodium Adsorption Ratio (SAR), calculées selon l'USSSL Staff. Le profil PI montre des valeurs de SAR et ESP moyennes de l'ordre de 45,11 et 39,01 tandis que ces valeurs varient entre 36,59 et 34,32 au niveau du profil PII. Selon la classification de F.A.O [14], le sol présente une alcalinité grave à très grave, suggérant que tous les horizons sont sodiques ($ESP > 15 \%$) [26] et [15], et sont affectés par une structure dégradée du sol et à faible aptitude agronomique. L'analyse des échantillons prélevés a montré que le sol appartient à la catégorie des sols Halomorphes salins [6], dominés par la présence des sels solubles (chlorures, sulfates, carbonates de sodium et/ou de magnésium). Le sol étudié est caractérisé par une perméabilité moyenne. Il est riche en minéraux argileux et classé comme un sol salsodique pour les deux horizons avec un $CE_{ps} > 4$ dS/m ; un $ESP > 15 \%$ et un pH moyen se rapprochant de 8,5. Cette tendance s'explique par l'analyse du bilan ionique qui montre une prédominance du cation Na^+ pour les deux horizons soit 202,63 à 138,59 meq/l, en deuxième position, vient le Mg^{2+} (17,97 et 16,89 meq/l.), le Ca^{2+} se situe en troisième position (17,94 et 14,75 meq/l) En final le K^+ 2,69 et 1,81 meq/l. Les anions sont représentés par les sulfates (SO_4^{4-}), les chlorures (Cl^-) et les carbonates HCO_3^- ont des moyennes de 88,92 ; 81,38 et 0,41 meq/l respectivement.

5 Conclusion

L'exploitation des travaux antérieurs ; cartographique, données statistiques (pluviométrie, température..) et pédologiques, ont permis de conclure que la plaine de Bordjia est soumise à un climat méditerranéen semi-aride connu par une faible pluviométrie et des températures élevées en saison chaude et sèche. L'origine de la salinisation est due à deux facteurs importants : primaire due aux formations géologiques salées du sol, et secondaire due à l'irrigation avec une eau souterraine minéralisée avec un degré d'agressivité très fort. L'évolution spatiale de la salinité varie d'une zone à une autre de moyenne à très élevée. La conductivité électrique du sol oscille entre 4 à 16.26 mmhos/cm et peut dépasser les 25 mmhos/cm par endroit. L'analyse physico-chimique et pédologique des échantillons prélevés a révélé que le sol est de texture fine à très fine (argileux-limoneux), à moyenne plasticité, constitué principalement d'illite

et de kaolinite. Le profil étudié présente une salinisation ascendante dite saline à très saline avec un $CE_{ps} > 4$ dS/m et un ESP > 15 %. Le sol est classé alors comme sol sodique. En effet, pour un sol non saturé, la remontée capillaire est provoquée, entraînant ainsi le transport des sels par flux de masse vers la surface qui s'accumulent après l'évaporation de l'eau.

A travers les résultats présentés, on peut déduire que l'utilisation du sol de Bordjia, pour le domaine agricole ou la construction, demande de trouver des solutions appropriées telles que prévoir un drainage efficace afin de mieux canaliser les eaux, réaliser un réseau d'irrigation, et en fin, développer des méthodes de désalinisation à l'échelle par procédé électrocinétique qui fera l'objet de notre prochaine étude.

Références

- [1] S. N. Abduljawwad, F. Bayomi, A. K. M. Al-Sheikh, O. S. B. Al-Amoudi, Influence of geotextiles of performance of saline sabkha soils. *J. Geotech. Eng.* 120(11) 1939-1959 (1994).
- [2] FAO, Extension de la salinisation et stratégies de prévention et réhabilitation. Programme International pour la Technologie et la Recherche en Irrigation et Drainage, 2006, pp 1-12.
- [3] C. Mathieu, A. Ruellan, Evolution morphologique des sols irrigués en région méditerranéenne semi-aride. *Cahier ORSTOM, Série pédologie*, 23 (1) 3-25 (1987)
- [4] S. Foster, A. Pulido-Bosch, Á. Vallejos, L. M. Armando Liop, A. M. MacDonald, Impact of irrigated agriculture on groundwater-recharge salinity: a major sustainability concern in semi-arid regions. *Hydrogeol. J.* 26 2781-2791. (2018)
- [5] M. Zaman, A. Shabbir. Shahid, Lee Heng, Salinity Assessment, Mitigation and Adaptation Using Nuclear and Related Techniques. International Atomic Energy Agency 2018.
- [6] A. Walkley, C. Black, An examination of the Degtjaref of method for determining soil organic matter and a proposal modification of the chromic acid titration method. *Soil Sci.* 37(1) 29-38. (1934)
- [7] E. Van Ranst; J. M. Pauwels; A. Demeyer; M. Verloo, Manual for the Soil Chemistry and Fertility Laboratory. analytical methods for soils and plants equipment, and management of consumables Ed, University of Ghent, 1999.
- [8] R. Calvet, Le sol, propriété et fonction, phénomène physique et chimique. Tome 2. Ed. France. Agrico, 2003.
- [9] D. Franzen , Managing Saline Soils in North Dakota. 2005 (www.ext.nodak.edu).
- [10] K. P. Raju, J. N. Desai, T. Chandrasekhar, N. M. Ashok, Precursors, arginine, ornithine, or methionine in ameliorating the inhibitory effect of NaCl on wheat plant. *Egyptian J. Biotechnol* (9) 328- 340. (1993)
- [11] R. C. Reeves, C. A. Bower, R. H. Brooks, F. B. Gschwend, A comparison of the effects of exchangeable sodium and potassium upon the physical condition of soils. *Soil. Sci. Soc. Am. J.*, (18) 130–132. (1954)
- [12] Y. Yukselen, A. Kaya, Prediction of cation exchange capacity from soil index properties. *Clay Miner.* (41) 827–837 (2006)
- [13] B. K. G. Theng G. G. Ristori C. A. Santi H. J. Percival, An improved method for determining the specific surface areas of top soils with varied organic matter content, texture and clay mineral composition. *Eur. J. Soil. Sci.* 50 309–316(1999)
- [14] FAO, 1984 : Prognosis of salinity and alkalinity. FAO soil Bulletin 31, 268 P.
- [15] USDA (United States Department of Agriculture), Keys to Soil Taxonomy. By Soil Survey Staff. Natural Resources Conservation Service. Eleventh Edition. 2010, pp 338.

INFLUENCE DES AMENDEMENTS ORGANIQUES (FUMIER, PAILLE ET ENGRAIS VERT) SUR LE STOCK DE CARBONE ORGANIQUE ET LA CAPACITE DE RETENTION EN EAU DANS UN SOL SALE DE LA REGION DE BATNA (ALGERIE)

Z. BOUNOUARA¹., R. KASRANI¹., M. SBIH²

¹Univ. Skikda, email : bounouarazohra@gmail.com, kasranirabia@gmail.com

²Université de Batna, email : sbihmat@gmail.com

Résumé. Les pratiques agricoles ont un impact important sur le stockage et le déstockage du carbone organique dans le sol à savoir le labour, le semi direct, l'agroforesterie et l'apport de matière organique. En outre, ces impacts ont-ils le même effet dans les sols salés? Ce travail a pour objectif d'étudier l'effet de la pratique des amendements organiques tels que ; le fumier, l'engrais vert et la paille sur la capacité de rétention en eau, sur le stock et la minéralisation de carbone organique dans un sol salé, en conditions contrôlés de température et d'humidité. Par conséquence, valoriser davantage les sols soumis à l'action défavorable des sels. Pour atteindre cet objectif, un sol salé a été prélevé dans la plaine de Batna, située à l'Est Algérien, caractérisée par un climat semi-aride et bien connue par les sols non saturés et les problèmes d'accumulation de sel et de calcaire. En effet, un autre sol non salé (calcimagnésique) est pris comme référence. Par le biais de la technique respirométrique, cinq traitements ont été réalisés; sol salé seul, sol salé + fumier, sol salé + paille, sol salé + engrais vert et en fin un sol non salé. Des mesures de la quantité de CO₂ dégagé ont été effectuées chaque semaine durant 39 jours d'incubation. La biomasse totale, le carbone organique. Le pH et la conductivité électrique, ainsi que la capacité de rétention en eau ont été mesurés au début et à la fin d'incubation. La quantité initiale de C est de 22.1 gC kg⁻¹ de sol, soit un stock de 57.46 tC ha⁻¹. La conductivité électrique du rapport 1/5 est très élevée avec 3.62 dS/m. Le taux de calcaire dépasse 30%. Au vu des résultats obtenus après 39 jours d'incubation, il a été remarqué que les conditions salines plus ou moins asphyxiantes freinent le processus de minéralisation de la matière organique et diminue le nombre de germe dans le sol. Par ailleurs, cette investigation met en évidence l'influence favorable des amendements organiques (fumier, paille et engrais vert) sur la capacité de rétention en eau, le stockage et minéralisation du carbone organique, ainsi que la densité microbienne. La capacité de rétention en eau augmente deux fois dans le sol amendé par l'engrais vert. L'apport du fumier se manifeste par une activité biologique et une biomasse microbienne plus intense par rapport aux autres traitements à cause de la richesse du fumier en éléments facilement biodégradables et son rapport C/N faible. Par conséquence, une diminution remarquable de la conductivité électrique dans ce traitement (sol salé + fumier), montrant l'effet favorable de ce dernier dans la neutralisation de la salinité. Toutefois, une augmentation significative et une quantité importante du stock de carbone est enregistré dans le sol amendé par la paille.

Mots clés : Zone semi-aride, Sol salé, capacité de rétention en eau, stockage de carbone, minéralisation de carbone, pratiques agricoles, amendements organiques.

INTRODUCTION

La salinité et la sodicité confèrent au sol des propriétés physiques, chimiques et biologiques défavorables à la croissance des plantes (DELLAL et HALITIM, 1992). Les sols salés couvrent 24% de la superficie globale du monde. En Algérie, les sols salés occupent de grandes étendues (DURAND, 1958 ; HALITIM, 1985 ; DJILI et DAOUD, 1999 ; MAMEDOV al., 2001). Selon SZABOLCS (1989), l'Algérie a une superficie d'un million d'hectares de terres touchée par la salinité. Les sols sont répartis particulièrement en zone arides et semi-arides et sont caractérisés par la présence de sels solubles et de sodium échangeable. L'utilisation de ces sols implique l'application de techniques culturales coûteuses (Sous-solage, mobilisation du sodium par traitement avec du sulfate de calcium ou du chlorure de calcium, etc.....). Le problème de salinité des sols demeure toujours posé malgré le volume considérable de travaux qui lui est consacré de par le monde (HALITIM, 1973 ; DAOUD, 1993). Plusieurs travaux ont été envisagés en proposant l'amélioration des sols salés par l'utilisation d'amendements minéraux (plâtre, gypse,...) après drainage des sels solubles, et organiques (fumier, paille...). Les résultats préliminaires publiés par les chercheurs portent à croire que la matière organique a un rôle considérable à jouer dans l'amélioration des propriétés physiques et physico-chimiques voire biochimiques et biologiques des sols salés, les enrichissant en polysaccharides ayant un effet agrégant élevé. En effet, l'épandage de la matière organique fraîche améliore la stabilité structurale, la capacité de rétention en eau et par conséquent facilite la lixiviation des sels soit par les eaux de pluie soit par

drainages (MALLOUHI, 1982). L'USS (1945), dans leur classification des eaux salées pour l'irrigation, considère que l'eau présentant un danger d'alcalinisation, doit être utilisée sur un sol à forte teneur en carbone ou bien associée avec des apports massif de matière organique pour réduire l'effet de la salure. Ce travail a pour objectif d'étudier l'effet de la pratique des amendements organiques tels que ; le fumier, l'engrais vert et la paille sur quelques propriétés physiques, chimiques et biologique d'un sol salé, à savoir ; la capacité de rétention en eau, le stock et la minéralisation de carbone organique, le pH et la salinité du sol, en conditions contrôlés de température et d'humidité par le biais de la technique respirometrique (CHEVALLIER 2015 ; BOUNOUARA et al., 2017).

1. MATERIEL ET METHODES D'ETUDE

1. 1. Matériel d'étude

Le sol

Pour répondre aux objectifs, un sol salé est prélevé de la plaine salée d'El madher à Batna (Est de l'Algérie). Le sol est développé sous un climat semi-aride, où de graves problèmes de salinisation primaire et secondaire. Ces sols appartiennent à la classe des sols salsodiques à caractère hydromorphique temporaire pouvant présenter une forte alcalinité. L'échantillon de sol est prélevé sur une épaisseur de 0 à 20 cm. Le sol est occupé par des espèces végétales halophiles et halotolérantes tels que *Salicornia* et *Salsola*. L'halomorphie se manifeste sur le terrain par des efflorescences salines et des accumulations en profondeur. Le sol est de couleur brun pâle à gris clair, présente une structure prismatique, une texture sablo-argileuse (avec 25% d'argile et 52 % de sable). Ce sol est caractérisé par un pH alcalin (8.5), une conductivité électrique de rapport 1/5 élevée (3.62 dS/m), un taux de sodium échangeable important qui dépasse 15 %, ainsi qu'une CEC élevée. Le rapport Cl/SO_4 est supérieur à 1, présentant ainsi un faciès géochimique chloruro-sulfatique. Le taux de calcaire est très élevé (30 %). Le taux de carbone organique est assez important (2.21%) suite à un piégeage de la matière organique par les espèces halophytes. Le taux d'azote total est de 0.14 % avec un rapport C/N de 15.78. La capacité de rétention en eau est 20 %.

Un sol témoin de référence non salé est prélevé d'une ferme dans la région de Skikda, sur une épaisseur de 0 à 20 cm. Le sol appartient à la classe des sols calcimagnésiques développés sous climat sub-humide. Du point de vue agronomique c'est un sol employé pour la culture d'olivier. Le sol est de couleur grisâtre à marron, dépourvu de toute salinisation primaire ou secondaire. Ce sol est caractérisé par une texture argilo-limoneuse (avec 37% d'argile et 55% de limon), et une capacité de rétention en eau importante qui dépasse 25%. La structure du sol est polyédrique, le pH est neutre, la CEC très élevée et dépasse 30 meq/100g. Le sol est riche en carbone organique (3 %) et en azote (0.3%), avec un C/N de 10.

Les matières organiques

Le fumier et la paille ont été prélevés d'une ferme dans la région de Skikda, puis misent à sécher à la température du laboratoire. Ils ont ensuite finement broyés à fin de faciliter le mélange avec le sol et d'autre part, augmenter leur biodégradabilité sous l'effet des micro-organismes. Le fumier présente un taux moyen en carbone et en azote, et rapport C/N faible (tableau 1). La paille est caractérisée par un taux de carbone et un rapport C/N très élevé. L'engrais vert est constitué de feuilles d'orge à l'état frais, stade tallage, qui ont été prélevés en plein champ, puis séchées, broyées et tamisées. Cette matière organique est caractérisée par un taux élevé de carbone et d'azote.

Tableau.1. Les caractéristiques analytiques des 3 types de matière organique

Matière organique	Fumier	Engrais vert	Paille
C%	15,25	52,27	56,58
N%	1.23	2.96	0.98
C/N	12.39	17.65	57.73
MO%	26,23	89,90	97,31

Les doses des matières organiques

Pour déterminer le taux de matière organique considéré comme satisfaisant dans les sols, il est nécessaire de prendre en compte le taux de matière organique endogène du sol et sa richesse en colloïde argileux

et le taux de calcaire. Nous avons considéré ce taux satisfaisant de matière organique comme équivalant à une teneur de 5% (SOLTNAIRE, 2000).

Le dispositif expérimental (Dispositif de minéralisation du carbone)

Dans le but d'étudier la dynamique de minéralisation des composés organiques dans les sols salés, nous employons une des méthodes simples de mesure de l'activité globale qui repose sur l'intensité de la disparition d'un substrat préexistant et le dosage du produit final du métabolisme microbien. C'est la technique de respirométrie. La technique est un modèle facile à réaliser et a, depuis fort longtemps, été utilisée par plusieurs auteurs jusqu'à l'heure actuelle (DOMERGUES, 1968 ; DELLAL et HALITIM, 1992 ; BENSID, 1996 ; BALESSENT, 1996 ; CHEVALLIER, 2015 ; BOUNOUARA, 2017). Nous avons évalué la quantité de CO₂ dégagé durant 39 jours d'incubation sur différents points signétiques.

Les traitements

Cinq traitements qui ont été réalisés

- Sol salé seul (SS)
- Sol salé + fumier (SS + F)
- Sol salé + engrais vert (SS + EV)
- Sol salé + paille (SS + P)
- Sol Calcimagnésique (SN)

La détermination de la capacité de rétention en eau

La méthode utilisée consiste à saturer le sol avec de l'eau et mis ensuite sous pression de un bar dans l'appareil de Richard (pF 3). Par la suite, on effectue une pesée à l'état humide et autre à l'état sec (à la température de 105°C). La différence de poids correspond à l'eau retenue par le sol. Les mesures ont été faites au début et à la fin d'incubation.

L'étude de la microflore totale.

Il s'agit de dénombrer les germes telluriques qui se développent sur la gélose après qu'elle soit inoculée par des quantités connues des suspensions de dilutions de sol. Les numérations sont faites sur le milieu gélosé (microflore totale). Les densités microbiennes sont calculées en utilisant le dénombrement sur les boîtes de pétri. Le comptage des colonies s'effectue après une semaine d'incubation à 28°C dans les boîtes de pétri.

Calcul du stock de carbone organique

Le stock C en t C ha⁻¹ sol se calcul par la formule suivante:

$$C \text{ (ha}^{-1}\text{) sol} = g \text{ C } 100 \text{ (g). Da (g cm}^{-3}\text{).h (cm)}$$

C: Carbone organique total

Da: Densité apparente du sol

h: Profondeur du sol

RESULTATS

1. Evolution de stock organique du sol et la production du gaz carbonique CO₂

La quantité initiale en carbone du sol salé est 22.1 gC kg⁻¹ de sol, soit un stock de 57.46 tC ha⁻¹, contre 78 tC ha⁻¹ dans le sol non salé. En effet l'ajout des matières organiques multiplie ce stock, dont le meilleur stock est enregistré dans le traitement SS+Paille, puis SS+ Engrais vert et en fin SS + Fumier. Le stock de carbone organique diminue au cours de l'incubation suite à une minéralisation et une activité biologique intense.

La production du gaz carbonique CO₂ exprime les résultats de l'activité biologique cumulée au cours de l'incubation. En effet, la minéralisation du carbone est faible dans le sol salé par rapport au sol non salé. Après 39 jours d'incubation, une quantité de CO₂ cumulé de 13.9 mgCO₂ g⁻¹ de sol est enregistré dans le sol salé contre 30.22 mgCO₂ g⁻¹ de sol pour le sol calcimagnésique non salé (Figure 01). Ceci révèle une plus faible activité biologique pour le sol salé. L'examen des courbes cumulatives révèle que le dégagement de CO₂ cumulé est beaucoup plus élevé dans le cas du traitement sol salé enrichi en fumier avec 45.44 mgCO₂ g⁻¹ de sol suivi successivement par les traitements SS + Paille, SS+Engrais vert. La production la plus faible est signalée dans le sol salé seul.

