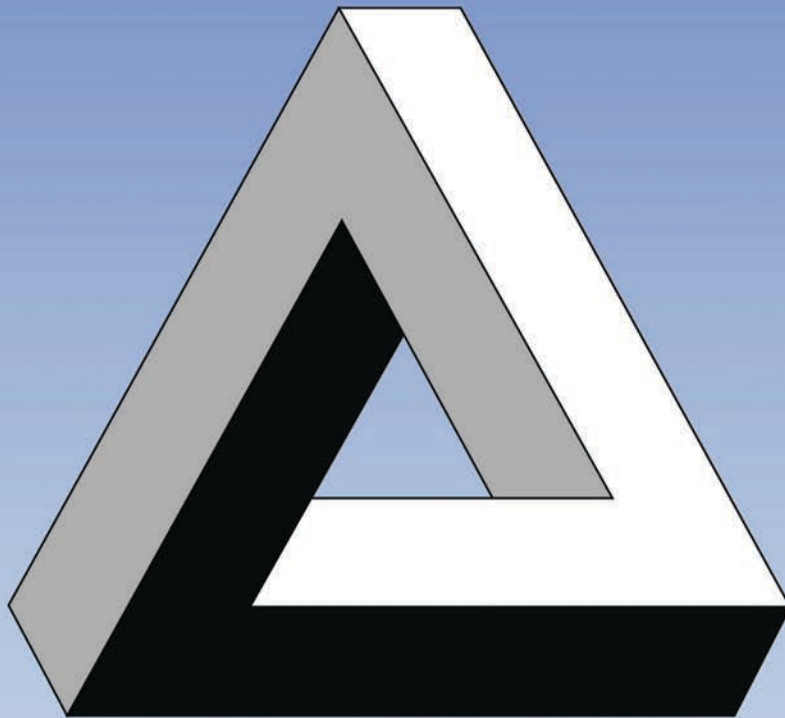


ALGÉRIE ÉQUIPEMENT

**Revue Scientifique de l'Ecole Nationale
Supérieure des Travaux Publics**

ISSN 1111 - 5211
Dépôt légal 483 - 1991



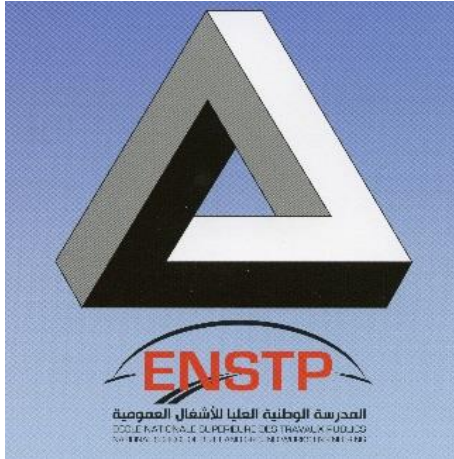
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE DES TRAVAUX PUBLICS
NATIONAL SCHOOL OF BUILT AND GROUND WORKS ENGINEERING
FRANCIS JEANSON

28^{ème} Année | Semestrielle | N° 60 | Janvier 2019

COMITÉ DE LECTURE INTERNATIONAL

ABED	Mohamed	Professeur	abedmed@yahoo.fr	Université de Blida	Algérie
ABOUBEKR	Nabil	Professeur	aboubekrnabil@yahoo.fr	Université de Tlemcen	Algérie
AFRA	Hamid	Docteur, Directeur de Recherche	afra_hamid@yahoo.fr cneribdg@mail.wissal.dz	CNERIB	Algérie
AHMED ZAID	Iddir	Maître de Conférences A	i.ahmedza@gmail.com	Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou	Algérie
AISSA MAMOUNE	Sidi Mohammed	Professeur	aissa_mamoune@yahoo.fr	Centre Universitaire d'Ain Temouchent	Algérie
AIT-MOKHTAR	Karim	Professeur	karim.ait-mokhtar@univ-lr.fr	Université de La Rochelle	France
AMIEUR	Mohamed	Maître de Conférences A	amieur2003@yahoo.fr	École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson	Algérie
BADAOUI	Azhar	Maître de Conférences A	azharbadaoui@yahoo.fr	École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson	Algérie
BEHIM	Mourad	Professeur	mbehim@yahoo.fr	Université d'Annaba	Algérie
BELABDELOUAHAB	Farid	Maître de Conférences B	belabdelouahabf@yahoo.fr	École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson	Algérie
BELARBI	Abdeldjalil	Professeur	belarbi@uh.edu	Université d'Houston	USA
BELARBI	Rafik	Professeur	rbelarbi@univ-lr.fr rafik.belarbi@univ-lr.fr	Université de La Rochelle	France
BERRABAH	Hamza Madjid	Maître de Conférences A	b_hamza_2005@yahoo.fr	Centre Universitaire Ahmed ZABANA de Relizane	Algérie
BOUAFIA	Ali	Professeur	bouafia1@yahoo.fr	Université de Blida	Algérie
BOUBAKOUR	Farés	Professeur	fares.boubakour@yahoo.fr	Université de Batna	Algérie
BOUCHAIR	Abdelhamid	Professeur	hamid.bouchair@gmail.com	Université de Clermont Ferrand	France
BOUDERBA	Bachir	Docteur	bouderbabachir38@yahoo.fr	Centre Universitaire de Tissemsilt	Algérie
BOURAHLA	Nouredine	Professeur	nedbourahla@gmail.com	École Nationale Supérieure Polytechnique d'Alger	Algérie
BOUTAGHANE	Hamouda	Docteur	boutaghane2000@yahoo.fr	UNIVERSITÉ Annaba,	Algérie
BRARA	Ahmed	Docteur, Directeur de recherche	brahm3258@yahoo.com	CNERIB	Algérie
CHAFFAI	Hicham	Professeur	hichamchaffai@yahoo.fr	Université Badji Mokhtar Annaba	Algérie
CIUTINA	Adrian	Professeur	adrian.ciutina@ct.upt.ro	Université Politehnica Timisoara	Roumanie
DAVENNE	Luc	Professeur	luc.davenne@u-paris10.fr	Université Paris Nanterre	France
DERRICHE	Zohra	Professeur	zohra_derriche@yahoo.com	École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson	Algérie