Les faibles quantités de CO₂ dégagé enregistrées dans le système sol salé seul indique l'action directe de la salinité sur l'activité microbienne, mais aussi probablement à une action indirecte par limitation de la diffusion de l'oxygène suite à un très fort ESP dispersant (DELLAL et HALITIM, 1992). Nos résultats montrent que l'addition des matières organiques au sol salé augmente nettement la production de CO₂ dégagé pendant la durée d'incubation. Ce qui confirme le rôle des matières organiques dans la neutralisation de la salure. Toutefois l'effet des amendements organiques s'effectue d'une manière différente. L'activité biologique intense signalé dans le traitement sol salé + fumier est due à la richesse de ce dernier en éléments facilement biodégradable et à un rapport C/N faible indiquant une meilleure activité biologique. Cependant l'adjonction de paille provoque une activité minéralisatrice lente suite à un rapport C/N élevé et une richesse en composés cellulosiques difficilement biodégradable et par conséquent un stockage important dans ce traitement.

CO₂ cumulé (mg /g)

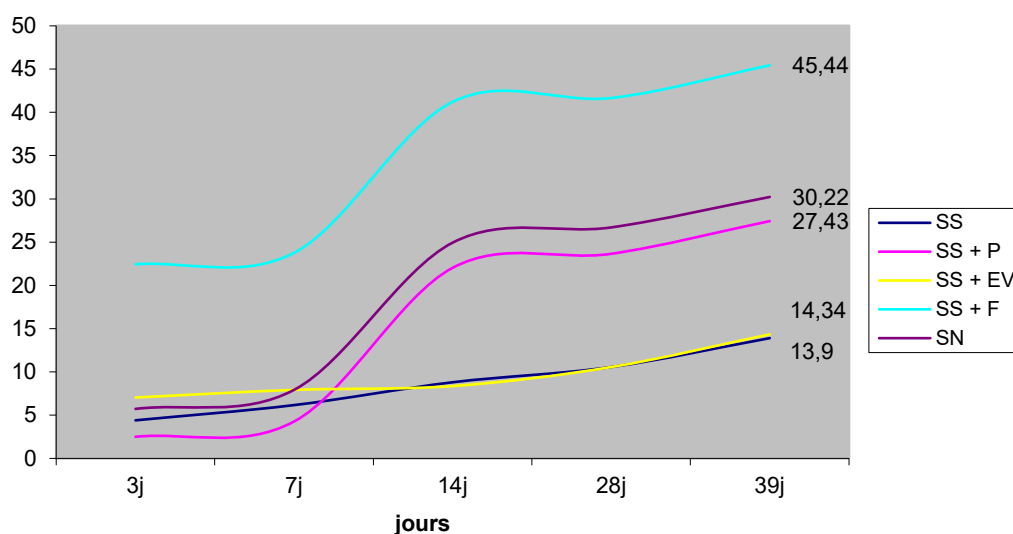


Figure.1. Evolution de la production cumulée de carbone organique

2. Evolution de la microflore totale

La transformation du gaz carbonique dans le sol se produit grâce l'activité des microorganismes bactériens et fongiques. La biomasse microbienne est exprimée en clony-formingunits ou CFUg⁻¹ de sol sec. Les résultats relatifs au dénombrement des différentes populations microbiennes. L'examen des résultats de dénombrement de la flore totale indique que cette dernière varie en fonction du temps d'incubation, et de traitement. Une évolution remarquable de la microflore totale dans le temps a été observée, début et fin d'incubation. Par ailleurs, la biomasse se développe plus intensément dans le sol non salé calcimagnésique. Le sol salé enregistre les faibles valeurs. L'apport des matières organiques provoque une augmentation rapide et significative des populations microbiennes dans les sols. En effet le nombre de germe se développe plus intensément dans le traitement SS + fumier. Ainsi nous enregistrons à la fin d'incubation, respectivement des populations de 243.10⁵ CFUg⁻¹, 184 .10⁵ CFUg⁻¹, 136 .10⁵ CFUg⁻¹, 177.10⁵ CFUg⁻¹, 106 .10⁵ CFUg⁻¹ pour les traitements SS +F, SS+EV, SS +P, SN, SS. Il ressort une grande influence de la matière organique sur la biomasse totale. En effet dans l'échantillon SS+F la densité des micro-organismes sont plus élevées comparativement aux autres traitements et au sol de référence, alors que dans le sol très salé on note les densités les plus basses, ce qui indique une grande influence de la salinité sur la biomasse totale à travers l'effet spécifique de l'ion sodium et l'effet osmotique (DELLAL et HALITIM, 1992).

3. Evolution de la capacité de rétention en eau.

La capacité de rétention en eau est importante dans le sol témoin par rapport au sol salé suite à sa teneur élevée en argile et une texture argilo-limoneuse qui favorise la rétention en eau du sol. En effet, l'analyse des résultats montre un effet favorable de l'apport des matières organiques sur la capacité de rétention en eau du sol. Cependant, une différence significative entre les types des matières organiques apportés

est signalé au début et à la fin d'incubation. Notant ainsi la meilleure capacité dans le traitement SS + Engrais, avec 30% au début d'incubation et 35 % à la fin d'incubation, suivi par les traitements SS + Fumier et enfin SS + paille (Figure 02). L'épandage de la matière organique fraîche améliore la stabilité structurale, la capacité de rétention en eau et par conséquent facilite la lixiviation des sels soit par les eaux de pluie soit par drainages (MALLOUHI, 1982). Les engrais vert avec leurs aspects spongieux et ses caractéristiques hydrophiles retiennent plus d'eau et augmentent la capacité de stockage en eau du sol.

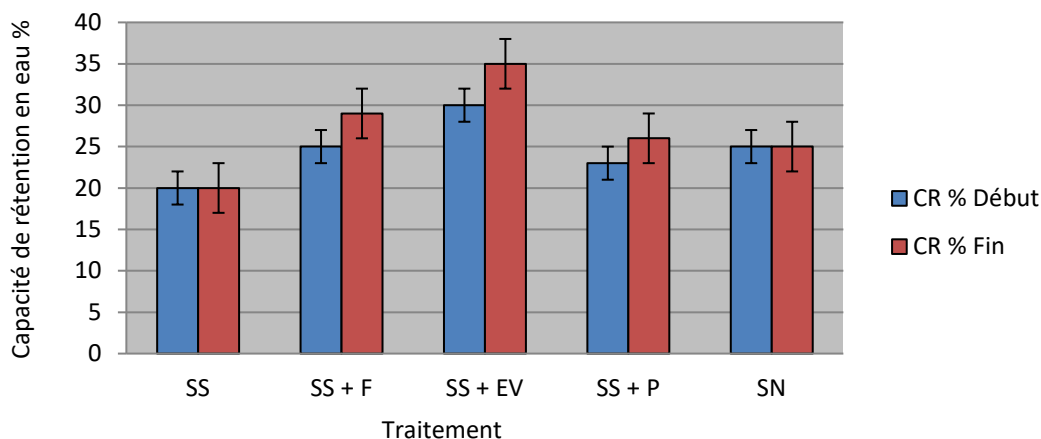


Figure.2. Evolution de la capacité de rétention en eau (au début et à la fin d'incubation)

4. Evolution du pH et de la salinité du sol

Les résultats d'analyse du pH au début et à la fin d'incubation montrent une diminution du pH durant la période d'incubation en fonction des apports de matières organiques (Figure 03). La matière organique libère par biodégradation des acides dissolvant le Ca^{++} pourrait remplacer l'ion Na^+ dans le complexe argilo-humique, ce dernier étant un cation monovalent et fortement hydraté donc mobilisable, il migre facilement le long du profil, ce qui se traduit par une diminution du pH des sols (KAUSEK et AL., 1973).

Les résultats d'analyse de la CE au début et à la fin d'incubation montrent une diminution de la conductivité durant la période d'incubation en fonction des apports de matières organiques. En effet l'apport du fumier, la paille et l'engrais vert au sol salé enregistre une diminution de la conductivité électrique par rapport au système sol salé seul (3.62 dS/m). Notant respectivement à la fin d'incubation 3.29 dS/m et 3.37 dS/m dans les traitements SS+fumier et SS+paille. L'apport de la matière organique au sol salé diminue le pH et la conductivité électrique. Ce qui confirme le rôle primordial des amendements organiques dans la diminution de l'alcalinité du milieu et la neutralisation de la salure. Cependant le traitement SS + EV enregistre à la fin d'incubation une augmentation de la conductivité électrique qui due probablement à une libération des éléments électrolytiques par les engrais verts.

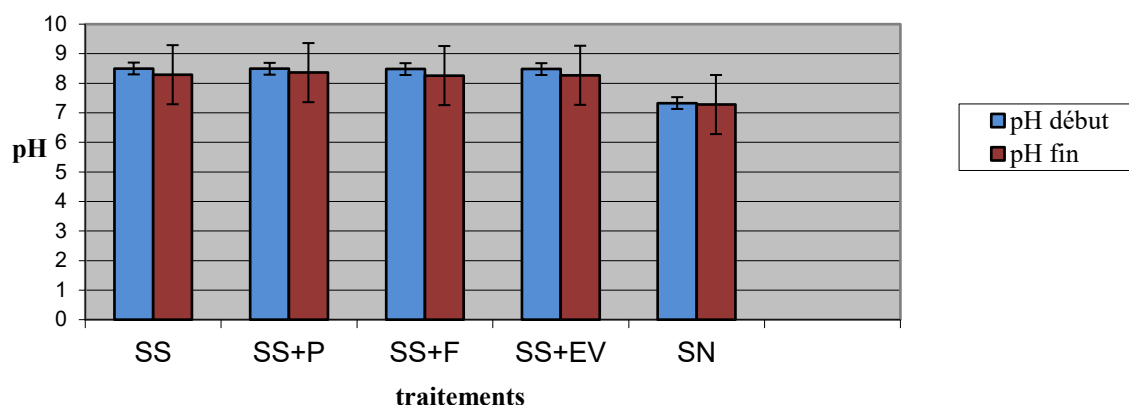


Figure.3 Evolution du pH (au début et à la fin d'incubation)

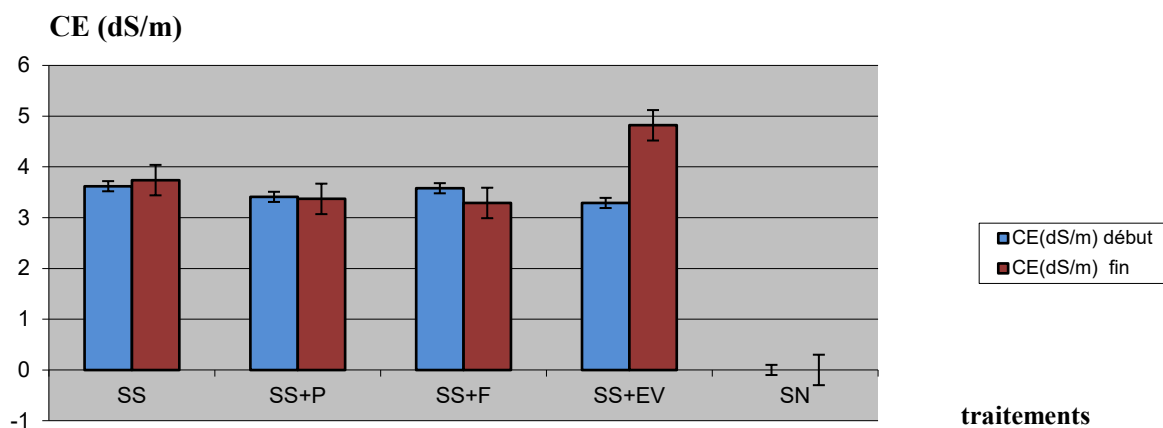


Figure.4. Evolution de la CE (au début et à la fin d'incubation)

Conclusion générale

Ce travail avait pour objectif de savoir la possibilité d'utiliser les amendements organiques tels que ; le fumier, la paille et l'engrais vert afin d'améliorer en conditions contrôlées (température, humidité) certaines propriétés physiques, chimiques et biologiques du sol. Par conséquent valoriser davantage les sols soumis à l'action défavorable des sels. Nous avons utilisé pour cette étude un sol salé dans la plaine salée d'Elmadher à BATNA et nous avons pris comme sol de référence un sol calcimagnésique de la région de SKIKDA. Par le biais de la technique respirométrique, cinq traitements qui ont été réalisés ; sol salé seul, sol salé + fumier, sol salé + paille, sol salé + engrais vert et en fin sol de référence seul ; dont nous avons évalué la quantité de CO₂ dégagé durant 39 jours d'incubation, la biomasse totale au début et à la fin d'incubation, la capacité de rétention en eau, ainsi que le pH et la CE.

Les conditions salines plus ou moins asphyxiantes freinent le processus de minéralisation de la matière organique et diminuent le nombre de germe dans le sol.

Par ailleurs, cette investigation met en évidence l'influence favorable des amendements organiques à savoir le fumier, la paille et l'engrais vert sur l'amélioration des propriétés physiques, chimiques et biologiques des sols salés. En effet, l'apport du fumier se manifeste par une activité biologique et une biomasse microbienne plus intense par rapport aux autres traitements (sol salé + paille, et sol salé + engrais vert) à cause de la richesse de fumier en éléments facilement biodégradables et son rapport C/N faible. L'épandage de la matière organique améliore les propriétés physiques à savoir, la stabilité structurale, la capacité de rétention en eau et par conséquent facilite la lixiviation des sels soit par les eaux de pluie soit par drainages. L'apport de la matière organique au sol salé augmente le stock de carbone et diminue ainsi le pH et la conductivité électrique. Ce qui confirme le rôle primordial des amendements organiques dans la diminution de l'alcalinité du milieu et la neutralisation de la salure. Au terme de ce travail, il nous semble judicieux de compléter ce travail en mobilisant toutes les sources organiques disponibles pour une meilleure valorisation des sols salés. Il serait intéressant de suivre

l'évolution de la salinité et la matière organique en conditions naturelles. Un approfondissement sur le plan biochimique et microbiologique serait pertinent avec la mise en œuvre de nouvelles techniques de quantification et d'observation.

Référence

- BALESDENT J. 1996. *Un point sur l'évolution des réserves organiques des sols en France. Etude et Gestion des Sols*, 3, 4, 245
- BOUNOUARA Z. et al., 2017. *Variation in soil carbon stocks with depth along a toposequence in a sub-humid climate in North Africa. Journal of Arid Environments* 141, 25-33
- CHEVALLIER T. 2015. *Mécanismes de stockage et de déstockage de C organique des sols perturbations climatiques et stock organique du sol. HDR IRD Montpellier*. 70p.
- DAOUD Y., et HALITIM A. 1994. *Irrigation et salinisation au Sahara algérien. Sécheresse*, 5, 151-160.
- DELLAL A., et HALITIM A. 1992. *Activités microbiologiques en conditions salines: cas de quelques sols de la région de Relizane (Algérie). Cahiers Agricultures*, 1, 335-340.
- DELLAL A., 1994. *Réactivité physico-chimique. Fonctionnement physiologiques en conditions salines. Thèse Doctorat de l'E.N.S.A.*
- DJILI K. et DAOUD Y. 1999. *Distribution latérale et verticale de l'ESP dans les sols du Nord de l'Algérie. Séminaire National sur la Salinisation des Terres Agricoles en Algérie, Chélif. Edit. C.R.S.T.R.A.* 25-42.
- DOMMERGUES Y. 1968. *Dégagement tellurique de CO₂. Mesure et signification. Rapport général. Annales de l'institut pasteur N° d'ordre 4360. Tome 115*, 627-636.
- DURANT J.H. 1958. *Les sols irrigables. Etude pédol. Scs. D'Alger*. 198 p.
- GALLALI T. 1980. *Transfert sels-matière organique en zones arides méditerranéennes. Thèse docteur Es sciences, Institut National Polytechnique de Lorraine (I.N.P.L.)*. 202 p.
- MALLOUHI N. et JACQUIN F. 1985. *Essai de corrélation entre propriétés biochimiques d'un sol salsodique et sa biomasse. Soil Biol. Biochem.*, 17 N°. 1, 23-26.
- MAMEDOV A.I., LEVY G.J., SHAINBERG I. et LETEY J. 2001. *Wetting rate, sodicity, and soil texture effects on infiltration rate and runoff. Aust. J. Soil. Res.*, 39, 1293-1305
- SOLTNER D. 2000. *Les bases de la production végétale. Tome I. le sol*. 646p.
- SZABOLCS (1989). *Salt-affected soils*. CRC Press, Boca Raton, 274 pp

DIVERSITE DE LA COMMUNAUTE CYANOBACTERIENNE DANS LES CROUTES BIOLOGIQUES DU SOL DU SAHARA SEPTENTRIONAL – ALGERIE

S. MEHDA^{1,2,3}, M. ÁNGELES MUNOZ-MARTIN¹, M. OUSTANI⁴, B. HAMDI-AISSA²,
E. PERONA¹, P. MATEO¹

¹ Université autonome de Madrid, Faculté de sciences, Département de biologie, Madrid 28049, Espagne, email : mehda-smail@univ-eloued.dz

² Univ Ouargla, Fac. des sciences de la nature et de la vie, Lab. Biogéochimie des milieux désertiques, Ouargla 30 000, Algeria, email : mehda-smail@univ-eloued.dz

³ Université d'El Oued, Faculté des sciences de la vie et des sciences naturelles, Département d'agronomie, El Oued 39000, Algérie, email : mehda-smail@univ-eloued.dz

⁴ Univ Ouargla, Fac. des sciences de la nature et de la vie, Lab. Bio-ressources Sahariennes : Préservation et Valorisation, Ouargla 30 000, Algeria, , email : belsam.oustani@yahoo.fr

Résumé. Le Sahara est caractérisé par des conditions environnementales extrêmes, telles que la température élevée, un rayonnement solaire intense, un état de surface extrêmement sec et de grandes variations amplitudes thermiques. Les cyanobactéries sont des acteurs-clés de la colonisation des sols nus, elles forment des assemblages avec d'autres micro-organismes dans les premiers millimètres supérieurs du sol, établissant ainsi des croûtes biologiques (biocroûtes), qui recouvrent la plupart des surfaces du sol dans les déserts. Elles jouent un rôle important dans le fonctionnement des zones arides. Cependant, les recherches sur ces organismes sont rares et de ce fait, leur diversité et leur répartition dans le désert du Sahara sont actuellement inconnues. En décembre 2017, deux sites ont été choisis dans la région de Oued Souf (Algérie). A partir de ces sites, des échantillons ont été prélevés après avoir observé de fines couches vertes (zones colonisées) sur la croûte de surface du sol. La diversité des cyanobactéries a été étudiée en utilisant l'identification morphologique après isolement, culture et observation microscopique. Plusieurs genres ont été identifiés dans les échantillons étudiés soit *Chroococcidiopsis*, *Chroococcus*, *Gloeotheca*, *Leptolyngbya*, *Scytonema*, *Nostoc*, *Tolypothrix*, *Nodosilinea*, *Phormidium* et *Microcoleus*. L'ensemble des résultats obtenus montrent la capacité des cyanobactéries composant les croûtes biologiques des sols à s'adapter aux conditions écologiques extrêmes caractérisant les milieux arides.

Mots clés: Biocroûtes, cyanobactéries, Sol, Oued Souf, Sahara.

1 Introduction

Les zones arides sont caractérisées par des conditions édapho-climatiques très contraignantes à la survie des microorganismes du sol (BENLAP, 2005 ; KARABI et al., 2015). En fait, pendant longtemps, les sols désertiques ont été considérés comme étant complètement stériles suite aux conditions climatiques extrêmes qui entravent toute vie microbienne (KILLIAN et FEHER, 1939). Les nombreuses recherches consacrées à la microbiologie ces sols des régions arides (SASSON, 1967 ; MOSTFAOUI et al., 1998) prouvent l'existence d'une microflore abondante et diversifiée. Ces sols peuvent être colonisés par des micro-organismes formant des croûtes superficielles, connues dans la littérature sous le nom des croûtes biologiques du sol (BELNAP et GARDNER 1993 ; WEST, 1990). On y trouve des cyanobactéries initiales, des algues, des champignons, des mousses et des lichens, premiers organismes qui colonisent le substrat. Ces cryptogames forment souvent des croûtes biologiques dans les premiers millimètres de la surface du sol (BELNAP et LANGE, 2001).

Les croûtes biologiques existent sous toutes les latitudes ; les zones sahéliennes en Afrique, les déserts de l'ouest des Etats -unis (plateau de Colorado, grand bassin, désert de Sonora) et jusqu' à la toundra en arctique (BELNAP et al., 2001). Ces croûtes biologiques assurent de nombreuses fonctions écologiques, sous la forme d'un réseau de filaments entrelacés, collant les particules du sol libres les unes aux autres. Ainsi ils forment une croûte cohérente qui stabilise et protège la surface de sol contre l'érosion hydrique et l'érosion éolienne, elles constituent une source importante de carbone et d'azote pour les sols dénudés de

toute végétation, de leur vivant à travers la photosynthèse et la sécrétion de substances extracellulaires, et après leur mort, par la décomposition de leurs tissus. (BELNAP et LANGE, 2001 ; BELNAP, 2005). L'objectif général de la présente étude consiste en une contribution à l'évaluation de la diversité de la communauté cyanobactérienne qui compose les croûtes biologiques du sol en milieux extrêmes telles que les zones arides.

2 Matériels et Méthodes

2.1. Zone d'étude

Cette étude a été menée dans la région d'Oued Souf (Algérie) (Figure 1). La région est caractérisée par un climat sec qui dure toute l'année. Il est de type méditerranéen hyperaride avec un hiver tempéré et une sécheresse permanente (Le Houerou, 2000). La pluviométrie annuelle moyenne est de 67,37 mm (2009-2018). La température moyenne annuelle est de 24,79 ° C, avec un maximum moyen de 46,26 ° C en juillet et un minimum moyen de 7,23 ° C en janvier. Les vents dominent, avec une vitesse moyenne de 4,18 m/s. L'évaporation est très intense, avec un total annuel de 2463,81 mm. L'humidité relative moyenne annuelle est de 45,16%, bien que les hivers soient relativement humides, atteignant une valeur de 63,82% en décembre (NMO, 2019).



Figure 1 : Localisation de la zone d'étude et les sites d'échantillonnage

2.2. Échantillonnage de la biocroûte

Des échantillons de croûte biologique du sol ont été prélevés en décembre 2017 à partir de deux sites situés dans la zone d'étude. Le site 1 à partir de Ben Guecha (34.066773 N 7.513077 E) et le site 2 à partir de Taleb Larbi (33.739375 N 7.316255 E). Sur chaque site, une zone de 25 à 50 m² a été inspectée pour choisir des endroits au bon développement des biocroûtes, et au moins trois échantillons ont été prélevés à partir de chaque site. Les échantillons ont été laissés sécher complètement, scellés dans des sacs en plastique à fermeture à glissière et stockés dans l'obscurité à température ambiante jusqu'à leur utilisation. Une détermination préliminaire des principaux morphotypes cyanobactériens et de leurs abondances relatives a été effectuée par microscopie directe d'échantillons humides. Ensuite, des sous-échantillons représentatifs, selon un examen microscopique et de taille égale, ont été sélectionnés, mélangés et homogénéisés avec un mortier et un pilon pour former un échantillon composite. Ces multiples échantillons ont intégré la parcimonie sur le terrain des communautés (Becerra-Absalón *et al.*, 2019).

2.4. Isolement et culture des cyanobactéries

Les échantillons composites ont été broyés avec un mortier et 0,2 g ont été mélangés avec 0,5 ml de milieu de culture BG11 (Rippka *et al.*, 1979), incubés pendant 30 minutes à température ambiante puis centrifugés (3000 g, 30 s). Une aliquote de 0,2 ml du surnageant a été cultivée sur des plaques de gélose (30 ml, gélose à 1%) avec de milieu de culture BG11 contenant du cycloheximide (0,1 mg ml⁻¹) pour éviter une contamination fongique. Les plaques ont été incubées dans une chambre de croissance à 28 ° C et 20–50 mmol de photon m⁻² s⁻¹ et laissées croître pendant environ 4 semaines, comme décrit précédemment (Garcia-Pichel *et al.*, 2013 ; Perona *et al.*, 2003). Chaque souche a été isolée à partir des colonies en sélectionnant des trichomes uniques ou groupe de cellules (unicellulaire) en utilisant des pipettes capillaires tirées ou des pinces sous un microscope à dissection. Les souches isolées ont été transférées sur des plaques multipuits avec BG11 et maintenues à 28 C et 20 photons de 50 mmolm⁻² s⁻¹ (Becerra-Absalón *et al.*, 2019).

2.5. Caractérisation morphologique des souches isolées

La caractérisation morphologique incluait l'apparition de cellules spécialisées, telles que les hétérocystes ou les akinetes, ainsi que la présence de gaines, les caractéristiques des trichomes ou la morphologie des cellules et des colonies. Cette caractérisation a été réalisée à l'aide d'un photomicroscope. Les caractéristiques cyanobactériennes des échantillons naturels ainsi que les cultures ont été comparées aux informations fournies dans les clés taxonomiques de Komárek (2013) et Komárek et Anagnostidis (1999, 2005) (Komárek, 2003 ; Komárek et Anagnostidis, 2005).

3 Résultats

3.1. Diversité de la communauté cyanobactérienne dans les échantillons étudiés

Après les processus d'isolement, de culture et de caractérisation morphologique, nous avons obtenu au total 10 genres différents communément associés aux croûtes biologiques des sols, parmi lesquels *Chroococcidiopsis*, *Chroococcus*, *Gloeotheca*, *Leptolyngbya*, *Scytonema*, *Nostoc*, *Tolypothrix*, *Nodosilinea*, *Phormidium* et *Microcoleus* (tableau 1, Figure 3).

Tableau 1. Genres de cyanobactéries identifiés par investigation morphologique à partir du croûte biologique du sol des deux sites étudiée

Genres	Site 01 Ben Guecha	Site 02 Taleb Larbi
<i>Chroococcidiopsis</i>	X	X
<i>Chroococcus</i>	X	
<i>Gloeotheca</i>	X	X
<i>Leptolyngbya</i>		X
<i>Microcoleus</i>		X
<i>Scytonema</i>	X	
<i>Nostoc</i>		X
<i>Tolypothrix</i>		X
<i>Nodosilinea</i>	X	X
<i>Phormidium</i>		X

Plusieurs genres de cyanobactéries identifiés forment des colonies liées au mucilage qui lie les particules du sol et ont un effet stabilisateur sur la strate. La figure 2 montre une coupe transversale de la croûte cyanobactérienne (site 2) dans laquelle la structure est bien représentée.

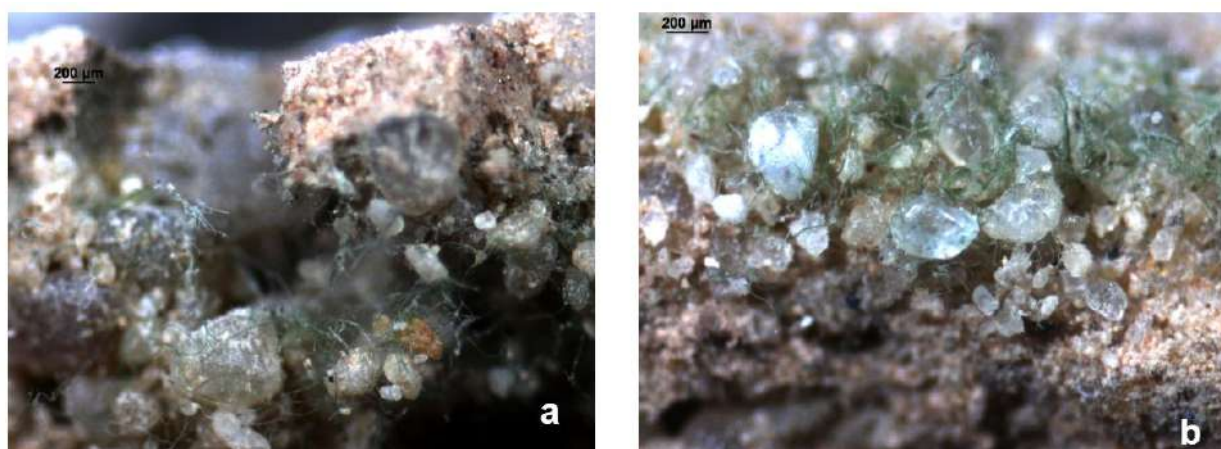


Figure 2. Microphotographies des croûtes biologiques du sol étudiées (site 02).
(a) sèche et (b) humide.

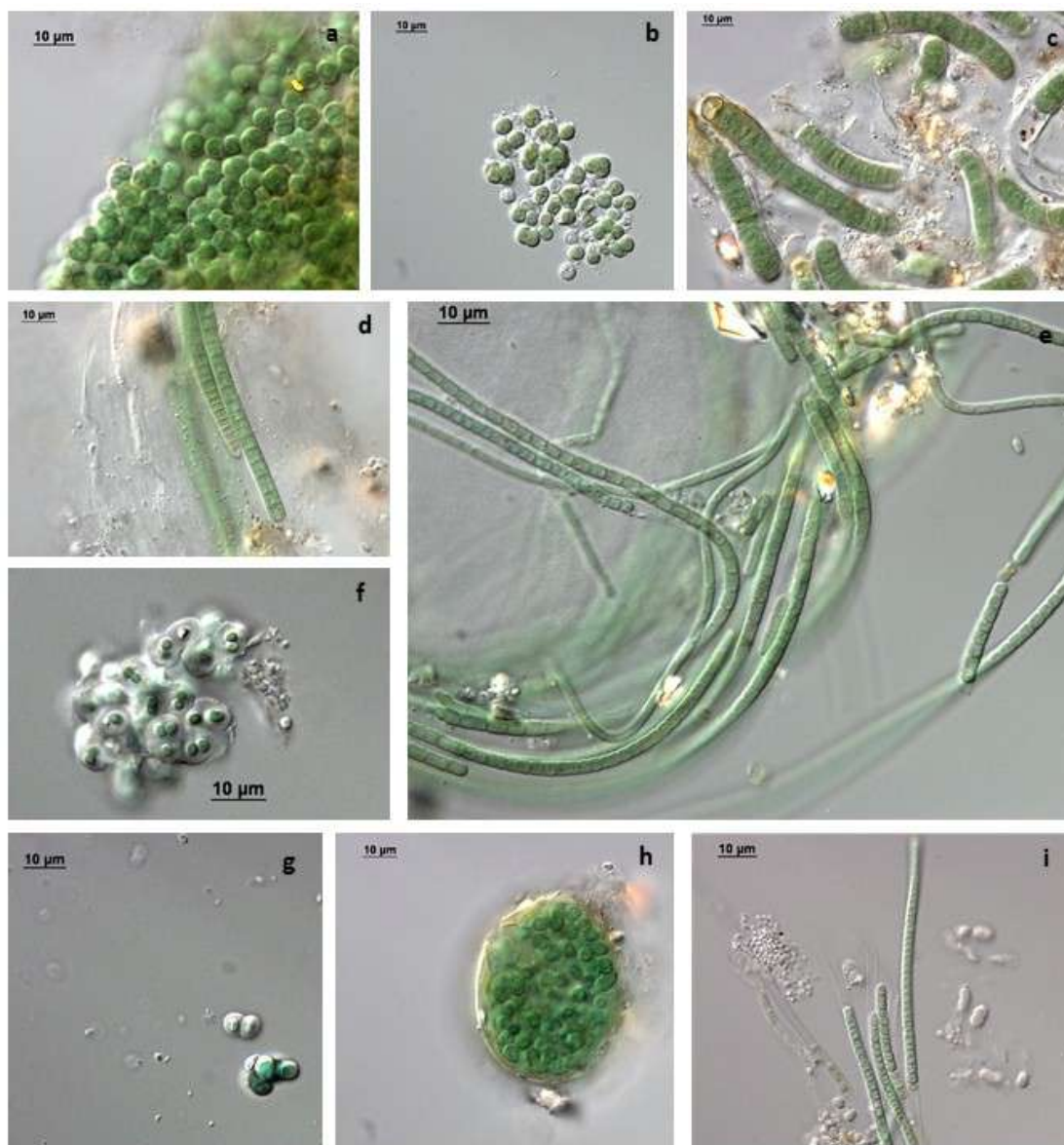


Figure 3. Microphotographies de souches cyanobactériennes isolées. (a, b) *Chroococcidiopsis*, (c) *Tolypothrix*, (d, e) *Microcoleus*, (f) *Gloeotheca*, (g) *Chroococcus*, (h) *Nostoc*, (i) *Leptolyngbya*.

4 Discussion

Les résultats d'étude et de caractérisation morphologique de la communauté cyanobactérienne composant les croûtes biologiques étudiées montrent que les deux sites sont peuplés par des genres diversifiés et adaptés aux conditions difficiles du milieu saharien et laissent apparaître des légères variations entre les deux sites. On a enregistré la présence des genres *Chroococcidiopsis*, *Chroococcus*, *Gloeotheca*, *Scytonema*, *Nodosilinea* pour au niveau du site 01 et des genres *Chroococcidiopsis*, *Gloeotheca*, *Leptolyngbya*, *Microcoleus*, *Nostoc*, *Tolypothrix*, *Nodosilinea*, *Phormidium* pour le site 02. D'après FOGG et COLL, (1973) un pH légèrement alcalin favorise le développement des cyanobactéries ; ce cas précis caractérise les sols étudiés et de ce fait peut justifier la présence d'une densité cyanobactérienne assez importante. La variation de la diversité cyanobactérienne entre les deux sites peut être expliquée par le fait que les microorganismes sont soumis à l'influence de conditions climatiques et pédologiques extrêmes qui

caractérisent les deux sites. D'après BERGERON (2007), les variations climatiques et pédologiques affectent d'une manière significative la diversité et la biomasse microbienne du sol. Des résultats similaires ont été obtenus par BELNAP et GARDNER (1993) sur des croûtes microbiotiques du plateau du Colorado aux États-Unis. L'effet conjugué des faibles précipitations, des fortes températures, de la forte évaporation et des vents violents fait diminuer fortement la densité microbienne. Par ailleurs, les conditions physico-chimiques du sol (Taux d'humidité, Salinité, Teneur en gypse ...etc), ainsi que les variations au niveau des facteurs biochimiques (nutritionnels et énergétiques) concourent à varier la composition de la croûte biologique dans les deux sites.

5 Conclusion

Notre travail est une contribution à l'étude de la diversité de la communauté cyanobactérienne qui colonise les croûtes biologiques des sols des écosystèmes arides (cas des régions sahariennes). Les résultats de cette étude nous permettent de mieux comprendre les espèces cyanobactériennes qui colonisent ces croûtes dans cette zone d'étude. Comprendre les différences de composition microbienne dans les sols de différentes régions géographiques, permettra une meilleure gestion et restauration des écosystèmes dans les zones arides. En outre, l'incorporation des caractéristiques morphologiques et des données sur l'habitat écologique des souches associées fournit des informations précieuses pour les recherches futures, permettant de nouvelles comparaisons dans des analyses indépendantes de la culture.

Références

- Becerra-Absalón, I.; Muñoz-Martín, M.Á.; Montejano, G.; Mateo, P. Differences in the Cyanobacterial Community Composition of Biocrusts From the Drylands of Central Mexico. Are There Endemic Species? *Front. Microbiol.* 2019, 10, 937.
- BELNAP J., 2005: *Encyclopedia of Soils in the Environment*. D. Hillel, editor. London, Elsevier, Crusts Biological, pp: 339-346.
- BELNAP J., J. H. KALTENECKER., R. ROSENTERER., J. WILLIAMS., S. LEONARD., AND D. ELDRIDGE. 2001: Biological soil crusts: ecology and management. BLM Technical Reference 1730-2. United States Bureau of Land Management, Washington, D. C, 110 p.
- BELNAP J., J.S. GARDNER. 1993: Soil microstructure in soils of the Colorado Plateau: the role of the Cyanobacterium *Microcoleus vaginatus*. *Great Basin Nat* 53: 40#177.
- BELNAP J., LANGE, O., 2001: *Biological Soil Crusts: Structure, Function, and Management*, Ecological Studies Series. Springer-Verlag, Berlin. 150 p.
- BERGERON O., MARGOLIS, H. A., BLACK, T. A., COURSOLE, C., DUNN A. L., BARR, A. G., & WOFSEY, S. C. 2007: Comparison of carbon dioxide fluxes over three boreal black spruce forests in Canada. *Global Change Biology*, 13(1), 89-107.
- FOGG G.E., STEWART W.D.P., FAY P. ET WALSBY A.E. 1973: *The Blue-green Algae*. Academic Press, London and New York. 459 P.
- Garcia-Pichel, F.; Loza, V.; Marusenko, Y.; Mateo, P.; Potrafka, R.M. Temperature Drives the Continental-Scale Distribution of Key Microbes in Topsoil Communities. *Science* 2013, 340, 1574–1577.
- KARABI M., B.HAMDI AISSA., S.ZENKHRI., A.KEMASSI., N.BOURAS. 2015: seasonal variations affect microbiocenose arid soils in the ouargla basin (Algerian sahara). *Ciência e Técnica Vitivinícola* . 30:0254-0223
- KILLIAN C., FEHER D., 1939 : *Recherches sur la microbiologie des sols désertiques*. Paul le Chevalier Editeurs, Paris, 110p.
- Komárek, J. 19/3: *Cyanoprokaryota; Teil 3: Heterocystous Genera*; Springer: Berlin, Germany, 2013.
- Komárek, J.; Anagnostidis, K. *Cyanoprokaryota 2. Teil: Oscillatoriales*. In *Süßwasserflora von Mitteleuropa* 19/2; Elsevier: Heidelberg, Germany, 2005; p. 759.
- Le Houerou, H.N. Restoration and Rehabilitation of Arid and Semiarid Mediterranean Ecosystems in North Africa and West Asia: A Review. *Arid. Soil Res. Rehabil.* 2000, 14, 3–14.
- MOUSTEFAOUI A., ZITOUNI, A., BOUTI K, BOUDJELLA H., & SABAOU N. 1998 : Présence des actinomycètes rares dans les sols du Sahara Algérien : Etude de quelques genres. Séminaire: Zones arides" Rétrospectives, enjeux et stratégies "Adrar , 90 p.
- ONM, Office National de la Météorologie. Synthèse de Données Climatiques. In *Les Données Météorologiques d'El Oued; Météo-Algérie: El Oued, Algeria*, 2019.
- Perona, E.; Aboal, M.; Bonilla, I.; Mateo, P. Cyanobacterial diversity in a Spanish river determined by means of isolation of cultures. Morphological variability of isolates in relation to natural populations. *Algol. Stud.* 2003, 109, 475–486.
- Rippka, R.; Stanier, R.Y.; Deruelles, J.; Herdman, M.; Waterbury, J.B. Generic Assignments, Strain Histories and Properties of Pure Cultures of Cyanobacteria. *Microbiology* 1979, 111, 1–61.

SASSON. A, 1967 : Recherches Eco-Physiologique Sur La Flore Bactérienne De Sol Des Régions Du Maroc. Série Botanique Et Biologie Végétale. Travaux De L'institut Scientifique Chérifien Et De Faculté Des Sciences, Rabat, N°30:27-55, 224p.

WEST NE., 1990 :Structure and function of microphytic soil crust in wildland ecosystems of arid to semiarid regions. Advanced Ecology Research 20: 179-177; 223.