DJELAL	Chafika	Professeur	chafika.dantec@univ-artois.fr	Université Artois	France
DJIDEL	Mohamed	Professeur	djidelm@yahoo.fr	Université Kasdi Merbah Ouargla	Algérie
GHORAB	Hanaa Youcef	Professeur	h_ghorab@hotmail.com	Helwan	Egypte
HADADI	Smail	Professeur	smail_haddadi@yahoo.fr	USTHB	Algérie
HADID	Mohamed	Professeur	hadid_mohamed2003@yahoo.fr	École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson	Algérie
HAMED	Younes	Professeur Associé	hamed_younes@yahoo.fr	Université Gafsa	Tunisie
HIMOURI	Slimane	Professeur	himourislimane@hotmail.com	Université Mostaganem	Algérie
HOUICHI	Larbi	Professeur	houichilarbi@yahoo.fr	Université Batna2	Algérie
KARECH	Toufik	Professeur	karech@hotmail.com	Université Batna 2	Algérie
KHELIDJ.	Abdelhafid	Professeur	abdelhafid.khelidj@univ-nantes.fr	Université de Nantes	France
LACHEMI	Mohamed	Professeur	mlachemi@ryerson.ca	Ryerson University, Toronto	Canada
MASTERE	Mohamed	Professeur	mohamed.mastere@gmail.com	Université Mohamed V, Rabat	Maroc
MELBOUCI	Bachir	Professeur	melbouci_bachir@mail.ummt.dz	Université Tizi-Ouzou	Algérie
MEZHOUD	Samy	Maître de conférences A	mezhoud.sami@umc.edu.dz	Université des frères Mentouri Constantine.	Algérie
MEZOUAR	Nourredine	PhD, Maître de Recherche A	mezouer_n@yahoo.fr	CGS	Algérie
MIMOUNE	Mostafa	Professeur	mmimoune@gmail.com	Université des frères Mentouri Constantine 1.	Algérie
NECHNECH	Ammar	Professeur	nechnech_a@yahoo.fr	USTHB	Algérie
NOUR	Ali	Professeur Associé	ali.nour@polymtl.ca	École Polytechnique Montréal	Canada
OUDJIT	Mohamed-Nadjib	Professeur	mohnadoubj@yahoo.fr	USTHB	Algérie
PESEL	Marc	Professeur	marc.pessel@u-psud.fr	Université Paris-Sud	France
REDHAOUNIA	Belgacem	Professeur	belgacem.redhaounia@yahoo.fr	Water Researches and Technologies Center	Tunisie
SAHEL	Djamel	Maître de conférences B	djamel_sahel@ymail.com	Université Amar Telidji Laghouat	Algérie
SALHI	Mohamed	Docteur	salhi8@yahoo.fr	Centre Universitaire Ahmed ZABANA de Relizane	Algérie
TAGNIT-HAMOU	Arezki	Professeur	arezki.tagnit-hamou@usherbrooke.ca	Université de Sherbrooke, Québec	Canada
TAHAKOURT	Abdelkader	Professeur	atahakourt@yahoo.fr	Université de BEJAIA	Algérie
TAHAR BERRABAH	Amina	Docteur	a.taharberrabah@gmail.com	Centre Universitaire d'Ain Temouchent	Algérie
TAHLAITI	Mahfoud	Professeur	mahfoud.tahlaiti@gmail.com	Université de Nantes	France
TAKI	Mohamed	Maître de conférences A	atik_med@yahoo.fr	École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson	Algérie



ALGÉRIE ÉQUIPEMENT

Revue scientifique éditée par
l'Ecole Nationale Supérieure des
Travaux Publics Francis Jeanson

Depuis 1991

Directeur de la publication : Pr. *MEKIDECHE-CHAFA Fawzia*, Directrice de l'ENSTP

Rédacteur en chef : *GUETTACHE Brahim*

Adresse de la direction de la publication :

1, Rue Sidi Garidi, Kouba (16051), Alger, Algérie

Web : www.enstp.edu.dz

ISSN : 1111-5211

Dépôt légale : 483-1991

URL : enstp.edu.dz/revue

Contact soumission d'article :

guettache2016@gmail.com

Comité éditorial

Amieur	Mohamed	MCA*	Enstp, Alg.
Badaoui	Azhar	MCA	Enstp, Alg.
Belarbi	Rafik	Pr.	U. La Rochelle, Fra.
Benamghar	Hacène	MCA	Enstp, Alg.
Bouchair	Abdelhamid	Pr.d.U	U. Clermon Auvergne, Fra.
Ciutina	Adrian	Pr.	U. Politehnica Timisoara, Rou.
Davenne	Luc	Pr.	U. Paris (Nanterre), Fra.
Derriche	Zohra	Pr.	Enstp, Alg.
Fedghouche	Ferhat	MCA	Enstp, Alg.
Hadid	Mohamed	Pr.	Enstp, Alg.
Lachemi	Mohamed	Pr.	U. Ryerson, Can.
Lefkir	Abdelouahab	MCA	Enstp, Alg.
Mekideche-Chafa	Fawzia	Pr.	Enstp, Alg.
Taki	Mohamed	MCA	Enstp, Alg.

(*) : MCA : *Maître de Conférences de classe A*

SOMMAIRE

BERRABAH Hamza Madjid, SEKRANE Nawal Zahira IDENTIFICATION DE L'ALCALI- RÉACTIVITÉ DU SABLE DE CARRIÈRES.....	01
DAHOUA Lamri, SAVENKO Viatcheslav Yakovitch, OSYCHENKO Olena, HADJI Riheb APPROCHE MATHÉMATIQUE SUR LA MÉTHODE DE BISHOP - RÔLE DES GÉOSYNTHÉTIQUES DANS LA STABILISATION DU TALUS DU PK (240+847) DE L'AUTOROUTE A1 (N-E ALGÉRIE).....	06
DEBIECHE Messaouda, KAOUA Farid ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DES PERFORMANCES HYDRAULIQUES D'UN SOL RECONSTITUÉ À L'ÉTAT COMPACT (SABLE-BENTONITE).....	13
DIB Mehdi, KOULOUGHLI Salim HYBRID ANALYSIS OF STABILIZING STEEL TUBE PILES IN CLAYEY SLOPE.....	25
DROUICHE Abdelmalek, ZAHY Faouzi, DEBIECHE Taha-Hocine, MAHDID Souhil, GHECHEM Alia, LASMIA Hassiba CARACTÉRISATION HYDROGÉOLOGIQUE ET HYDROCHIMIQUE DES EAUX DE LA ZONE MARÉCAGEUSE D'EL-KENAR (JIJEL,N-E ALGÉRIEN).....	29
FEDGHOUCHE Ferhat OPTIMIZATION OF REINFORCED CONCRETE SLABS ACCORDING TO EUROCODE 2-EC2.....	41
GHERBOUDJ Faouzi, LAOUAMI Nasser ANALYSE PROBABILISTE D'ALÉA SISMIQUE EN ALGÉRIE : SPECTRE DE RÉPONSE (UHS) ET CHOIX DU SCÉNARIO.....	49
SAOULA Abdelkader, BOUDERBA Bachir ANALYSE DES PLAQUES SANDWICHES FGM SOUS L'EFFET DES CHARGES MÉCANIQUES ET DANS UN ENVIRONNEMENT THERMIQUE.....	60
SEBBAR Abderrazek, HEDDAM Salim, DJEMILI Lakhdar MODELLING DAILY EVAPORATION (EP) FROM DAMS RESERVOIRS USING GENERALIZED REGRESSION NEURAL NETWORK BASED APPROACH: CASE STUDY OF EL AGRAM DAM RESERVOIR, JIJEL, EAST OF ALGERIA.....	68
ZADJAOUI Abdeldjalil, HOUMADI Youcef ASPECTS THÉORIQUES ET EXPÉRIMENTAUX DES ESSAIS D'INFILTRATION EN PLACE.....	73



IDENTIFICATION DE L'ALCALI- RÉACTIVITÉ DU SABLE DE CARRIÈRES

IDENTIFICATION OF ALKALI- REACTIVITY OF CARRIER SAND

Réception : 08/07/2018

Acceptation : 26/07/2018

Publication : 08/01/2019

BERRABAH Hamza Madjid¹, SEKRANE Nawal Zahira²¹Laboratoire Matériaux et Hydrologie, Centre Universitaire AHMED ZABANA, Relizane, 48000, Algérie, b_hamza_2005@yahoo.fr²Laboratoire de Génie Civil et Environnement, Université Djillali Liabes, Sidi Bel Abbès, 22000, Algérie, n.sekrane@gmail.com

Résumé : L'alcali-réaction est un ensemble de réactions se produisant dans le béton entre la solution interstitielle et certaines phases minérales réactives présentes dans les granulats. Une quantité de travail énorme a été effectuée pendant les dernières décennies pour développer des méthodes d'essai rapides et fiables afin de déterminer l'alcali-réactivité des granulats. L'objectif de notre travail est de tester la réactivité d'un sable de carrières vis-à-vis de l'alcali-réaction par l'essai accéléré sur barres de mortier.