ROLE DE LA ZONE NON SATURÉE DANS LA DYNAMIQUE DE LA NAPPE D'INFÉRO-FLUX DE L'OUED OUTOUL (HOGGAR CENTRAL, ALGERIE)

I. HANNI¹, S. HADJ-SAÏD², A. ZEDDOUR³

¹Tamanrasset university, email: idrisshanni@gmail.com

²Ouargla university, email: hadjsaidsamia@gmail.com

³Ouargla university, email : zeddouriaziez@yahoo.fr

Résumé. Les nappes d'inféro-flux constituent la ressource hydrogéologique principale du Hoggar. Ces nappes contenues dans les alluvions quaternaires des vallées d'oueds au-dessus de 1000 à 1200 m d'altitude. Ces formations dont l'épaisseur ne dépasse pas 30 m, reposent sur un socle granitique fissuré passant progressivement à la roche saine. Ces nappes sont alimentées uniquement par des crues des différents oueds dont elles sont tributaires. Ces crues ont pour origine des précipitations tombées sur le massif de l'Atakor pendant les mois de juillet et août, et restant notable en septembre où leur module interannuel moyen atteint 123 mm à l'Assekrem et 58 mm à Tamanrasset.

La nappe d'inféro-flux de l'Oued Outoul est une des principales nappes alluviales du Hoggar central. Cette nappe est sollicitée par pompage dans quarantaine puits recensés captant l'aquifère le long de l'oued. L'eau exploitée est destinée à l'irrigation des jardins de particuliers répartis sur les berges de l'oued dont sa minéralisation varie entre 141.36 mg/l et 910.16 mg/l.

En vue d'étudier les fluctuations de la nappe, deux campagnes de mesures ont été réalisées : l'une pendant la période de basses eaux (mai 2019) et l'autre en période des hautes eaux (octobre 2019) après la crue. Les résultats obtenus montrent que le niveau de la nappe a augmenté, et l'amplitude de fluctuation entre les périodes des hautes et basses eaux varie de 0.1 m à 13.4 m. Cet écart reflète l'hétérogénéité de la zone non saturée, les résultats de la prospection géophysique par les méthodes sismiques et électriques réalisée dans la région ont permis de mettre en évidence la nature des différentes couches du sous-sol.

Mots-clés : nappe d'inféro-flux, fluctuation, Oued Outoul, zone non saturée, géophysique, Hoggar central.

Abstract. The water table of inferior-flow constitute the principal hydrogeologic resource of Hoggar. These water table of inferior-flow contained in the quaternary deposits of the valleys of wadis above 1000 to 1200 m of altitude. These formations of which the thickness does not exceed 30 m, rest on a fissured granitic base passing gradually to solid rock. These The water table are fed only by risings of the various wadis of which they are tributary. These risings originate in of the precipitations fallen on the solid mass from Atakor during August and July, and notable remainder in September when modulates to them interannual means reached 123 mm in Assekrem and 58 mm with Tamanrasset.

The water table of inferior-flow of the Outoul Wadi is one of the principal alluvial a water table of central Hoggar. This water table is requested by pumping in forty listed well collecting the aquifer along the wadi. Exploited water is intended for the irrigation of the gardens of private individuals divided on the banks of the wadi whose its mineralization varies between 141.36 mg/l and 910.16 mg/l.

In order to study the fluctuations of the water table, two series of measurements were carried out : one during the period of low waters (May 2019) and the other in period of the high waters (October 2019) after the rising. The results obtained show that the level of the water table increased, and the amplitude of fluctuation between the periods high and low waters varies from 0.1 m with 13.4 m. This variation reflects the heterogeneity of the unsaturated zone, the results of the geophysical prospection by the methods seismic and electric realized in the area allowed to highlight the nature of the various layers of the basement.

Key words: the water table of inferior-flow, fluctuation, Outoul Wadi, zone unsaturated, geophysical, central Hoggar

1. Introduction

En milieu cristallin et cristallophyllien, les niveaux aquifères possibles correspondent aux altérites (arènes sableuses ou sableux argileuses) et aux fissures et/ou fractures du socle.

La majeure partie de la région de Tamanrasset est occupée essentiellement par les terrains du socle cristallin et cristallophyllien. Les réserves en eau sont contenues dans les formations meubles superficielles (alluvions) arrachés au massif de l'Atakor. Ces alluvions se caractérisent généralement par une gamme granulométrique étendue et la présence d'une zone saturée et une zone non saturée.

La présente étude a pour objectif d'étudier le rôle de la zone non saturée dans la dynamique de la nappe d'inféro-flux de l'Oued Outoul, par l'utilisation d'une approche hydrodynamique qui consiste à réaliser des mesures piézométriques pendant la période des basses eaux (mai 2019) et en période des hautes eaux (octobre 2019) après la crue et d'interpréter les cartes de la variation des épaisseurs de la zone non saturée des deux périodes précédentes.

1.2 Cadre physique général de la zone d'étude :

Le secteur étudié se situe à 20 km au Nord-ouest de la ville de Tamanrasset et s'étend environ 10 km en amont de la route nationale RN n°1 (Transaharienne). Il est délimité par les parallèles 22° 50' 28'' et 22° 53' 50,85'' de latitude Nord, et les méridiens 5° 20' 33.60'' et 5° 23' 14'' de longitude Est (Fig. 1).

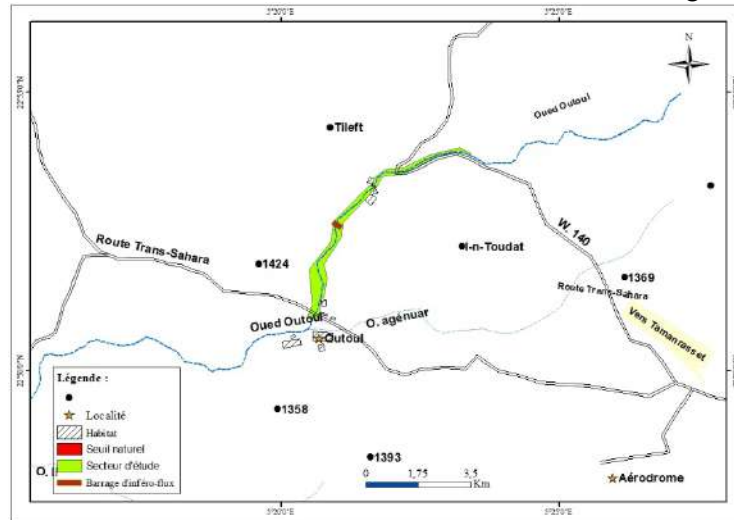


Figure 1. Situation géographique de la zone d'étude.

L'Oued Outoul est un affluent en rive gauche de l'Oued Abalessa qui rejoint plus en aval l'Oued Amded. Il prend également sa source au niveau des reliefs de l'Assekrem, à l'extrémité orientale du bassin de l'Oued Amded. Son bassin versant couvre une superficie de 847 km² pour un périmètre de 195 km. Il présente une forme allongée pour un coefficient de Gravelius de 1,88. Le cours d'eau principal prend une direction Nord-est - Sud-ouest (Fig. 2).

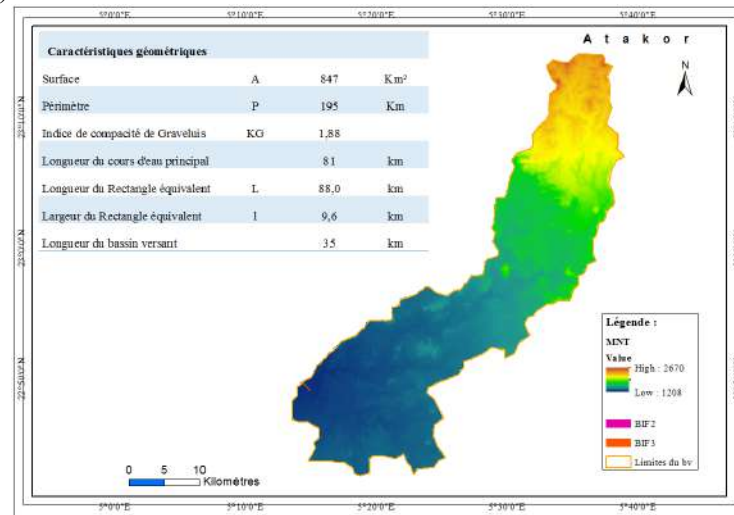


Figure 2. MNT du bassin versant de l'Oued Outoul.

2. Matériels et Méthodes :

La démarche adoptée dans cette étude est basée sur l'interprétation des résultats des études géophysiques d'une part et d'autre part sur une approche hydrodynamique.

L'étude géophysique a été effectuée dans le cadre du projet de réalisation d'un barrage d'inféro-flux dans l'Oued Outoul, l'ENHYD a effectué une campagne géophysique en octobre 1991 comprenant :

- deux profils sismiques : un de longueur de 32 m et l'autre de longueur de 100 m,
- 14 sondages électriques.

Le sondage géophysique effectué a permis d'établir six coupes géoélectriques.

L'approche hydrodynamique consiste à réaliser des mesures piézométriques au cours de deux campagnes, la première en mai 2019 et la deuxième en octobre 2019. Pour ces campagnes, nous disposons en tout de 49 points de mesures piézométriques recensés dans l'aquifère alluvial. Par la même occasion cela nous permet de déterminer l'épaisseur de la zone non saturée par l'établissement des cartes des épaisseurs de la zone non saturée au cours des deux périodes.

3. Résultats et discussion :

La prospection géophysique effectuée dans le secteur d'étude par la méthode électrique permet de distinguer trois couches d'alluvions (Fig. 3) :

- La première résistante, de nature sableuse, caractérisée par des résistivités comprises entre 1300 et 3300 Ωm d'une épaisseur de 1 m.
- La deuxième couche de nature limoneuse apparaît avec une épaisseur comprise entre 2 et 3 m.
- La troisième couche est attribuée aux graviers humides d'épaisseur qui varie entre de 2 et 3 m, cette couche donne une résistivité de 400 à 450 Ωm .

Ces formations alluvionnaires reposent sur un substratum granitique de résistivité 700 Ωm . Elles atteignent une épaisseur maximale de 15 m au niveau de SM5.

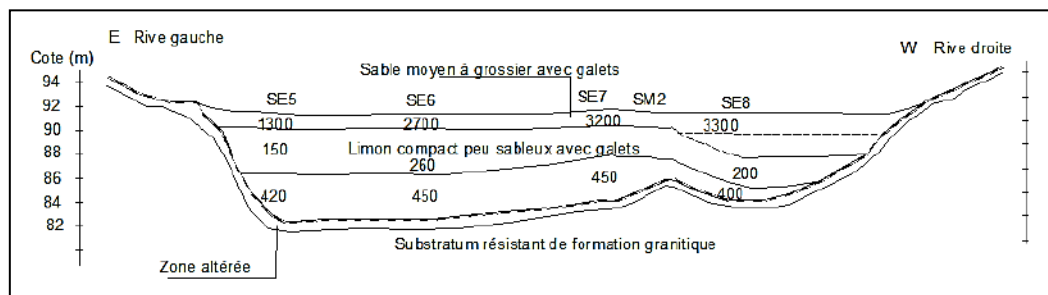


Figure. 3. Coupe géoélectrique au site du barrage d'inféro-flux sur l'Oued Outoul (ENHYD, 1991).

La prospection sismique effectuée également sur ce secteur indique l'existence de 3 niveaux :

- Un niveau supérieur de vitesse 0.33 km/s, correspond la zone non saturée,
- Un niveau intermédiaire (humide) de vitesse 1.6 km/s,
- Un niveau inférieur (substratum altéré) de vitesse 2.33 km/s.

L'étude géophysique montre que ces alluvions sont disposées en strates irrégulières et hétérogènes car elles ont été déposées dans un contexte fluvial à régime variable dans l'espace et dans le temps.

L'aquifère de la nappe d'inféro-flux de l'Oued Outoul est constitué principalement par les alluvions quaternaires qui présentent une gamme granulométrique étendue. Ils sont caractérisés par la dominance des sables moyens à grossiers et des graviers, à l'exception de quelques niveaux argilo-limoneux de faibles épaisseurs. Ces alluvions comblent des cuvettes étroites successives qui s'étalent sur le long de l'oued, séparées entre autres par l'affleurement des seuils granitiques (Fig. 4). Leur substratum est formé par le socle granitique qui affleure en continuité vers les berges de l'oued en formant les limites latérales de l'aquifère.

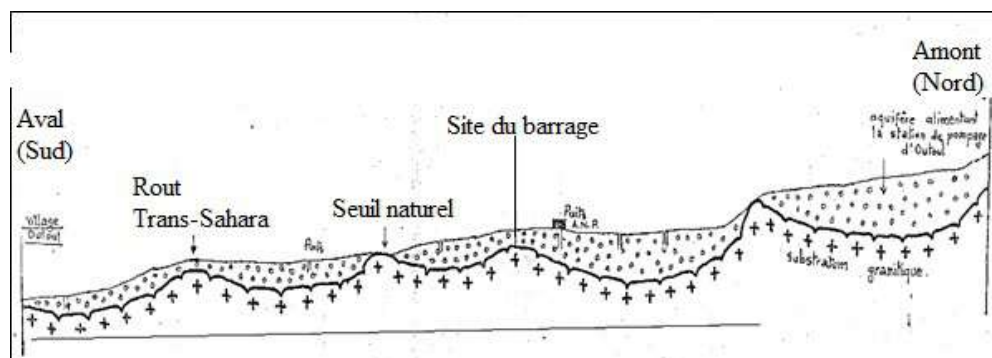


Figure. 4. Coupe de la cuvette de l'Oued Outoul (ENHYD, 1991).

La carte piézométrique de la nappe en basses eaux (Fig. 5) établie par les données piézométriques de la campagne de mai 2019 montre que la surface piézométrique présente une morphologie d'une nappe à écoulement uniforme avec un gradient hydraulique très faible en amont d'un seuil granitique. Ce seuil constitue une limite hydrogéologique, sous forme de discontinuité hydrodynamique, qui subdivise l'aquifère alluvial en deux réservoirs. La cote piézométrique est comprise entre 1325 et 1327 m.

En aval du seuil granitique, la surface piézométrique se caractérise par une morphologie variable. Les niveaux piézométriques décroissent d'amont vers l'aval de 1309 m à 1285 m. Les charges maximales (1301 - 1309 m) coïncident avec un dôme piézométrique qui apparaît en amont de ce réservoir. La surface piézométrique de la nappe prend une forme déprimée en aval au Sud-Ouest.

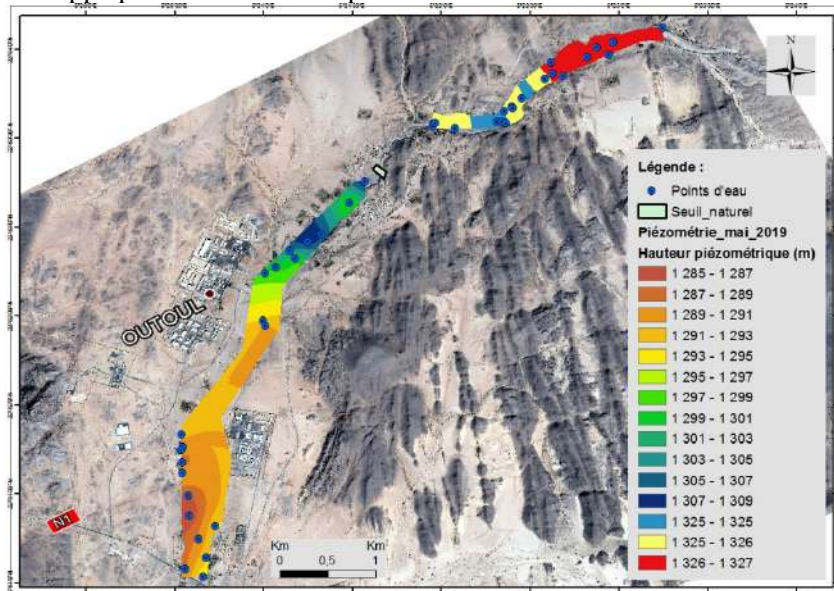


Figure. 5. Carte piézométrique de la nappe d'inféro-flux de l'Oued Outoul en basses eaux (mai 2019).

Pour la réalisation de la carte piézométrique de la nappe en hautes eaux, nous avons utilisé les données piézométriques de la campagne d'octobre 2019. La campagne a été réalisée après un épisode de fortes précipitations qui ont engendrées une crue de l'oued (Fig. 6).

La surface piézométrique indique une morphologie variable dans la première partie de l'aquifère (en amont du seuil granitique). Le sens d'écoulement global est orienté de l'amont vers l'aval, à l'exception au niveau d'un dôme piézométrique localisée juste en amont du seuil qui le modifie localement. Les niveaux piézométriques présentent un écart notable, elles varient entre 1310 m et 1333 m.

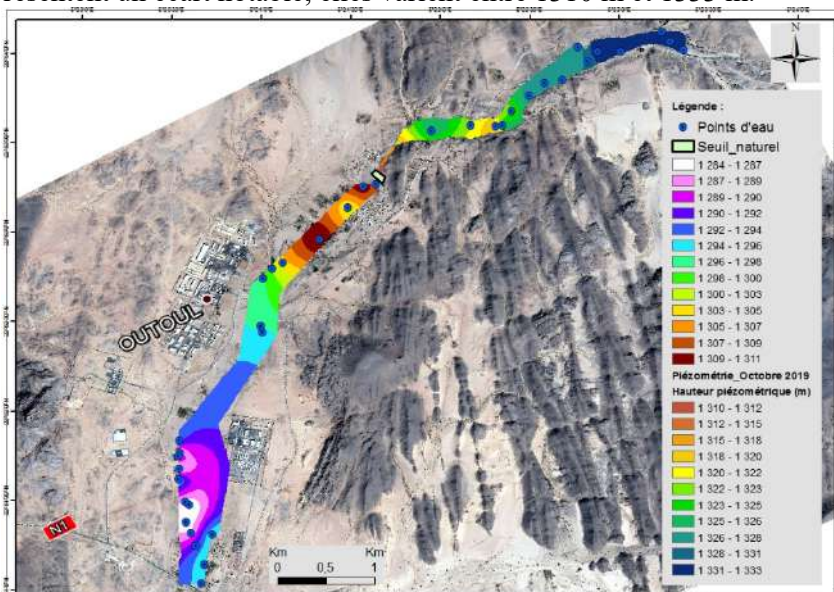


Figure. 6. Carte piézométrique de la nappe d'inféro-flux de l'Oued Outoul en hautes eaux (octobre 2019).

En aval du seuil, l'allure de la carte de la répartition spatiale de la surface piézométrique en hautes eaux ne montrent pas de différences notables avec celle établie en basses eaux. La cote piézométrique est comprise

entre 1284 et 1311 m. Les charges maximales sont rencontrées en amont (1305-1311 m) matérialisé par un dôme, et les plus basses se retrouvent en allant vers l'aval en rive gauche. La morphologie de la nappe reste la même. Les formes piézométriques (dômes et dépressions) sont analogues et bien matérialisées. Une hausse piézométrique de la nappe de 2 m est appréciable.

Afin de mettre en évidence la zonalité de l'aquifère alluviale et d'apprécier l'épaisseur de la zone vadose entre deux périodes distinctes nous avons tracé les cartes des épaisseurs de la zone non saturée en basses et hautes eaux (Fig. 7 et Fig. 8). Les cartes montrent que l'épaisseur de la zone non saturée varie entre 1.2 m et 15.65 m en basses eaux (mai 2019) où les puits localisés en aval sur la rive gauche se caractérisent par les épaisseurs les plus importantes (> 10 m) et entre 1.45 m et 15.7 m en hautes eaux (octobre 2019).

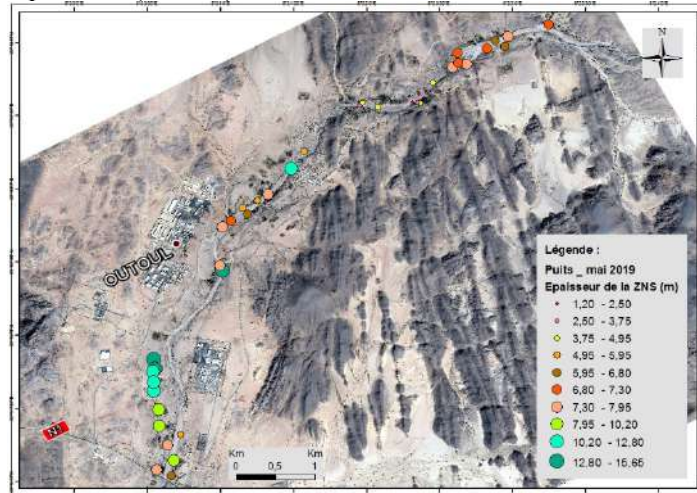


Figure 7. Cartes des épaisseurs de la zone non saturée de l'aquifère de l'Oued Outoul en basses eaux (mai 2019)

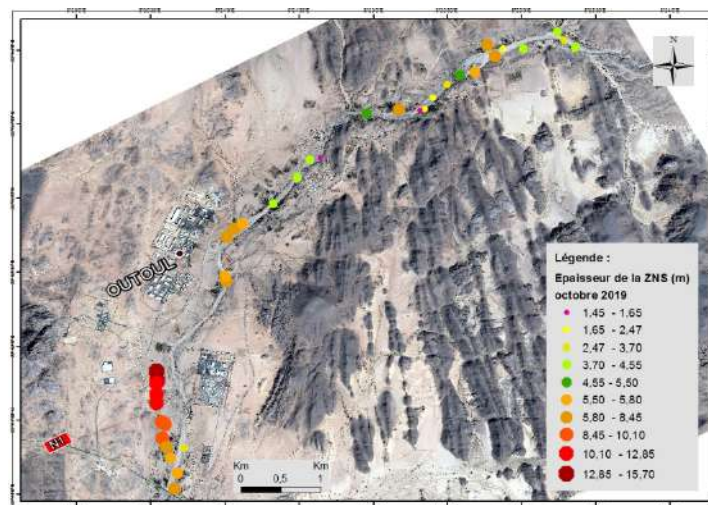


Figure 8. Cartes des épaisseurs de la zone non saturée de l'aquifère de l'Oued Outoul en hautes eaux (Octobre 2019)

4. Conclusion :

La prospection géophysique effectuée sur l'aquifère alluvial de l'Oued Outoul par la méthode électrique permet de montrer que les alluvions constituent un modèle de trois couches dont la zone non saturée peut atteindre une épaisseur de 15.7 m.

La morphologie de la nappe montre un écoulement non uniforme, caractéristique de l'hétérogénéité du milieu. Les cartes de la répartition spatiale de la surface piézométrique indiquent que les niveaux piézométriques comprises entre 1285 m et 1327 m en période de basses eaux (mai 2019) et entre 1284 et 1333 en période de hautes eaux (octobre 2019).

La comparaison des niveaux piézométriques entre les deux périodes précédentes montre en général une hausse qui varie entre 0.1 m et 13.4 m.

Les cartes des épaisseurs de la zone non saturée montrent que l'épaisseur de la zone non saturée varie entre 1.2 m et 15.65 m en basses eaux (mai 2019) où les puits localisés en aval sur la rive gauche se caractérisent par les épaisseurs les plus importantes (> 10 m) et entre 1.45 m et 15.7 m en hautes eaux (octobre 2019).

Références

- Boubakar Hassane A. (2010). *Aquifère superficiels et profonds et pollution urbaine en Afrique : Cas de la communauté urbaine de Niamey (NIGER)*. Thèse de doctorat, Univ Abdou Moumouni de Niamey, 187 p.
- E.N.HYD. (1991). *Etude de faisabilité d'un barrage souterrain sur Oued Outoul. Rapport géophysique et hydrogéologique*.
- Hamit A., (2012). *Étude du fonctionnement hydrogéochimique du système aquifère du Chari Baguirmi (République du Tchad)*. Thèse de doctorat, Univ. Poitiers, 238p.
- Hanni I., (2018). *Effets des barrages d'influo-flux d'oueds de la région de Tamanrasset sur l'hydrodynamique des nappes alluviales*. Mémoire de Magister, Univ. Oran 2, 138 p.

EVOLUTION OF SOIL WATER PROFILE IN CONSERVATION AGRICULTURE

R. LABAD¹, M. KADIR² and N. LOUAHDI³

¹ University of Ferhat Abbas, Sétif, Department of Agronomy,

mail:ryma_loulou308@hotmail.fr

² Université catholique de Louvain, Belgique, email : mokrane812002@yahoo.fr

³ Institut technique des grandes cultures Sétif, email : n.louahdi@gmail.com

ABSTRACT. A field experiment was carried out in the south-western region of Setif (Algeria) during 2019/2020 over one cropping season with direct seeding and simplified system, where irrigation was scheduled based upon tensiometer measurements. The studied region is characterized by semi-arid climate, which average precipitation varied between 250 mm and 300 mm. Three levels of water soil profiles (0-20 cm in P1, 20-40 cm in P2, 40-60 cm in P3) were used. During the wet periods (march to april), soil moisture tension under irrigated cereal reached a high value 12 Cent Bar at 0-20 cm soil depth, compared to P2 (20-40 cm) and P3 (40-60 cm) with 3 Cent Bar, 10 Cent Bar, respectively, which means that the soil in depth is at saturation. While from April, water tension measurement varied continuously despite the irrigation periods and rainfall regime. In the simplified system, from March (04-18), the soil was wet at 0-20 cm depth soil compared to direct seeding. At the beginning of April the soil is under a severe water stress conditions for both cropping systems. The results indicate that at 20-40 cm depth, tensiometer measurement reached a value of 120 Cent Bar, which signifies that soil is unsaturated, and cereals are in stress conditions, especially for simplified system. A higher value of soil moisture tension is recorded at 40-60 cm depth soil (20 Cent Bar) at the end of April in simplified system and direct seeding.

Keywords: Direct seeding, simplified system, irrigation, tensiometers, stress conditions, unsaturated soil.

1 Introduction

Most regions of Algeria are characterized by a semi-arid to arid climate. The country suffers as much from insufficient rains as from their poor distribution in time and space. The constraints of the climate, the population growth and the agricultural systems practiced are at the origin of the soil degradation and the decline of the yields. According to Mrabet (2001), intensifying crops through the conventional system with high input costs and maintaining fallow temporarily improved yields. However, in the long term this cropping system had repercussions of reduction of the vegetal cover of the soil and a gradual decrease in productivity. To limit this phenomenon, resorting to simplified cultivation techniques and direct seeding will be a viable alternative (Abdellaoui et al, 2010). At the same time, the use of irrigation has become a necessity, given the importance of the water deficit and the intensification of agriculture (Terchi, 2014).

In fact, introducing new technology and good water management allows efficient use of water (Deng et al., 2006). Tensiometer is one of these technologies, which allow more water use efficiency. It is rapid, cheap and easy devices for monitoring the water status of substrate and useful for fertirrigation scheduling (Hodnett et al., 1990). It is often preferred to other type of substrate moisture sensors because of its simplicity, low cost, accuracy, no influence of temperature and soil osmotic potential (Thalheimer, 2003). Through the present work, the association of irrigation with soil conservation systems has been investigated. While, the principal aim is to evaluate soil hydraulic profile in conservation agriculture using tensiometer.

2 Materials and methods

The study was carried out in the commune of Salah Bey, located at 40 km southwest of Sétif. The experiment took place in an experimental farm, whose geographical coordinates are: 35 ° 52'21 " N 5 ° 18'30" E, 1470 m elevation. The studied region is characterized by a semi-arid to arid climate. Rainfall is little during the year with an average of 355 mm per year and the average annual temperature is 12.8 ° C. During the 2019/2020 study campaign, the cumulative rainfall recorded is 342 mm (Figure 1).

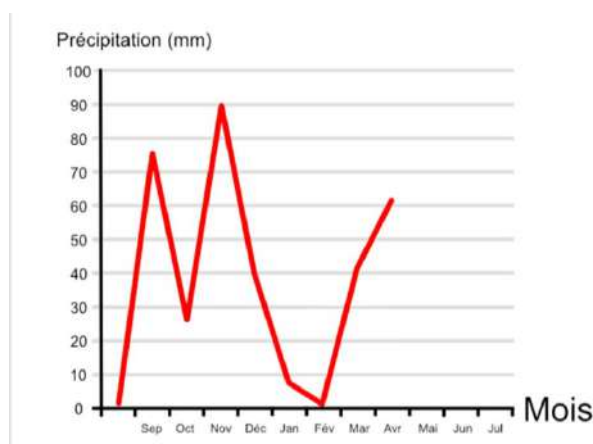


Figure 1. Monthly rainfall

The test was carried out on an area spread over 2780 m², divided into two (02) parts. One is kept for direct seeding (SD) and the second for simplified technique (TCS) (Figure 2).

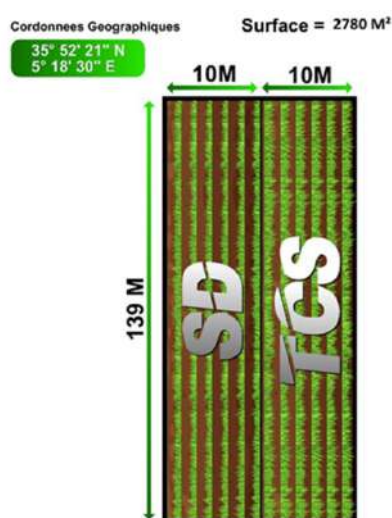


Figure 2. Experimental plot

During the experiment, several irrigation sequences using a sprinkler system are triggered depending on the water level of the soil (Figure 3). With irrigation flow of 1.5 l.s⁻¹ during a period of 4 hours per day in each irrigation.



Figure 3. Irrigation sequences during experiment

Tensiometers were installed at the SD and TCS plots in order to monitor the water status of the soil at different depths (0-20 cm, 20-40 cm and 40-60 cm) (Figure 4).



Figure 4. Tensiometers at different depths (0-20 cm/20-40cm and 40-60 cm)

3 Results and discussion

3.1. Soil characteristics

Studied soil is characterised by sandy loam texture. Which affect dynamic of water in deep soil layer.

Table 1. Soil characteristics

CE ($\mu\text{s}/\text{cm}$)	pH	OC (%)	Texture	Field capacity (%)	Wilting pint (%)
245	9.26	2.58	Sandy loam	20.9	13.8

3.2. Evolution of the soil's water profile

The soil moisture monitoring by sampling with the auger was carried out for two dates: date “1” before irrigation on 01/15/2020 and date “2” after irrigation on 02/17/2020 and this for two depths: 0 - 20cm and 20 - 40cm.

For the first sample (date1: 01/15/2020), the soil moisture in TCS is higher than in SD in the first 20 cm (Figure 5). This humidity rate increases after irrigation (date 2: 02/17/2020) to reach 22% for both systems.

In parallel, the measurements taken in the second horizon between 20 cm to 40 cm reveal certain differences for the two systems (Figure 5). In fact, before irrigation (date 1), the soil is wetter in TCS compared to SD. While after irrigation SD soil has a greater advantage over TCS with a moisture content of 26.22%. The no-till soil is more compact, due to the absence of deep tillage. As a result, water collects in the macro and micro porosity. In addition, the presence of plant cover on the surface of the soil in SD limits evaporation, which prevents the permanent drying out of the soil. According to Boudiar (2012), it is notable that the SD and the TCS have an advantage of water storage at the level of the first horizon (0 -20 cm) at various sampling dates.

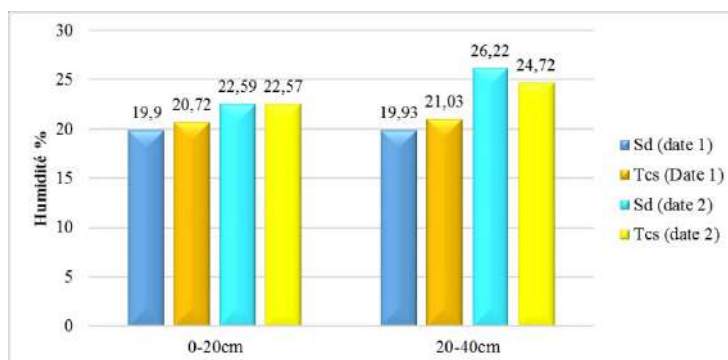


Figure 5. Evolution of soil moisture

Using tensiometers installed in the field, and through the recorded pressures, the water level of the soil was checked for three depths.

First horizon 0-20 cm

Monitoring the evolution of the water state of the soil in the first soil horizon reveals some differences for the SD as well as for the TCS depending on rainfall and irrigation (Figure 6). In early March and after irrigation, the soil is saturated with a pressure equivalent to 9 centibar / Pas, for both cropping systems. From March 25, the pressure in the soil increases for SD and TCS. This increase is still within the range of the easily usable reserve RFU. During the beginning of April a cumulative rainfall of 3 mm was recorded which explains the stability of the pressure in the soil. While at the end of April the pressure increased to 120 centibar / Pas, which is expressed by water stress. This is due to the lack of rainfall and irrigation during this period. The recorded pressure is higher in SD than in TCS. In fact, the SD soil is compact so water infiltrates with difficulty compared to the TCS soil which is slightly loosened by the cover crop in the surface horizon. During the month of May, there was no record of ground pressures due to the heavy rainfall recorded during that month.

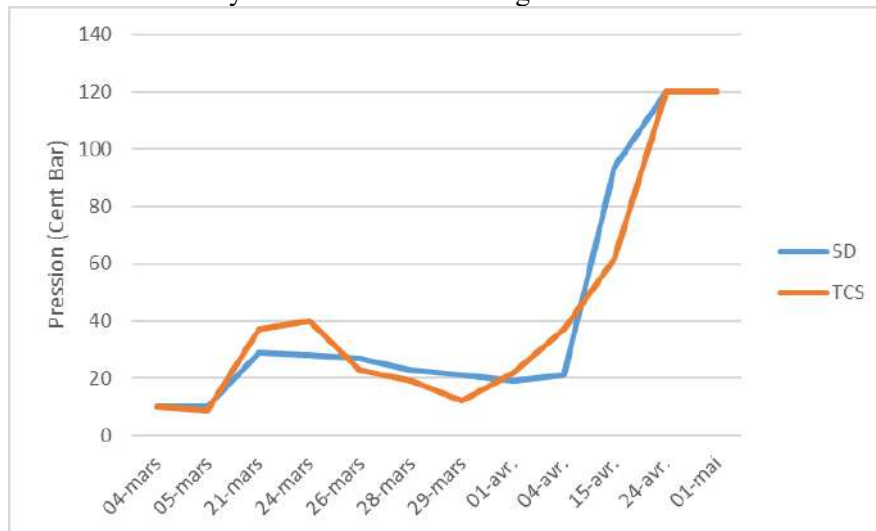


Figure 6. Evolution of soil pressure in the first horizon

Second horizon 20-40 cm

Figure 7 shows the evolution of soil pressure in relation to irrigation and rainfall over a depth of 20 - 40 cm. At the beginning of March, the pressure is identical for the two cultivation systems (TCS and SD). In fact, the soil is saturated after irrigation. At the beginning of April, the ground pressure was more or less stable for the TCS than for the SD and for the TCS. As of April 15, the pressure has increased which means that the soil is drying out despite there being irrigation. In general, soil moisture in SD and TCS allows better water retention. This gives the crop better behavior in a water deficit situation, especially at the grain formation stage, which contributes to the development of a significant component of the yield (grain weight). On the other hand, in the second horizon (20-40 cm), the soil in TCS and SD retains a little more moisture in depth than in the superficial horizon (Abdallaoui et al, 2011).

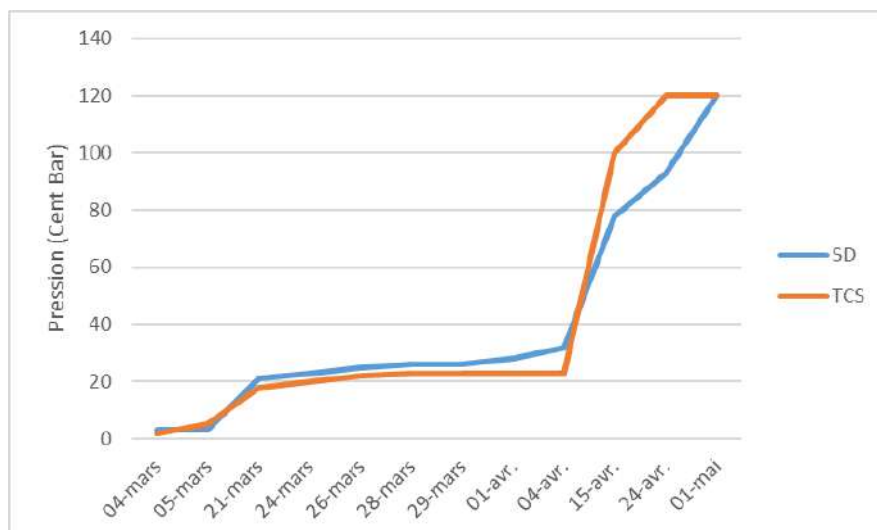


Figure 7. Evolution of soil pressure in the second horizon

Third horizon 40-60 cm

The monitoring of the soil pressure in the third horizon (40- 60 cm) shows that at the beginning of March the pressure after irrigation is 10 centibar for the TCS and 12 centibar for the SD, but the ground remains in reserve easily usable. Subsequently, the pressure increased as the soil is more compact at depth. In April, the pressure increased but still remains easily usable in the two cropping systems with 25 centibar in SD and 20 centibar in TCS. TCS is more advantageous in water reserve in the soil despite irrigation. In fact, soil structure in TCS is more porous, which facilitates the passage of water and air.

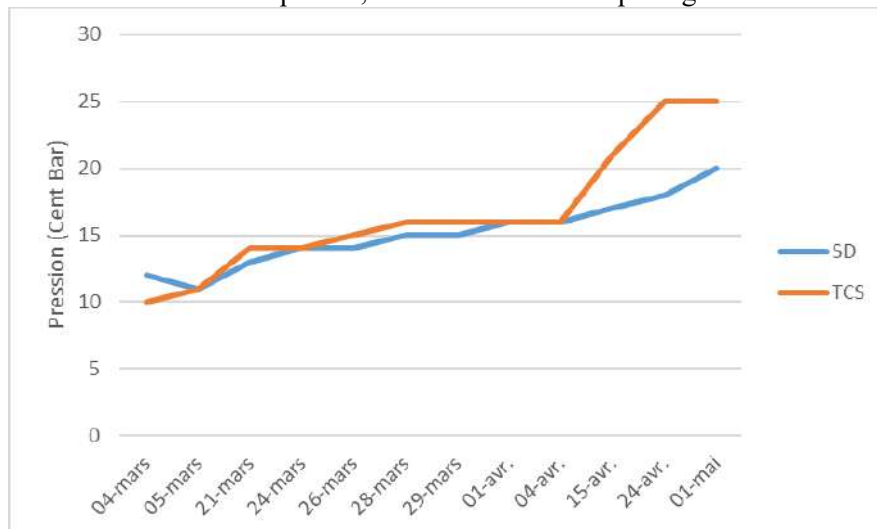


Figure 8. Evolution of soil pressure in the third horizon

4 Conclusion

Each system, whether direct seeding or simplified technique, has its own effects on the conservation of water in the soil and consequently on crops development.