Mots - clés : alcali-réaction, sable de carrières, essai accéléré sur barres de mortier, expansion.

Abstract: The alkali-reaction is a set of reactions occurring in the concrete between the interstitial solution and certain reactive mineral phases present in the aggregates. A tremendous amount of work has been done in recent decades to develop fast and reliable test methods to determine the alkali-reactivity of aggregates. The objective of our work is to test the reactivity of the quarry sand against the alkali-reaction by the accelerated test on mortar bars.

Keywords: alkali-reaction, sand quarries, accelerated mortar test bars, expansion.

1-Introduction

Le béton constitue certainement un des matériaux de constructions les plus durables. Certains ouvrages demeurent en excellent état après plus d'un siècle d'exposition à des conditions climatiques particulièrement rigoureuses. Cependant, on constate quelque fois que certains ouvrages récents présentent une détérioration importante.

Cette détérioration apparaît lorsque ces ouvrages ne peuvent pas résister à des agressions. Ces agressions hypothèquent la durabilité, la résistance et la stabilité des ouvrages et peuvent entraîner leur dégradation, voire leur ruine.

Les causes de cette détérioration sont variées : elles peuvent être mécaniques, physiques ou chimiques.

Parmi les causes chimiques, il existe des réactions qui se produisent entre la solution interstitielle fortement alcaline et certaines phases minérales présentes dans les granulats : ce sont les alcalis-réactions [2].

Trois conditions doivent être simultanément remplies pour que ces réactions puissent avoir lieu :

- Il faut que le granulat soit potentiellement réactif ;
- La teneur en alcalins dans la phase liquide interstitielle dépasse un seuil critique ;
- L'humidité relative excède 80 à 85%.

Les conséquences de l'alcali-réaction sont diverses : les plus préoccupantes sont le gonflement irréversible des ouvrages atteints qui entraîne la fissuration et la chute des caractéristiques mécaniques des bétons affectés [2]. Ces phénomènes sont préoccupants pour les gestionnaires des structures atteintes car ils mettent en péril la sécurité des personnes et l'exploitation des ouvrages. De plus, il n'existe aucun moyen d'arrêter la réaction.

La surveillance des ouvrages atteints d'alcali-réaction constitue la solution la moins onéreuse pour les maintenir en service. Elle doit être précédée par un diagnostic visant à évaluer l'amplitude du phénomène en s'appuyant sur un examen visuel détaillé. Il doit être complété par une série d'examen et d'analyses de laboratoire

réalisée sur des éprouvettes de béton extraites de l'ouvrage [2].

La réparation ou la réhabilitation est la principale préoccupation concernant plusieurs structures de béton détériorées autour de nous [5-8]. De telles réparations des structures en béton sont nécessaires pour assurer leur durée de vie. De plus, elles doivent être complétées dans un court délai pour la commodité du public [7-9]. Au fil des ans, plusieurs matériaux de réparation ont été développés pour les structures en béton y compris les matériaux à base de ciment [9,10]. Dernièrement, les propriétés des mortiers ont révélé d'énormes perspectives en matière de réparations d'urgence et de revêtement [11-15]. Les propriétés des mortiers sont considérées comme une alternative au ciment Portland [16].

Dans notre pays, le sable de carrières est utilisé par les opérateurs activant dans les secteurs du bâtiment, des travaux publics et de l'hydraulique. Le but de notre travail est de tester la réactivité de ce granulat en le soumettant à l'essai accéléré sur barres de mortier.

Cet essai a été effectué au niveau du laboratoire des matériaux du département de génie civil de l'Université Djillali Liabés de Sidi Bel Abbés, Algérie.

2- Exécution de l'essai

2.1- présentation de l'essai

L'essai accéléré sur barres de mortier (AMBT) a été développé par Oberholster et Davies à l'Institut de recherche national de bâtiment (NBRI) en République sud-africaine pour identifier les granulats réactifs. Il a été adopté en 1994 par ASTM comme C1260 et CSA comme A23.2-25A [2].

L'essai comporte l'immersion des barres de mortier dans une solution de NaOH 1M à 80 °C pendant 14 jours avec un rapport E/C égal à 0.45 et un rapport G/C égal à 2.25 [1] [3] [4].

Le granulat à évaluer est concassé de manière à obtenir des particules de la taille du sable.

Un accroissement supérieur à 0,10 % après 14 jours (selon ASTM) est un indice d'une expansion potentiellement nuisible du granulat.

2.2- les matériaux utilisés dans l'essai

Les spécifications pour cet essai ne donnent aucune condition pour le type de ciment utilisé.

Pour cette raison nous avons choisi les matériaux de construction utilisés couramment dans les chantiers de notre pays. Ils sont comme suit :

- le ciment est un ciment portland CPJ-CEMII/A fabriqué dans la cimenterie de Zahana et qui contient un taux d'alcalin équivalent $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} \leq 0,6 \%$ (un taux exigé par les normes algériennes) ;
- le granulat est un sable issu d'une carrière de Sidi Ali Benyoub, Wilaya de Sidi Bel Abbés (Algérie) dont la roche-mère est un calcaire qui est une roche réactive vis-à-vis de l'alcali-réaction ;
- eau de robinet pour la préparation du mortier ;
- hydroxyde de sodium (NaOH) ;
- eau distillée pour la préparation de la solution de soude.

2.3- Le matériel utilisé dans l'essai

Pour l'exécution de cet essai, nous avons utilisé le matériel suivant :

- les tamis des diamètres suivants : 0.125mm, 0.25 mm, 0.5 mm, 1 mm, 2 mm et 4 mm ;
- 03 éprouvettes (40 x 40 x 160) mm ;
- un malaxeur ;
- une balance électronique ;
- une table à choc ;
- un chronomètre ;
- une feuille en plastique ;
- un récipient scellé ;
- une étuve pour maintenir la température à 80°C ;
- un déformomètre qui est un appareil équipé d'un comparateur permettant de réaliser des mesures avec une exactitude inférieure ou égale à 0.005 mm et d'une tige de 160 mm de longueur pour l'étalonnage de cet appareil.

2.4- Préparation du mortier

La norme régissant cet essai impose un sable de granularité entre 0.125 mm et 4 mm [1], la préparation de ces quantités est faite par tamisage.

La répartition du sable est faite de la manière suivante :

Tableau 1 : Classes granulaires du sable d'essai.

Table 1: Granular classes of sand test.

Classe granulaire	Pourcentage en masse
0.125 mm-0.25 mm	15%
0.25 mm-0.5 mm	25%
0.5 mm-1.00 mm	25%
1 mm-2 mm	25%
2 mm-4 mm	10%

On prépare une gâchée composée de :

- 800 g de ciment ;
- 1800 g de granulat ;
- 360 ml d'eau.

Le mortier est préparé selon le protocole suivant [1]:

- on verse l'eau dans le malaxeur et on introduit le ciment ;
- on met le malaxeur en marche à vitesse lente et après 30 s on introduit régulièrement et successivement les quantités spécifiées de chaque fraction de sable en commençant par la fraction la plus grosse. On met le malaxeur à sa vitesse maximale et on continue à mélanger pendant 30 s supplémentaires ;
- on moule 3 barres prismatiques de 40 mm x 40 mm x 160 mm.

2.5- Préparation et conservation des éprouvettes

Pour préparer les éprouvettes, nous avons utilisé un moule pour trois éprouvettes prismatiques de 40 mm x 40 mm x 160 mm. Le moulage des éprouvettes est effectué selon la procédure suivante [1] :

- d'abord, on remplit le moule jusqu'à la moitié, on l'égalise et on le met sur la table à choc. Ensuite, on met la table à choc en marche en exécutant 60 chocs. Après, on laisse le moule fixe sur la table à choc, on remplit l'autre moitié et on remet la table en marche en exécutant 60 chocs. Finalement on enlève le moule ;
- on couvre les barres avec une feuille en plastique ;
- on les met dans un récipient scellé contenant de l'eau pour 24h ;
- on les démoule puis on conserve les éprouvettes dans l'eau pendant 24h dans l'étuve à 80°C ;
- On prépare la solution de soude ;
- On retire les éprouvettes de l'eau et on les conserve dans la solution de soude 1M pendant 14 jours dans l'étuve à 80°C ;
- On mesure les longueurs des éprouvettes à l'aide du déformomètre.

2.6-préparation de la solution de soude

Afin d'obtenir une solution de soude 1M, on a besoin de 40g d'hydroxyde de sodium pour chaque litre d'eau.

On verse l'eau distillée dans un récipient, on verse doucement l'hydroxyde de sodium dans l'eau (jamais le contraire). On fait touiller doucement pour bien dissoudre la soude.

On doit prendre des mesures de protection car l'hydroxyde de sodium réagit violemment avec l'eau, risquant ainsi de provoquer des éclaboussures dangereuses. Elle est irritante et corrosive pour la peau, les yeux, les voies respiratoires et digestives.

Lorsque la soude est mélangée avec de l'eau, la température du mélange augmente jusqu'à atteindre le point d'ébullition de l'eau.

3-expression des résultats

Soit $l(t_0)$ la longueur de l'éprouvette prise au moment du démoulage qui est 24 h après la confection des éprouvettes.

Au moment de la mesure, le comparateur est mis au zéro en utilisant la barre- étalon en invar de longueur $l = 160$ mm.

Soit $dl(t)$ la valeur lue sur le comparateur au temps (t) . La longueur de l'éprouvette au temps considéré est :

$$L = l + dl(t) \quad (1)$$

La variation de longueur au temps (t) est :

$$\Delta l(t) = L(t) - L(t_0) = dl(t) - dl(t_0) \quad (2)$$

La variation relative de longueur est généralement désignée par ε , elle est donnée par la formule suivante :

$$\varepsilon_i = (L_{1i} - L_{0i})/L \quad (3)$$

ε_i : déformation relative de l'éprouvette N°

i ($i = 1, 2, 3$).

L_{0i} : longueur initiale de l'éprouvette N°

i ($i = 1, 2, 3$).

L_{1i} : longueur finale de l'éprouvette N°

i ($i = 1, 2, 3$).