In relation to the sandy soil texture, the evolution of water in the soil is strongly influenced by the cultivation technique. In fact, the soil is saturated with TCS compared to SD. While after irrigation, SD has more advantage over TCS with a moisture content is at field capacity (26.22%). The present results confirm the significant effects of SD to reduce evapotranspiration on soil surface, consequently soil moisture is conserved. In addition, monitoring the water profile using tensiometers shows the effect of soil loosening by TCS compared to SD where the soil is more compact.

References

- Aabdllaoui, Z., Teskret, H., Belhadj, A., et Zghoune, O. (2010). Étude comparative de l'effet du travail conventionnel, semis direct et travail minimum sur le comportement d'une culture de blé dur dans la zone sub-humide. Actes du 4^{ème} rencontre, Sétif.Méditerranéen du semis direct. Sétif, Algérie, du 3 à 5 mai 2010 p, 68-82
- Abdllaoui, Z., Tesskrat, H., Belhadj, A., et Zaghoun, O., (2011). Etude comparative de l'effet du travail conventionnel, semis direct et travail minimum sur le comportement du blé dur. Actes du 4^{ème} rencontre méditerranéen du semis direct, Sétif, Algérie.
- Boudiar, R. (2012). *Etude comparative des effets de travail du sol conventionnel et le semis direct sur l'évolution du sol en région semi-aride*. (Magister). Université Ferhat Abbas Sétif 1, 79p.
- Deng, X. P., Shan, L., Zhang, H. P., and Turner, N. C. (2006). "Improving Agriculture Water Use Efficiency in Arid and Semi-Arid Areas of China." *Agric. Water Manage.* 80: 23-40.
- Hodnett, M. G., Bell, J. P., Ah-Koon, P. D., Soopramanien, G. C., and Batchelor, C. H. (1990). "The Control of Drip Irrigation of Sugarcane Using Index Tensiometers: Some Comparisons with Control by the Water Budget Method." *Agric. Water Manage.* 17: 189-207.
- Mrabet, R. (2001). Le Semis Direct : Une technologie avancée pour une agriculture durable au Maroc. MADREF/DERD/PNTTA. *Transfert de technologie en agriculture*, (76): 1- 4
- Thalheimer, M. 2003. "Tensiometer Modification for Diminishing Errors due to the Fluctuating Inner Water Column." *Soil Sci. Soc. Am. J.* 67 (3): 737-9.
- Terchi, S. (2014). *Etude de l'impact de la qualite des eaux d'irrigation sur la fertilite du sol, la plante et le rendement des systemes d'irrigation*. (Memoire de master). Ecole Nationale Supérieure d'hydraulique -ARBAOUI Abdellah, Blida, 54p.

LAND SUITABILITY ASSESSMENT FOR CEREALS FARMING USING A GIS AND HIERARCHICAL MULTICRITERIA ANALYSIS METHOD IN ARID REGION OF ALGERIA

N. KOULL^{1*}, S. HELIMI¹, A. MIHOUB¹, S. MOKHTARI¹, M. E. KHERRAZE¹,
T. MOSTAFAOUI¹, A. BENSALD²

¹Division of Soil Resources, Scientific and Technical Research Centre for Arid Areas (CRSTRA), Biophysical Station, National Road N° 03 Nezla, Touggourt, 30200 Ouargla, Algeria.

²Center for Development of Territories and the Environment (CEDETE) - EA 1210, Orléans University, Orléans, France.

Abstract & Résumé. This work studied the agricultural land suitability for cereals in arid region of Algeria. Its aim is the application of a method, based on the use of geographic information systems and hierarchical multi-criteria analysis, to determine the areas which are suitable for developing cereal's agriculture. The approach is an information reference to the construction of soil suitability maps for cereals in N'Goussa at Ouargla. Ten factors were used in this study which are slope, soil's characteristics (salinity, pH, organic matter, gypsum, texture and total calcium carbonates), electrical and Road network and land occupation. They were integrated into the soil suitability map for cereals using the geographic information system. The multiplication of the weighted coefficients linked to these factors leads to a global land suitability map. The results obtained, allowed four classes of land suitability: high suitability (26.31%), moderate suitability (60.06%), they occupy the West and middle part of the studied zone, low suitability (0.25%) and not suitable (13.36%), presented by the salted soils and the Sebkhia. The results indicated that the majority of land of N'Goussa are suitable for developing cereal's agriculture.

Keywords: GIS, hierarchical multi-criteria analysis, land suitability, cereal, Algeria.

Introduction

Land suitability evaluation is a key approach to promoting sustainable agricultural development and scientific planning of land use (Baroudy 2016; Falasca *et al.* 2012). Assessing land characteristics is an important step in land use planning. It allows decision-makers to create the best management system. Land suitability determined by the assessment of climate, soil, topographic and the biophysical constraints. In recent decades, many studies have used multicriteria analysis to develop and predict land valuation models. The analytical hierarchy process (AHP) developed by Saaty (1980) was used in the Gonbad-Kavous region of Northern Iran (India (Zolekar and Bhagat 2015) and Yusufeli District, Turkey (Akinci *et al.* 2013) for selecting the best possible use of a field unit.

In Ouargla region, the main field production are cereals (wheat, barley and maize). This production has developed significantly in recent years by increasing cultivated areas and yields. However, there are fields located in areas not suitable for cereal's agriculture, characterized by saline and gypsums soils. Which affect the productivity and natural resources. The sustainable development of cereal's agriculture in arid conditions requires the management of natural resources including water and soil and this by assessing land suitability. The aim of this study is the use of the multicriteria analysis method to determine the most suitable areas for cereal production in N'Goussa town at Ouargla to help the manager to developing the agriculture in arid areas.

Materials and Methods

Study area : The study area, N'Goussa town, is situated in the region of Ouargla, South-East of Algeria. N'Goussa is located at 22 km in the North of Ouargla. It covers an area of about 2907 km² (32 ° 08 '27 "North and 005 ° 18' 30" East) (Figure 1). As a whole Algerian Sahara, the Ouargla region is characterized by an hyper-arid climate. N'Goussa is characterized by cereal's agriculture, where typical farmers have harvested extraordinary yields (yields that exceed 70qx). The total agricultural area is 262743ha, or 4.62% of the total area registered in 2016 (DAS 2018).

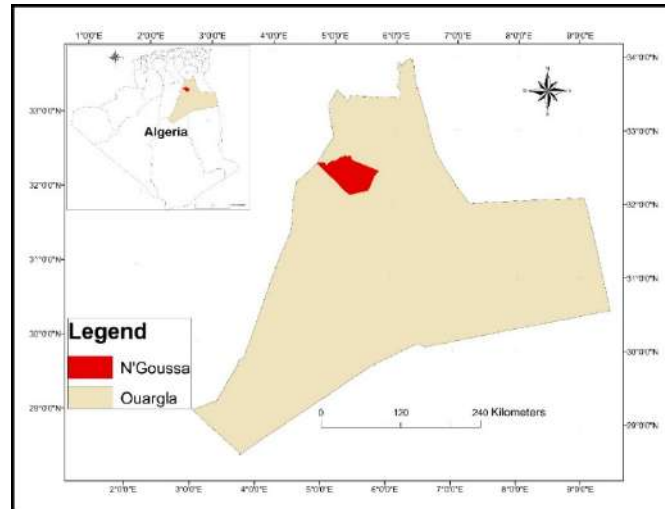


Figure 1. Location of study area northeast Algeria.

Methods: We have chosen the multi-criteria hierarchical analysis approach AHP method developed by (Saaty 1980). In the region of Ouargla, cereal production is not possible without irrigation which need electrical energy. In our study, we have selected the following factors to assess the land suitability for cereal production: (1) Topography: altitude and slope; (2) Soil characteristics: 30 soil samples were collected using a stratified random sampling method at the 30 cm layer for all the studied area (2907 km²) (Figure 2); The physicochemical parameters analyzed are texture, salinity (extract 1/5), organic matter, soil pH_{water}, gypsum, total calcium carbonate; (3) Land occupation; (4) Electrical network; and (5) Road network.

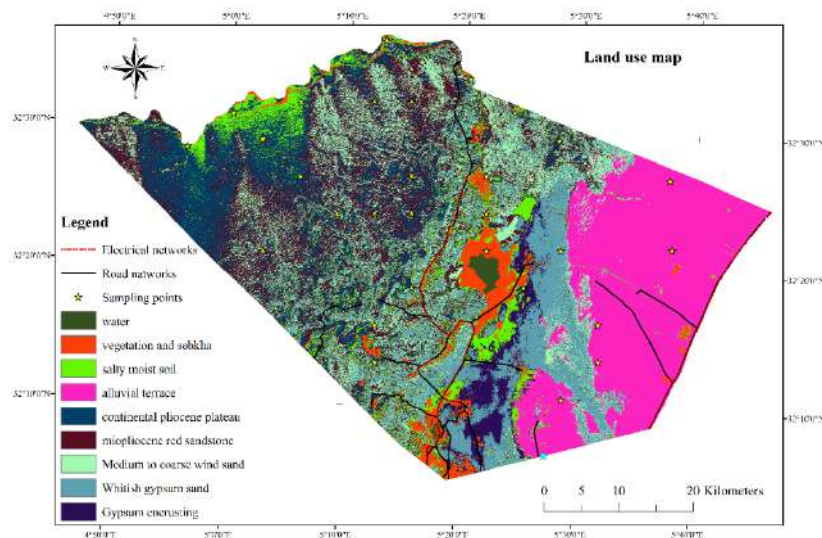


Figure 2. Land use classes maps of study area.

The 10 opinions of local experts were used to determine the weight of the factors of the aptitude evaluation of the grounds, by a statistical analysis per pairs of comparisons. The weights lay between 0 and 1 (Malczewski 1999). Thereafter, the matrix of comparison obtained is standardized compared to the affected degree of importance to each criterion selected so that the sum of the weights of all the criteria considered in the same analysis is equal to 1 (Table 1). Aggregation of the criteria and determination of the indices of synthesis consists in multiplying each layer-factor by its respective weighting coefficient, and then to add these results to produce an index of synthesis located on a scale from 0 to 10, according to the equation (1) (Yoon & Hwang 1995).

$$Vi = \sum_{j=1}^{\beta} a_{ij} * W_j \quad \text{for } i=1, 2, \dots, 10 \quad (1)$$

Where: $a_{ij} = a_i/a_j$

With: a_i and a_j were the weighting coefficients evaluating the relative importance of the criteria;

W_j : the weight of each criterion; V_i : index of synthesis.

This step was used individually for the ten factors of decision, in order to produce an index of synthesis. Once the ten factors of decision are evaluated, a balanced linear combination was carried out after having assigned with each factor of decision a weighting coefficient (Figure 3).

Results

Based on the experts pair wise comparisons, the weights of factors that include soil characteristics, topography, electrical and road networks and land use data are presented in Table 1. The results showed the best factor for valuation of land suitability was soil salinity which had the highest specific weighting (0.3041). After this, it goes to soil organic matter and land use (0.1644 specific weighting for each one). Soils salinity is lower to 6 dS/m in 50% of the studied area, and which is favourable for cereals agriculture. Suitable area for cereal production were identified according to important salinity, organic

Table 1: Stamp weighting of the criteria

Criteria	Texture	Slope	pH	Salinity	Gypsum	Total calcium carbonate	Organic matter	Land use	Road network	Electrical network	weighting
Texture	0,0658	0,1023	0,1023	0,0691	0,1190	0,1098	0,0490	0,0490	0,0658	0,0658	0,0798
Slope	0,0219	0,0341	0,0341	0,0493	0,0714	0,0366	0,0294	0,0294	0,0219	0,0219	0,0350
pH	0,0219	0,0341	0,0341	0,0493	0,0714	0,0366	0,0294	0,0294	0,0219	0,0219	0,0350
Salinity	0,3289	0,2386	0,2386	0,3454	0,1667	0,1829	0,4412	0,4412	0,3289	0,3289	0,3041
Gypsum	0,0132	0,0114	0,0114	0,0493	0,0238	0,0122	0,0294	0,0294	0,0132	0,0132	0,0206
Total calcium carbonate	0,0219	0,0341	0,0341	0,0691	0,0714	0,0366	0,0294	0,0294	0,0219	0,0219	0,0370
Organic matter	0,1974	0,1705	0,1705	0,1151	0,1190	0,1829	0,1471	0,1471	0,1974	0,1974	0,1644
Land use	0,1974	0,1705	0,1705	0,1151	0,1190	0,1829	0,1471	0,1471	0,1974	0,1974	0,1644
Road network	0,0658	0,1023	0,1023	0,0691	0,1190	0,1098	0,0490	0,0490	0,0658	0,0658	0,0798
Electrical network	0,0658	0,1023	0,1023	0,0691	0,1190	0,1098	0,0490	0,0490	0,0658	0,0658	0,0798
Total	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	1,0000

matter, land use, texture, electrical network and remote sensing data factors, and an optimum land suitability map was generated using overlaying of 10 raster layers. A final map of land suitability for cereal production in studied area is presented in Figure 3. Four suitability classes; varied for very high suitability to not suitable indicated in Figure 3. The not suitable class occupy 13.36% of the studied area with 39302.57 ha, presented by the salted grounds and the Sebkha. The class with low suitability occupy only 0.25% with 741.03 ha. The areas with moderate suitability class are more representative. They occupy 60.06% with 176636.46 ha, they occupy the West and middle part of the studied zone. On the other hand, the classified zones with high suitability class occupy only 26.31% of the total surface of the studied area with 77377,71ha. The analysis of this map shows that the moderate suitability areas for cereal cultivation occupy the large majority of the studied area, characterized by low salinity and presents enough plates surface which can be useful for agriculture.

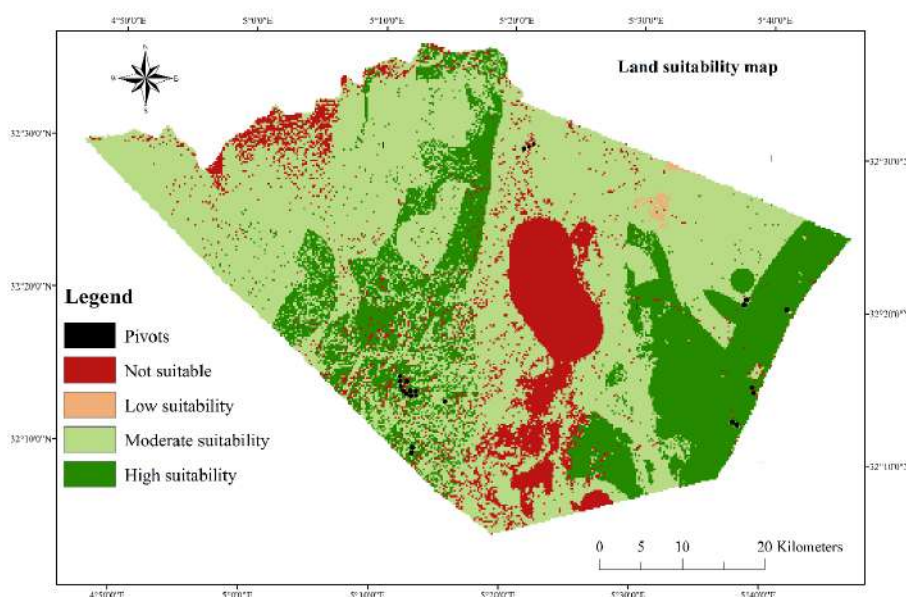


Figure 3. Land suitability classes of study area.

Discussion or Interpretation

The mapping of favorable zones for cereals in N'Goussa was carried out by using SIG combined with multicriteria analysis. For mapping soil properties, the IDW method was used. One of the advantages of IDW is the use of weighted averages to estimate un-sampled locations as a linear combination of neighboring observations (Mirzaee *et al.* 2016). Determination of suitable land for a special crop production is very important to increase yield and achieve optimum productivity of the land, develop resource management (soil and water), safeguard sustainable production and natural resource. Then, assessment of land suitability is an important subject in agriculture and land science.

The method of multi-criteria analysis based on criteria for identification and choice of the site has already proved consistent through various studies (Banai 1993; Eastman *et al.* 1993; Lili Chabaane *et al.* 2002; Malczewski 2006; Bensaid *et al.* 2007). Therefore, the results obtained are valid and their consistency depends on the precision of the data. Others studies have been shown that the multi-criteria method is the best method to determine the agricultural land suitability in Algeria (Mendaset *et al.* 2014) and in arid region (Abdelkawy *et al.* 2010; Ostovari *et al.* 2019; Kurşun and Dengiz, 2020). In this study, the soil properties were the effective factors to developing a good land evaluation model. Thus, results in Table 1, soil salinity and soil organic matter play an important role in the determining of suitable areas for cereals productions. Mendaset *et al.* 2014 indicated that soil salinity and texture were the main factor affecting agricultural land suitability. Mainly, texture, soil salinity and soil fertility plays an important role in getting high yields. The major soil of the studied area were non saline soil or with lower salinity (with EC(extract 1/5) < 6 dS/m), this explain the importance of moderate suitability class (60.06%) and height suitability class (26.31%).

Conclusion

In this study, land suitability analyses indicated that that 86.37% of the area can be to exploit for the development (cultivation of cereals) presented by the plate and reg. The moderate suitability class is the very abundant class with 60.06% , they occupy the center and the West of the studied area. The not suitable zones occupy the salted soil and Sebkh with 13.36%.

SIG combined with multicriteria analysis offer possibilities of management of the territory integrating all the parameters relating to its durable installation. The map of land suitability of cereals carried out starting from this approach can nevertheless be a basic instrument with the prospection of the sites for the future projects of cereals cultivation or development in the area. In general, GIS remains one of the best decision-making tools for project management. Strengthening the means to optimize the evaluation of development projects in an integrated and structured framework is one of the necessary elements to promote sustainable development.