L'expansion, exprimée en pourcentage, est obtenue en faisant la moyenne des ε_i .

Le tableau 2 présente les résultats des mesures des éprouvettes faites le : 3^{ème} jour, 5^{ème} jour, 7^{ème} jour, 11^{ème} jour, 12^{ème} jour et 14^{ème} jour.

Tableau 2. Expansion des éprouvettes mesurée par le déformomètre

Table 2. Expansion of the specimens measured by the deformometer

N° éprv.	Expansion %					
	3 ^{ème} jour	5 ^{ème} jour	7 ^{ème} jour	11 ^{ème} jour	12 ^{ème} jour	14 ^{ème} jour
1	0.026	0.08	0.10	0.125	0.136	0.152
2	0.009	0.033	0.05	0.061	0.069	0.105
3	0.001	0.01	0.028	0.038	0.047	0.189
Moy.	0.012	0.041	0.059	0.074	0.084	0.148

Après l'interprétation des résultats obtenus sur un graphe (figure 1), nous avons remarqué que l'expansion des barres mesurée le 14^{ème} jour, de valeur égale à 0.148 % a dépassé la limite

d'expansion exigée par la norme ASTM et qui est égale à 0.10%.

Donc, d'après ces résultats l'essai accéléré sur barres de mortier a classé le sable de carrières comme réactif vis-à-vis de l'alcali-réaction.

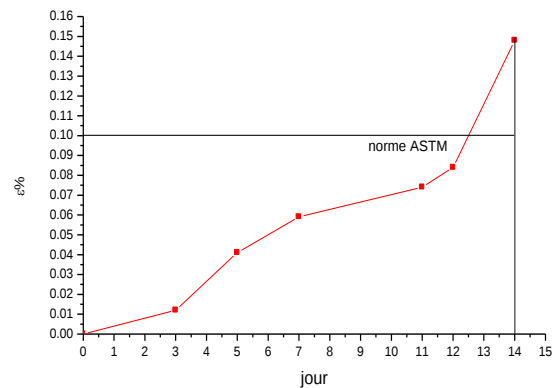


Figure 1: Expansion des barres de mortier immergées dans NaOH à 80°C (Essai accéléré sur barres de mortier).

Figure 1: Expansion of Mortar Bars immersed in NaOH at 80 °C (Accelerated test on mortar bars).

4-Conclusion

Notre but était de tester la réactivité d'un sable de carrière qu'on utilise de plus en plus dans la construction et surtout après l'instruction interministérielle signée par les ministres de l'Habitat, celui des Ressources en eau et celui des Travaux publics, portant sur la généralisation progressive de l'utilisation de ce type de granulat. Pour cette raison, nous avons choisi l'essai accéléré sur barres de mortier. Nous avons préparé trois éprouvettes d'un mortier composé d'un ciment portland CPJ-CEMII/A, d'un sable de carrière et une eau de gâchage de sorte que C/G = 2.25 et E/C = 0.45 (selon la norme ASTM).

Après l'immersion des barres dans la solution de soude 1M pendant 14 jours à une température de 80°C, nous avons obtenu les résultats présentés dans le tableau 2.

D'après ces résultats, nous avons constaté que l'expansion des barres mesurée le 14^{ème} jour a dépassé la limite d'expansion qui égale à 0.10%, ce qui nous amène à dire que le granulat testé est réactif.



Cependant, l'AMBT est un essai trop sévère car il identifie beaucoup de granulats comme réactifs. Pour confirmer ces résultats nous devons, à travers de futures recherches, exécuter d'autres essais comme l'essai sur prismes de béton qui est un essai long mais très utilisé à travers le monde.