Références

- Abdelkawy, OR., Ismail, HA., Rod, JK., Suliman, AS.: A developed GIS-based land evaluation model for agricultural land suitability assessments in arid and semi-arid regions. *Re-search Journal of Agriculture and Biological Science* 6(5):589–599 (2010).
- Akinci, H.,Özalp, AY.,Turgut, B.: Agricultural land-use suitability analysis using GIS and AHP technique. *Computers and Electronics in Agriculture* 97: 71–82(2013).
- Banaï, R.: Fuzziness in Geographical Information Systems: contributions from the analytic hierarchy process. *International Journal of Geographical Information Systems* 7(4): 315–329 <http://dx.doi.org/10.1080/02693799308901964> (1993).
- Baroudy, AAE.: Mapping and evaluating land suitability using a GIS-based model. *Catena* 140: 96–104(2016).
- Bensaid, A., Barki, M., Talbi, O., Benhanifia, K.,Mendas, A.:Multicriteria analysis as a decision-making tool for the spatial location of areas of high anthropic pressure: the case of the Naâma department in Algeria. *Journal of Teledetection* 7: 359–371 (2007).
- DAS. :Agricultural Services Directorate of Ouargla (Algeria), service of agricultural statistics, annual report (2018).
- Eastman, JR., Kyem, PAK., Toledano, J.,Weigen, J.: Exploration in Geographic Information Systems Technology. Volume 4, GIS and Decision making. UNITAR European office, Nations Palais, CH-1211 Geneva 10, Switzerland (1993).
- Falasca, SL., Ulberich, AC.,Ulberich, E.: Developing an agroclimatic zoning model to determine potential production areas for castor bean (*Ricinuscommunis* L.). *Industrial Crops and Products* 40: 185–191 (2012).
- Kurşun. G.,Dengiz, O.: Assessment of land suitability for the production of major crops in Ayrancı district of Karaman province located at arid terrestrial ecosystem. *Eurasian Journal of Soil Science* 9 (1): 24–33 (2020).
- Lili Chabaane, Z., Friaa, I., Rhouma, A.,Ferchichi, M.: Proceedings of International Symposium on Environmental Pollution Control and Waste Management 7-10 January 2002, Tunis (EPCOWM'2002), 425–436 (2002).
- Malczewski, J.: GIS and multicriteria decision analysis. John Wiley & Sons (1999).
- Malczewski, J.: GIS-based multicriteria decision analysis: a survey of the literature. *International Journal of Geographical Information Science* 20 (7): 703–726 (2006).
- Mendas, A., Delali, A., Khalfallah, M., Likou, L., Gacemi, MA., Boukrentach, H., Djilali, A., Mahmoudi, R.: Improvement of land suitability assessment for agriculture—application in Algeria. *Arab Journal Geoscience* 7:435–445. <https://doi.org/10.1007/s12517-013-0860-2> (2014).
- Mirzaee, S., Ghorbani-Dashtaki, S., Mohammadi, J., Asadzadeh, F., Kerry, R.:Modeling WEPP erodibility parameters in calcareous soils in northwest Iran. *Ecological Indicator* 74: 302–310 (2016).
- Ostovari, Y., Honarbakhsh, A., Sangoony, H., Zolfaghari, F., Maleki, K., Ingram, B.: GIS and multi-criteria decision-making analysis assessment of land suitability for rapeseed farming in calcareous soils of semi-arid regions. *Ecological Indicators* 103:479–487. <https://doi.org/10.1016/j.ecolind.2019.04.051>(2019).
- Saaty, TL.: The analytic hierarchy process: planning, priority setting, resource allocation. New York/ London. McGraw-Hill International Book Co (1980).
- Yoon, K., Hwang, C.: Multiple Attribute Decision Making: An Introduction, in Lewis-Beck, M (ed.), Quantitative Applications in the Social Sciences, Series/Number 07–104, Sage Publications, Thousand Oaks (1995).
- Zolekar, RB., Bhagat, VS.: Multi-criteria land suitability analysis for agriculture in hilly zone: Remote sensing and GIS approach. *Compute Electronic Agricultural* 118: 300–321 (2020).

CHARACTERISATION OF THERMAL POLLUTED SOIL AS OILY SEWAGE WITH HYBRID BIOSILICEOUS MATERIAL

W. REZIG ¹

¹Laboratoire des Sciences, Technologie et Génie des Procédés LSTGP ; Faculté de Chimie Département génie chimique ; Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed Boudiaf USTO-MB, email : walidrzg@gmail.com / walid.rezig@univ-usto.dz

Abstract. Sludge treatment is a difficult phase for the fight against pollution. The main objective of this study is to heat treat oily sludge from the oil industry at the RA1 / Z refinery and then characterize this sludge by: x-ray fluorescence (XRF) to determine the mineralogical composition in percentages in the form of oxides for example (% SiO₂, % CaO, % Fe₂O₃, % K₂O, etc.) [1-3]. We are interested in identifying the different sectors of valorization other than the agricultural spreading with the use of material a very abundant and inexpensive natural aluminosilicate adsorbent material as a catalyst support called diatomite which is a rock formed mainly by the accumulation of diatomaceous frustules called "Kieselgühr" in the Sig deposit of western Algeria presenting the advantage of being locally available and less expensive. The crude diatomite of Sig "DB" that will be modified by ferrihydrite "the deposit of ferrihydrite on crude diatomite DB by ferric chloride tetrahydrate FeCl₂.4H₂O with the different concentrations and surface modification by treatment with sodium hydroxide (NaOH) to increase the surface area specified. The resulting products are named (DMF3) [4]. The results of analysis which are: x-ray fluorescence (XRF), X-ray diffraction (XRD), infrared spectroscopy to transform Fourier in attenuated total reflection mode (FTIR -ATR) for: Ferrihydrite-modified diatomites (DMF3) contain ferric oxides in different phases which are: ferrihydrite, maghemite, lepidocrocite, goethite, schwertmannite, ferroxhyte, akaganeite, ferroxide, and magnetite. Scanning electron microscopy (SEM) observation shows that DMF3 core particles have diameters of approximately 3-6 µm, and pinnate particles of DMF3 have lengths of approximately 4-9 µm.

Keywords: Sludge, agricultural spreading, diatomite, ferrihydrite

Résumé. Le traitement des boues est une phase difficile pour la lutte contre la pollution. L'objectif principal de cette étude est de traiter thermiquement les boues huileuses de l'industrie pétrolière à la raffinerie RA1 / Z puis de caractériser ces boues par: fluorescence des rayons X (FRX) pour déterminer la composition minéralogique en pourcentages sous forme d'oxydes par exemple (% SiO₂, % CaO, % Fe₂O₃, % K₂O, etc.) [1-3]. Nous nous intéressons à identifier les différents secteurs de valorisation autres que l'épandage agricole avec l'utilisation de matériel un matériau adsorbant d'aluminosilicate naturel très abondant et peu coûteux comme support de catalyseur appelé diatomite qui est une roche formée principalement par l'accumulation de frustules de diatomées appelées "Kieselgühr" dans le gisement Sig de l'ouest de l'Algérie présentant l'avantage d'être disponible localement et moins cher. La diatomite brute de Sig "DB" "qui sera modifiée par la ferrihydrite" le gisement de ferrihydrite sur diatomite brute DB par le chlorure ferrique tétrahydraté FeCl₂.4H₂O avec les différentes concentrations et modification de surface par traitement à l'hydroxyde de sodium (NaOH) pour augmenter la surface spécifiée. Les produits résultants sont nommés (DMF3) [4]. Les résultats d'analyse qui sont: fluorescence des rayons x (FRX), rayons X diffraction (DRX), spectroscopie infrarouge pour transformer Fourier en mode de réflexion totale atténuée (IRTF -RTA) pour: la diatomite modifiée par ferrihydrite déifiées (DMF3) contiennent des oxydes ferriques dans différentes phases qui sont: ferrihydrite, maghémite, lépidocrocite, goethite, schwertmannite, ferroxhyte, akaganeite, ferroxide et magnétite. L'observation par microscopie électronique à balayage (MEB) montre que les particules de noyau de DMF3 ont des diamètres d'environ 3-6 µm et les particules pennées de DMF3 ont des longueurs d'environ 4-9 µm. .

Mots-clés : boues, épandage agricole, diatomite, ferrihydrite.

1 Introduction

Water treatment is currently the main part of industrial investment for the protection of the environment, treatment in wastewater treatment plants is accompanied by significant production of waste sludge. This sludge contains organic matter and mineral elements which are likely to constitute an interesting contribution for the soil of culture [1]. The quantities of sludge produced are very important and their elimination poses a

delicateproblem. Nevertheless, the safe use of sewagesludge in agriculture requires the setting of limit values for heavymetal content and itistherefore possible to considerdecontaminatingsludge by extractingtoxicmetalsbeforedepositingthem in the environment. Knowledge of the mode of bonding and the localization of metals in sludgeisnecessary to study the possibility of such treatment [2]. Soilis the receiving medium for a widevariety of wasteproductsproduced by humanactivity; thisis the case of urbansewagetreatment plant sludgewhichcanbeeliminated and valorized in agriculture, the use of agricultural wastesludge must bereasoned in order to make the best use of the elementsuseful for plants withoutrisk in the short or long term. long term for soilfertility, cropquality, and for the environment [3] .This workconsists in studying the characteristics of sludgefrom the GP1 / Z complexsanitary water treatment plant due to valorisation.Its main phases of ferricoxide in nature are, in increasingorder of crystallinity, ferrihydrite, maghemite ($\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$) lepidocrocite ($\gamma\text{-FeOOH}$), hematite ($\alpha\text{-Fe}_2\text{O}_3$) and goethite ($\alpha\text{-FeOOH}$) (Schwertmann et al., 2000) [4]. There are severalmethods to modify the surface characteristics of diatomite fine Var. The purification of diatomite in HCl (Goren et al., 2002) [5] and the calcination of diatomite (Goren et al., 2002, Khraishah et al., 2005) [5,6] have been applied to makediatomitis more inert for the use of treated diatomite as a filtersupport.ponents, incorporating the applicable criteriathatfollow.

2 Materials and Methods

The taking of samples is one of the most important operations in the monitoring of the proper functioning of a Wastewater Treatment Plant WWTP and theCorrugated Plate Separators CPS or a work intended for the protection of the environment. Indeed, the representativeness of a sample is the most important parameter because it makes the necessary adjustments for the proper functioning of the equipment. Sampling however requires means adapted to the types of pollutant and the difficulties of the site or the site. installation.This problem is not solved at GP1Z, in fact the sampling is carried out according to archaic techniques using low means.This point is considered as priority which must be supported by the GP1Z.The conservation of the samples must itself meet standards and criteria, and requires means (see figure 1, figure2 and figure 3). At the laboratory level, we prepared the sludge powder in the following manner: Weighed the sample 100 g (see figure 4), Dry it: in an oven at 400 ° C for 24h (see figure 5), Grinding of dry sludge in a glass mortar and then sieving with a sieve of 0.1 mm diameter to remove large particles, and; In an oven and at a temperature of 400 °C., an amount of 100 g of sludge is introduced for 24 h.



Figure 1. Sludge of the WWTP

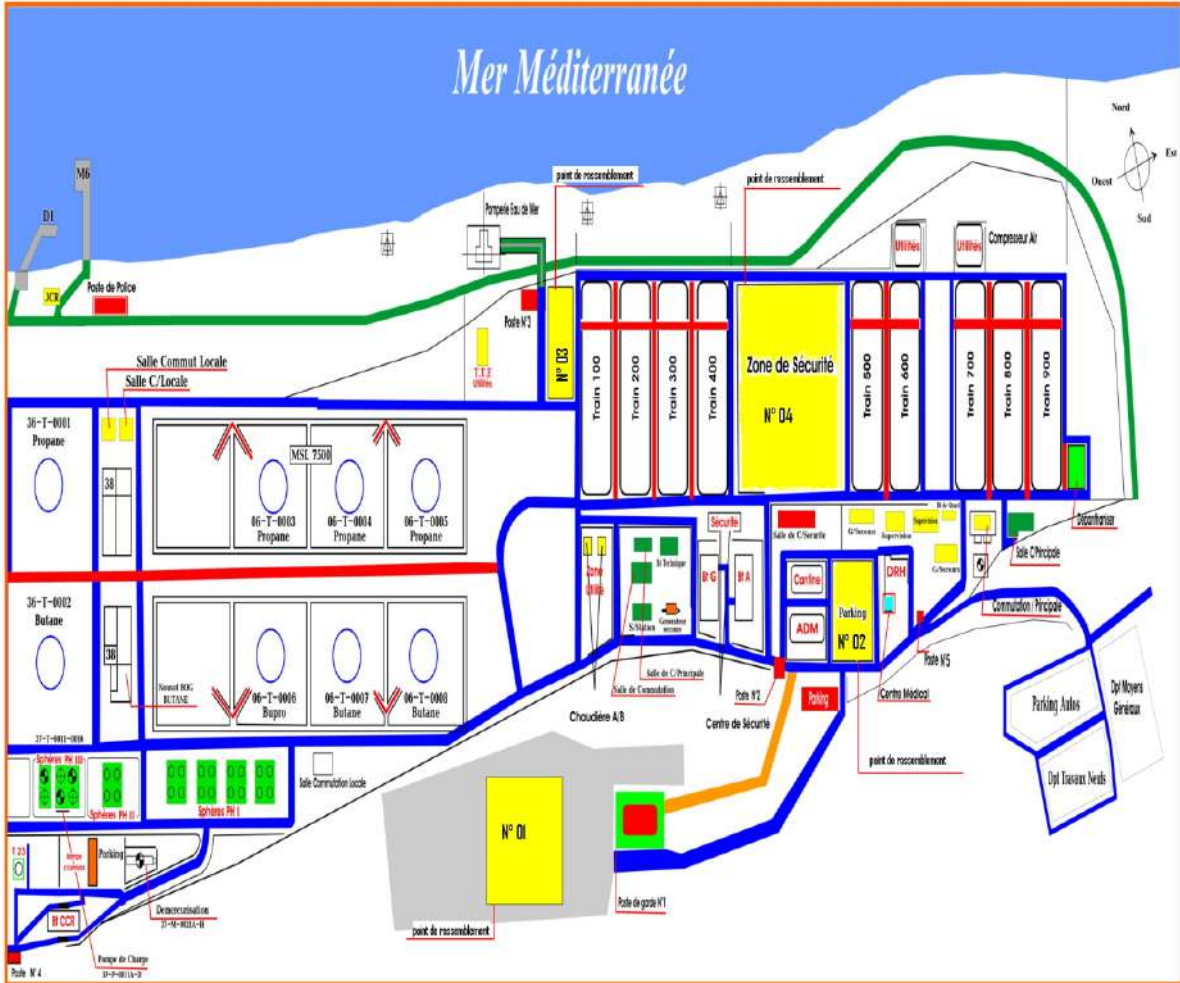


Figure 2. Geographical location of the GP1/ Z complex



Figure 3. WWT Phase 1 complex of the GP1/ Z



Figure 4. Sludge on the scale



Figure 5. Powdered sludge at $T = 400\text{ }^{\circ}\text{C}$

3 Results and discussions

3.1. X-rays fluorescence (XRF)

The chemical composition of wastewater treatment plant WWTP by x-rays fluorescence to determine the mineralogical composition in percentages in the form of oxides for example (16.16 % SiO_2 , 4.46 % Fe_2O_3 , 4.22 % Al_2O_3 , 3.7 % CaO and 63.09 % LOI , etc.) see of **table 1**.

Table 1. Chemical composition of station of WWTP sludge for $T = 400\text{ }^{\circ}\text{C}$ by XRF.

Composants	SiO_2	Fe_2O_3	Al_2O_3	CaO	K_2O	MgO	SO_3	Na_2O	LOI
(%) mass	16.16	4.46	4.22	3.7	0.70	0.35	0.19	0.02	63.09

3.2. X-rays diffraction (XRD)

X-rays diffraction (**Figure 6**) show the superposition of the two diffractograms of dry sludge at $200\text{ }^{\circ}\text{C}$ and $400\text{ }^{\circ}\text{C}$.

For the illite ($(\text{K}, \text{H}_3\text{O}) (\text{Al}, \text{Mg}, \text{Fe})_2\text{O}_{10} ((\text{OH})_2, \text{H}_2\text{O})$) the peak at $2\theta = 9.7$ with the interarticular distance $d = 9.29876$ [7]. the quartz (SiO_2): the peak at $2\theta = 21^{\circ}$ with the interarticular distance $d = 4.22117$ (ASTM file No. 5-409). For quartz (SiO_2): the peak at $2\theta = 27^{\circ}$ with the interarticular distance $d = 4.22117$ (ASTM file no. 5-409). For lepidocrocite ($\gamma\text{-FeOOH}$): the peak at $2\theta = 27^{\circ}$ with the interarticular distance $d = 3.323$ (ASTM file No. 8-98). For the rutile (TiO_2): the peak at $2\theta = 40^{\circ}$ with the interarticular distance $d = 2.27132$ (ASTM file No. 5-490) peak at $2\theta = 27^{\circ}$ with the interarticular distance 3,323 (ASTM file N 4-551) [8,9].

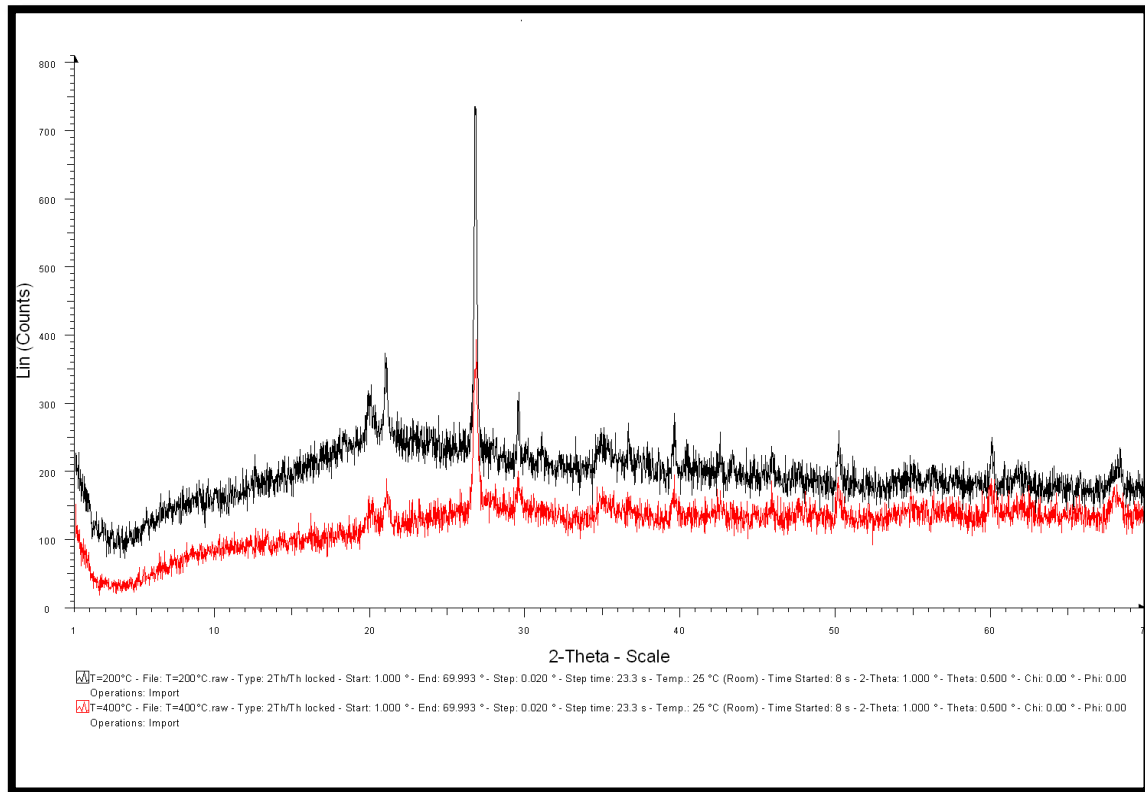


Figure 6. The superposition of the two diffractograms of dry sludge at 200 °C and 400 °C

3. 3. *Fourier transform infrared (FTIR)*

The FTIR (**Figure 7**) corresponds to a spectrogram of dry sludge at T = 400 °C.

The absorption bands at 3622.84 cm^{-1} ; 3602.75 cm^{-1} ; 3591.21 cm^{-1} and 3573.83 cm^{-1} correspond to the OH- and N-H vibration. The absorption band at 3281.25 cm^{-1} indicates the presence of an OH of the carboxylic acid R-COOH, the formation of carboxylic acids because of the different chemicals used. The three absorption bands at 2922.41 cm^{-1} , 2853.59 cm^{-1} and 2249.51 cm^{-1} correspond to CH elongation vibrations generally at CH elongation vibrations generally these are aliphatic carbonaceous hydrocarbons from C11 to C30. The three absorption bands at 1737.43 cm^{-1} , 1724.35 cm^{-1} and 1710.71 cm^{-1} correspond to the vibrations of O = C (OR) carbonate, chloro carbonate (C = O) [10].