Références bibliographiques

- [1] L. Duyou, B. Fournier, P.E. Grattan-Bellew, Evaluation of accelerated test methods for determining alkali-silica reactivity of concrete aggregates, *Cement and Concrete Composites* 28 (2006) 546-554.
- [2] B. Godart, A. Le Roux, Alkali-réaction dans le béton; Mécanisme, pathologie et prévention, Doc C2 252.
- [3] M.A. Bérubé, B. Fournier, Canadian Experience with Testing for Alkali-Aggregate Reactivity in Concrete, *Cement and Concrete Composites* 15 (1993) 27-47.
- [4] T. Wissam Elias, Alkali-silica reactions in Portland cement concrete: testing methods and mitigation alternatives, thèse de doctorat, Université du Texas At Austin, 2000.
- [5] Green M.F., Bisby L.A., Beaudoin Y., Labossière P., Effect of freeze-thaw cycles on the bond durability between fibre reinforced polymer plate reinforcement and concrete. *Can J Civ Eng* 2000;27(5):949-59.
- [6] Lee M-G, Wang Y-C, Chiu C-T., A preliminary study of reactive powder concrete as a new repair material. *Constr. Build Mater* 2007;21(1):182-9.
- [7] Yang Q., Zhu B., Zhang S., Wu X., Properties and applications of magnesia-phosphate cement mortar for rapid repair of concrete. *Cem. Concr. Res.* 2000; 30 (11):1807-13.
- [8] Huseien G.F., Mirza J., Ariffin N.F., Hussin M.W., Synthesis and characterization of self-healing mortar with modified strength. *J Teknol* 2015;76(1).
- [9] Al-Zahrani M., Maslehuddin M., Al-Dulaijan S., Ibrahim M., Mechanical properties and durability characteristics of polymer-and cement-based repair materials. *Cem Concr Compos* 2003;25(4):527-37.
- [10] Mirza J., Durand B., Bhutta AR., Tahir M.M., Preferred test methods to select suitable surface repair materials in severe climates. *Constr Build Mater* 2014;50:692-8.
- [11] Aleem M., Arumairaj P., Geopolymer concrete – a review. *Int J Eng Sci Emerging Technol* 2012;1(2):118-22.
- [12] He Y., Cui X-M., Liu X-D., Wang Y-P., Zhang J., Liu K., Preparation of self-supporting NaA zeolite membranes using geopolymers. *J Membr Sci* 2013;447:66-72.
- [13] Wang K-T., He Y., Song X-L., Cui X-M., Effects of the metakaolin-based geopolymer on high-temperature performances of geopolymer/PVC composite materials. *Appl Clay Sci* 2015;114:586-92.
- [14] Zhang J., He Y., Wang Y-P., Mao J., Cui X-M., Synthesis of a self-supporting faujasite zeolite membrane using geo-polymer gel for separation of alcohol/ water mixture. *Mater Lett* 2014;116:167-70.
- [15] Zhang Z., Wang K., Mo B., Li X., Cui X., Preparation and characterization of a reflective and heat insulative coating based on geopolymers. *Energy Build* 2015;87:220-5.
- [16] Duxson P., Provis J.L., Lukey G.C., Van Deventer J.S., The role of inorganic polymer technology in the development of 'green concrete'. *Cem Concr Res* 2007; 37 (12) :1590-7.

APPROCHE MATHÉMATIQUE SUR LA MÉTHODE DE BISHOP - RÔLE DES GÉOSYNTHÉTIQUES DANS LA STABILISATION DU TALUS DU PK (240+847) DE L'AUTOROUTE A1 (N-E ALGÉRIE)

MATHEMATICAL APPROACH ON THE BISHOP METHOD, ROLE OF GEOSYNTHETICS IN SLOPE STABILIZATION, OF PK (240 + 847)/A1 HIGHWAY

Réception : 15/09/2018

Acceptation : 02/10/2018

Publication : 08/01/2019

DAHOUA Lamri¹, SAVENKO Viatcheslav Yakovitch², OSYCHENKO Olena³, HADJI Riheb⁴¹⁻²⁻³Department of Road Construction and Maintenance, National Transport University, Kiev, Ukraine.⁴Department of Earth Sciences, IAST, Setif 1 University, Algeria.

Résumé- La variation des conditions aux limites est dans la plupart du temps le principal responsable de la perturbation de l'équilibre des talus et la mise en mouvement des terrains. Dans des conditions climatiques normales, les grains secs non consolidés se maintiennent stables pour un angle de frottement interne donné. Lors de précipitations intenses ou fonte de neige, l'infiltration de l'eau provoque une réduction des valeurs de l'angle de frottement et de la cohésion des grains. Ceci influe négativement sur la stabilité du talus. Cette dernière est accentuée par l'effet des vibrations ce qui a pour conséquence la liquéfaction du sol. Appuyée par la déclinaison de la résistance au frottement inter granulaire, la chute des caractéristiques mécaniques du sol va mener à la translation du cercle de Mohr vers une courbe enveloppe de rupture. L'incorporation de nappes de géotextiles peut améliorer la stabilité des talus routiers. Elles exercent des tensions stabilisatrices opposant les forces qui déséquilibrent la stabilité des pentes. Ces forces ne sont pas prises en considération par la méthode de Bishop simplifiée comme rigoureuse sur laquelle repose un bon nombre de logiciels. Notre travail consiste à exécuter une approche mathématique pour introduire des valeurs variables de c' et ϕ' dans le critère de rupture afin de tenir compte des infiltrations d'eau et introduire en même temps un nouveau paramètre pour tenir compte de l'effet des sollicitations sismiques ainsi qu'une force pour tenir compte de la partie d'eau infiltrée. Enfin, des forces stabilisatrices engendrées par l'introduction de nappes de géosynthétiques sont engagées dans le polygone des forces. Le résultat montre que l'action de l'eau est la principale force perturbatrice du talus alors que l'action des géotextiles est la principale force stabilisatrice.

Mots - clés : Angle de frottement interne, Cohésion, Méthode des tranches, Séisme, Bishop.