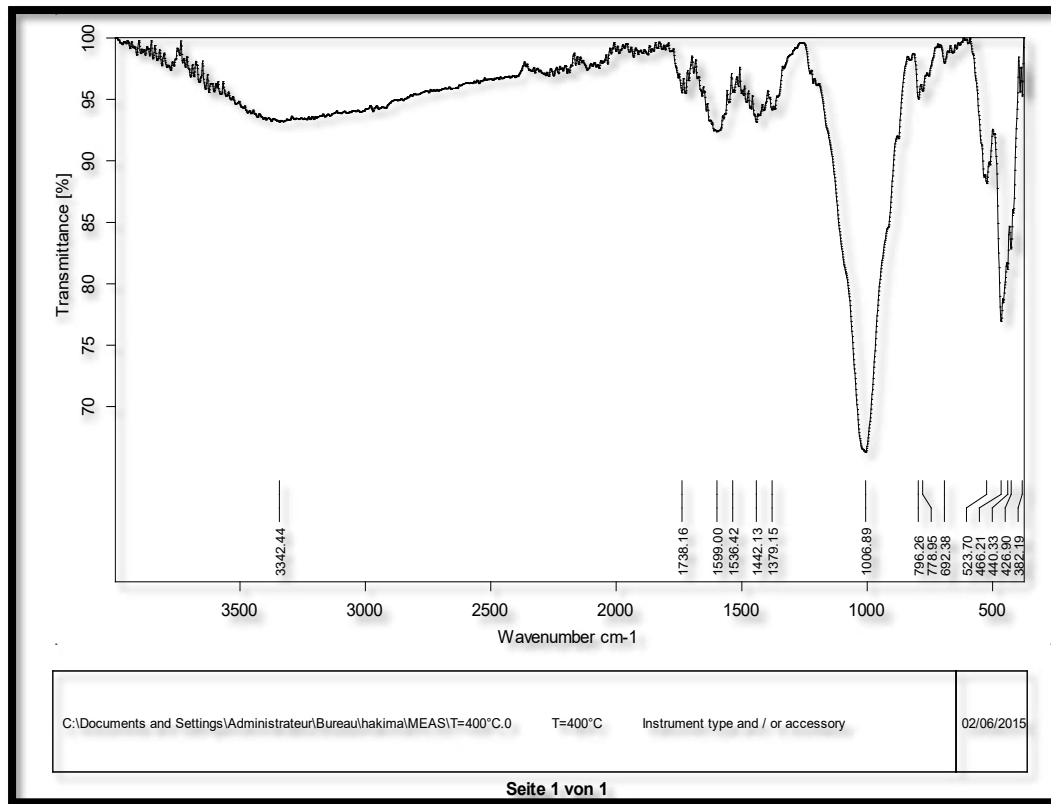


Figure 7. Spectrogram of dry sludge at T = 400 °C

3. 4. *Scanning electron microscopy (SEM)*

The micrograph (Figure 8) shows a scanning electron microscope (SEM) observation of WWTP sludge at T = 400 °C.

We notice that there are three main types of model; the parthicsram rocks in the sludge of WWTP at T = 400 °C have widths approximates between 10-59 µm and lengths approximately between 12-80 µm. Pinnate particles of WWTP sludge at T = 400 °C have widths of approximately 2-7 µm and lengths of approximately 5-40 µm. Central particles in mud of WWTP.

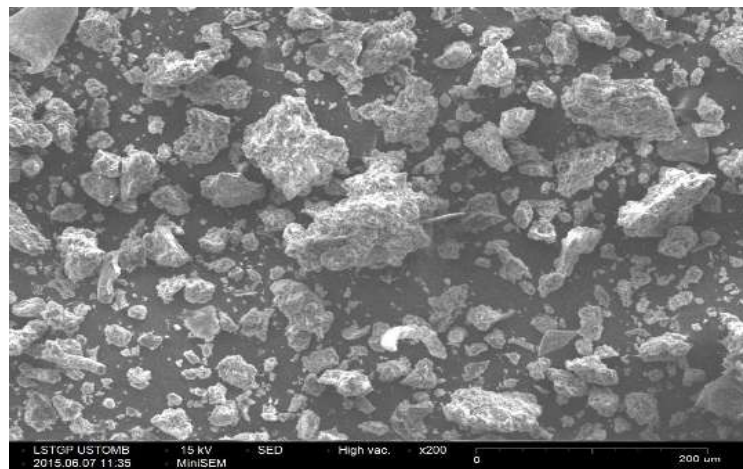


Figure 8. SEM Observation of WWTP sludge for T = 400 °C

4 Conclusion

During the realization of our final dissertation at the level of the GP1 / Z complex, we realized the importance of the treatment plant which aims to purify industrial wastewater discharges so that they are not directly released into the aquatic environment because they can cause serious environmental and public health problems. On the other hand this station generates another waste which mud, loaded with used organic matter of toxic nature and carcinogenic and can not be neither stored nor put in landfill. The exact composition of the sludge varies according to the origin of the industrial sanitary sewage, the time of year and the type of treatment plant. Sludge is very rich in organic matter (50 to 70% of the dry matter), which promotes the proliferation of microorganisms that multiply and break down organic matter. In the absence of sufficient aeration, decomposition releases foul-smelling organic compounds as well as greenhouse gases (carbon dioxide, methane, etc.). This situation clearly illustrates that an action plan has become necessary in order to rehabilitate a system that allows proper exploitation of sludge while respecting environmental protection standards. On the one hand, in kilns, organic components will be exposed to a heat of 400 ° C and will burn completely, while the mineral components will undergo a chemical transformation that will integrate the clinker without altering the excellent quality of it.

References

- [1] Vellaud, J.P., “ *La valorisation agricole des boues des stations d’épuration*, *Révue. La technique de l’eau et de l’assainissement*, (1981).
- [2] La norme AFNOR : « *Association Française de Normalisation AFNOR U44-0413* », (2001).
- [3] Lineric, G. , “ *Lutte contre la pollution des eaux de traitement des boues d’épuration* » TIG 1450.
- [4] Schwertmann, U., R.M. Cornell, *Iron oxides in the laboratory : Preparation and Characterization*, Wiley-VCH, New York ,(2000).
- [5] Goren, R. T., Baykara, T., Marsoglu, M., *Effects of purification and heat treatment on pore structure and composition of diatomite*. *Br. Ceram. Trans.* 101, 177-180, (2002).
- [6] Kharaisheh M.A.M., Al-Ghouti M.A., Allen S.J., Ahmad M.N., *Effect of OH and silanol groups in the removal of dye from aqueous solution using diatomite*. *Water Res.*, 39 , 922-932, (2005).
- [7] J.F. Lemonas , *Am. Ceram. Soc. Bull.* 76 (76) , 92-95, (1997).
- [8] U. Schwertmann, U., R.M. Cornell, R.M., *Iron Oxides in the Laboratory*, John Wiley & Sons, (2008).
- [9] Jang, M. , S.H. Min, S.H., Kim, T.H., Park, J.K. ; *Environ. Sci. Technol.* 40, 1636-1643, (2006).
- [10] Xiong, W., Peng, J.; *Water Res.* 42 , 4869, (2008).

ANNUAIRE DES AUTEURS

NOM	PRENOMS	email
ABBECHÉ	Khelifa	abbechek@yahoo.fr
ABBOU	Mohammed	abm_zh@yahoo.fr
ABDELHAFID	Youcef	abdelhafidyoucef@yahoo.fr
ABOU-BEKR	Nabil	aboubekrnabil@yahoo.fr
AHMED	M. Elsharief	aelsharief@yahoo.com
AISSA MAMOUNE	Sidi mohamed	aissa_mamoune@yahoo.fr
AISSAOUI	Marwa	marwaaisaoui8@gmail.com
AIT MECHEDAL	Mouloud	youvi10@hotmail.fr
AIT SALEM	Ahmed Abdelmadjid	aits.madjid@gmail.com
AKACEM	Mustapha	akcem1960@gmail.com
AL-AJAMEE	Mohammed	mohammedalajamee@gmail.com
ALEM	Abdellah	abdellah.alem@univ-lehavre.fr
AMRANE	Moussa	moussa.amrane@univ-batna2.dz
AMRIOU	Abderrachid	rachiddz1@yahoo.fr
ARAB	Ahmed	ah_arab@yahoo.fr
BAHLOUL	Ouassila	o.bahloul@univ-batna2.dz
BAKIR	Nassima	nassima.bakir@univ-msila.dz
BEKHOUCHE	Hizia	h.bekhouche@univ-batna2.dz
BELAYACHI	Naima	naima.belayachi@univ-orleans.fr
BELLIL	Soumia	bellil.soumia88@gmail.com
BENAMEUR	Farid	benameurfarid@gmail.com
BENBOURAS	Mohammed Amin	mouhamed_amine.benbouras@g.enp.edu.dz
BENCHEIKH	Karim	koukou_bencheikh@yahoo.fr
BENCHEIKH	Mohamed	mohamed.bencheikh@univ-msila.dz
BENCHOUK	Assia	benchouk.assia@gmail.com
BENESSALAH	Ismail	i.benessalah@univ-chlef.dz
BENGHAZI	Zied	zied.benghazi@univ-tebessa.dz

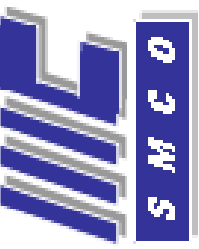
BENGUETTACHE	Khadra	bengkh76@gmail.com
BENHAMZA	Moussa	moussa_benhamza@yahoo.fr
BENYAHIA	Sabah	sabah.benyahia@yahoo.com
BERGA	Abdelmadjid	bergaabdelmadjid@gmail.com
BIBAK	Mohamed	mohamed.bibak@univ-bba.d
BOUALLA	Nabila	nibrasnabila@yahoo.fr*
BOUDRA	Hafida	boudrahafida@yahoo.fr
BOUFARH	Rafik	boufarhrafik@yahoo.fr
BOUNAADJA	Zoulikha	bounaadja_z@yahoo.fr
BOUNOUARA	Zohra	bounouarazohra@gmail.com
BOURAOUI	Wissem	bouraouiwissem@hotmail.fr
BOUROKBA	Souad	souad.bourokba@univ-usto.dz
CHARIKH	Messaouda	ch.messaouda@yahoo.fr
CHEGROUCHE	Rabab	chegroucherabab@yahoo.com
CHERIFI	Farid	hacherifi2002@yahoo.fr
CHOUKEIR	Sawsen	sawsenchouchou@yahoo.fr
CRUMEYROLLE	Olivier	olivier.crumeyrolle@univ-lehavre.fr
DAHEUR	Elhadj Guesmia	daheur86@yahoo.fr
DEBOUCHA	Sadek	debouchas@gmail.com
DEMAGH	Rafik	rafik.demagh@univ-batna2.dz
DEMDOUM	Abdellah	a.demdoum@lagh-univ.dz
DERFOUF	Feth-Ellah Mounir	derfouf.mounir@gmail.com
DJELLALI	Mouna	mouna.djellali@univ-tebessa.dz
DJELLALI	Adel	adel.djellali@univ-tebessa.dz
DJELLOUL	Ramzi	djelloulramzy@yahoo.fr
DJOUIMAA	Sarah	djouimaasarah54@gmail.com
EID	Joanna	joannaeid@hotmail.com
EL HAJJAR	Ahmad	Ahmadelhajjar94@hotmail.com
EL HOUARI	Nesrine	nesrine_fr10@yahoo.fr
EZZIANE	Mohammed	m.ezziane@univ-chlef.dz
FLEUREAU	Jean-Marie	jean-marie.fleureau@ecp.fr
GHEMBAZA	Moulay Smaïne	ghembaza_moulay@yahoo.fr

GHRICI	Mohamed	m_ghrici@yahoo.fr
GOUAL	Idriss	goualid74@gmail.com
GUEDDOUDA	Mohamed Kamel	gueddouda_mk@yahoo.fr
GUELLATI	Salah Eddine	guelsal@yahoo.fr
GUERAIDIA	Saida	saida.gueraidia@univ-tebessa.dz
GUETTALA	Abdelhamid	abdelhamid.guettala@univ-biskra.dz
HABAIEB	Hamadi	habaieb.hamadi@yahoo.fr
HACHICHI	Abdelkader	hachichi_geotech@yahoo.fr
HADJ-SAID	Samia	hadjsaidsamia@gmail.com
HAFHOUF	Ilyas	ilyeshafhouf@yahoo.fr
HALIMI	Esma	mounsifsiradj20@gmail.com
HALITIM	Amor	amor.halitim@gmail.com
HAMDI AISSA	Baelhadj	hamdi_30@yahoo.fr
HAMROUNI	Ichrak	ichrak.hamrouni2@gmail.com
HANIFI	Missoum	hanifimissoum@yahoo.fr
HANNI	Idriss	idrisshanni@gmail.com
HATTAB	Mahdia	mahdia.hattab@univ-lorraine.fr
HENNI	Ahmed Djafar	ah.djafarhenni@gmail.com
IDDER	Tahar	tahar_id@yahoo.fr
IDDER	Abdelhak	idder_haki@yahoo.fr
IGHIL AMEUR	Lamine	lamine.ighil-ameur@cerema.fr
IMANZADEH	Saber	saber.imanzadeh@insa-rouen.fr
IZEMMOUREN	Ouarda	o.izemmouren@univ-biskra.dz
JAMEI	Mehrez	mehjamei@yahoo.fr
JARNO	Armelle	jarnoa@univ-lehavre.fr
KADRI	Fatima	kfatimagc@gmail.com
KARECH	Tewfik	karech@hotmail.com
KASRANI	Rabia	kasranirabia@gmail.com
KAZI AOUAL	Fatiha	fkaziaoual@yahoo.fr
KEBAILI	Mustapha	m_kebaili@yahoo.fr
KHAI HOAN	Tran	trankhaihoan@tnut.edu.vn
KHELIFI	Zakia	khzakia8@gmail.com

KHELIFI	Mossedek	mossedek.khelifi@afitexalgerie.com
KHELLOU	Abderrezak	khellou11@yahoo.fr
KHEMIS	Rezka	khemisrezka@gmail.com
KHERBOUCHE	Katia	katiakherbouche6@gmail.com
KITCHAH CHAB	Meriem	Zmina80@yahoo.com*
KOULL	Naima	klinaima@gmail.com
LABAD	Ryma	ryma_loulou308@hotmail.fr
LAOUAR	Mouhamed Salah	medsalah.laouar@univ-tebessa.dz
LAREDJ	Nadia	nad27000@yahoo.fr
LHUISSIER	Natalija	natalija.lhuissier@univ-lehavre.fr
MAHTALI	Sbih	sbihmat@gmail.com
MALAOUI	Rachida	rachida_malaoui@yahoo.fr
MALIKI	Mustapha	mus27000@yahoo.fr
MEBARKI	Mehdi	meb_mehdi@hotmail.com
MEBIROUK	Nadjib	mebirouknadjib632@gmail.com
MEDDI	Mohaed	m.meddi@ensh.dz
MEHDA	Smail	mehda-smail@univ-eloued.dz
MEKARTA	Belkacem	mekertaB@yahoo.fr
MENASRIA	Hanan	men.hanan@yahoo.fr
MENASRIA	Amine	a.menasria@ensh.dz
MEROUANE	Fatima Zohra	merouanefatima@hotmail.fr
MESSAST	Salah	msalah2007msalah@gmail.com
MIHOUBI	Fayrouz	Fayrouz.Mihoubi@univ-bba.dz
MOSTEFA	Fouzia	mostefa.f@outlook.com
MOULAY OMAR	Hassan	hassgte@yahoo.fr
NEZLI	Imed Eddine	imedinezli@yahoo.fr
NOUACER	Kacem	kacemhy47@gmail.com
NOUAOURIA	Abdessalam	nouaouria.abdessalam@gmail.com
NOUAOURIA	M. S.	nouaouria@yahoo.com
O. AHMED	Elfatih	eoahmed@yahoo.com
OUAHBI	Tariq	tariq.ouahbi@univ-lehavre.fr
OUCIF	Djilali	oucif.djilali@gmail.com

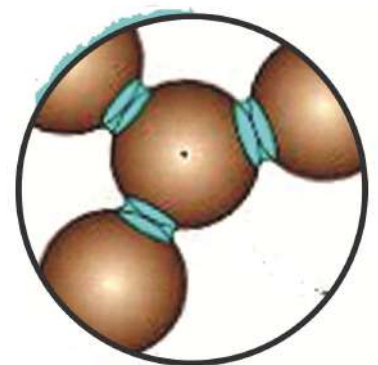
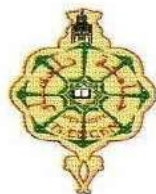
OUENDI	Fatima	fatima.ouendi@imt-lille-douai.fr
OUSTANI	Mabrouka	belsam.oustani@yahoo.fr
RAIS	Khaled	khaledrais1966@gmail.com
RECHACHI MILED	Zohra	miled.zohra07@gmail.com
REZAGUI	Djihad	rezagui_djihed19@yahoo.fr*
REZIG	Walid	rezigwalid2018@gmail.com
SAMIR	Hadj Miloud	samir.hadjmiloud@edu.ensa.dz
SARI AHMED	Billal	sariahmedbillal2020@gmail.com
SEMCHA	Abdeaziz	asemcha@yahoo.fr
SERBAH	Boumediene	boumediene.serbah@univ-tiaret.dz
SLIMANI	Rabia	slm_rabia@yahoo.fr
SOULI	Hanene	hanene.souli@enise.fr
TAALLAH	Bachir	b.taallah@univ-biskra.dz
TAIBI	Said	said.taibi@univ-lehavre.fr
TERFAYA	Nazihe	t_nazihe@yahoo.fr
TOUATI	Mounira	touati.mounira24@gmail.com
TRABELSI	Houcem	houcem.trabelsi@enit.utm.tn
VILLARD	Pascal	pascal.villard@3sr-grenoble.fr
YOUCEF	Fouzia	youcef_yf@yahoo.fr
ZAIBET	Elyaqot	Elyaqot.zaibet@univ-bba.dz
ZAIDI	Amine	amine.zaidi@univ-biskra.dz
ZEDDOURI	Aziez	zeddouriaziez@yahoo.fr
ZENTAR	Rachid	rachid.zentar@imt-lille-douai.fr
ZENZRI	Hatem	hatem.zenzri@enit.utm.tn
ZERARKA	Miloud	zerarkamiloud1@gmail.com
ZIANI	Hocine	zianihocine@yahoo.fr

5^{ème} Colloque International sur les sols non saturés - UNSATOuargla, 15 et 16 Mars 2022

N°	Sponsor	Logo	Telephone	Email	Adresse	Site web
01	Société TASSILI		029749800	contact@tassili.co	Hassi Messaoud, Ouargla. Algeria	http://tassili.co/
02	Société AFITEX ALGÉRIE		021 21 19 59		Cité les Castors Villa N°41, Bordj El Kiffan	https://www.afitexalgerie.com/
03	Société Algérienne de Travaux Routiers et Concassage BENBRAHIM (SATRECH)		029700696 0550168091 0661588159	bmk.satrech@yahoo.com	E.04.-30Villas Sahariennes Bp.430Rp -Ouargla 30000	
04	Société BAKHTI Software		0540 15 89 82	bakhti@bakhtisoftware.com	Commune El Omaria Wilaya de MEDEA	https://www.fr.bakhtisoftware.com/
05	Société de MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION OUARGLA		0 29 71 77 91 020 92 26 70 0561 746 189	smco30@hotmail.fr	Zone Industrielle Route de GHARDAIA – B.P 1239 OUARGLA	
06	Société de Travaux Publics et Souterrains Maakni		0 29 71 77 91 020 92 26 70 0561 746 189	stpsm30@hotmail.com	Zone Industrielle Route de GHARDAIA – B.P 1239 OUARGLA	



5^{ÈME} COLLOQUE INTERNATIONAL SUR LES SOLS NON SATURÉS *SOLS NON SATURÉS ET ZONES ARIDES*



Société
Algérienne de Travaux Routiers et
Concassage BENBRAHIM
(SATRECH)



Société
TASSILI



Société
AFITEX ALGÉRIE



Société
BAKHITI Software



Société
MATERIAUX DE
CONSTRUCTION OUARGLA



Société
Travaux Publics et
Souterrains Maakni