Abstract- The variation of the boundary conditions is in most of the times the main cause of the disturbance of the slopes equilibrium, and the movement of the grounds. Under normal climatic conditions, unbound dry grains are stable at a given internal friction angle. During intense precipitation or snow break, the infiltration of water causes a reduction in the values of the angle of friction (ϕ'), and the cohesion (c') of the grains, which has a negative influence on the stability of the slope, the latter is accentuated under the effect of vibrations, where the liquefaction of the soil occurs. Supported by the declination of inter-granular friction resistance, the fall of the mechanical characteristics of the soil will lead to the translation of the Mohr circle towards a rupture envelope curve. The incorporation of geosynthetics can improve the stability of slopes and embankments. They exert stabilizing tensions opposing the forces which unbalance the stability of the slopes. These forces are not taken into consideration by the simplified or rigorous method of Bishop which is based on a lot of software. Our work consists in carrying out a mathematical approach to: introduce variable values of c' and ϕ' in the rupture criterion in order to take into account water infiltration, introduce a new parameter (F_s) to take into account the effect of seismic stresses, introduce a force (r) to account for the part of infiltrated water. Finally stabilizing forces generated by the introduction of geosynthetic layers (G_{eo}) are engaged in the polygon of forces. The result shows that the action of water is the main disturbing force of the slope, whereas the action of geotextiles is the main stabilizing force.

Key words: Internal friction angle, Cohesion, Slice method, Earthquake, Bishop.

1-Introduction

Les mouvements de terre sont parmi les phénomènes géodynamiques les plus répandus et souvent les plus graves à la surface de la Terre. Ils provoquent une modification naturelle et continue du relief et se produisent ou se réactivent généralement de façon inopinée, notamment lors des tremblements de terre et/ou lors des périodes pluvieuses intenses [1, 2, 3]. On distingue des instabilités structurales qui se produisent dans les massifs sous faibles contraintes montrant une structure géologique bien développée. Elles sont induites par les discontinuités géologiques, produites sous l'influence du poids propre des matériaux, par les secousses sismiques ou les activités anthropiques [4]. Les instabilités géotechniques sont induites par excès de contraintes dans les massifs [5, 6]. Les méthodes d'étude des instabilités sont empiriques par classification [7], analytiques par calculs de stabilité de pentes [8], numériques [9] et géo-mécaniques [10]. Pour les sols, les méthodes basées sur le calcul en équilibre limite sont les plus utilisées [11]. La comparaison entre les facteurs de sécurité des différentes méthodes de calcul de stabilité des pentes montre que la méthode de Bishop est la plus favorable pour subir une approche mathématique calculant le coefficient de sécurité pour un talus naturel soumis aux sollicitations perturbatrices et à un écoulement souterrain et stabilisée par l'étalement de nappes de géotextiles. Dans sa méthode simplifiée comme rigoureuse Bishop a travaillé en contraintes effectives suivant le postulat de Terzaghi ($\sigma' = \sigma - u$). Cette dernière égalité varie en fonction du niveau d'eau dans le sol [12]. Ce qui n'est pas évident car la pression interstitielle peut augmenter sous l'effet des surcharges causées par la succion lors de la désaturation du sol. Le principe de Terzaghi modifié par Bishop donne l'équation suivante : ($\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w)$) où χ est un coefficient dépendant des efforts de cisaillement ou de consolidation et σ , u_a et u_w sont respectivement le tenseur des contraintes totales, la pression d'air et la pression d'eau, ($s = u_a - u_w$ est la succion) [13]. Dans notre approche, les grains de sol et le liquide sont incompressibles et la pression d'air est considérée identique à la pression atmosphérique : $u_a = P_{atm}$.

Ces dernières années, l'utilisation des géosynthétiques dans les travaux publics a

connu un essor considérable grâce, surtout, à un coût de fabrication bas, des modes d'emploi faciles et des rendements de service élevés [14]. A la large gamme des géotextiles correspond une multiplicité de fonctions où le géotextile remplit plusieurs rôles à la fois [15], (Fig.1).

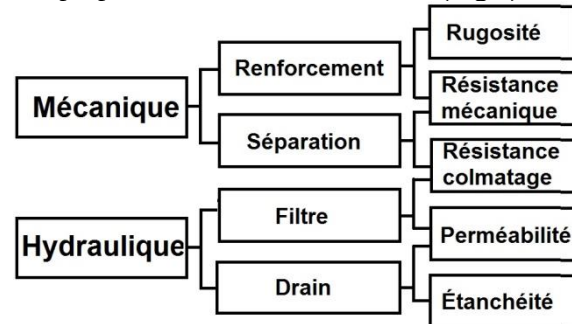


Figure 1 : Rôle, fonctions et propriétés des géotextiles (Role, functions and geotextile properties).

2-Méthodologie

La méthode de travail consiste à introduire des valeurs variables de c' et ϕ' dans le critère de rupture de Mohr-Coulomb afin de tenir compte des infiltrations d'eau, un paramètre (F^s) pour tenir compte de l'effet des sollicitations sismiques, une force (r) pour tenir compte de la partie d'eau infiltrée et des forces (G_{eo}) engendrées par l'incorporation de nappes de géotextiles dans le polygone des forces de Bishop. Pour réaliser notre approche mathématique, on a exploité le logiciel Geo-studio/Slope pour le montage du modèle géométrique et le langage (Matlab) pour la programmation et le calcul.

2.1- Influence de l'écoulement de l'eau

La variation cyclique de la pression interstitielle va engendrer une importante diminution des forces intergranulaires, ce qui peut conduire à une perturbation considérable de l'état des contraintes dans le talus. En se basant sur la théorie générale des nappes aquifères, l'équation de Richard et l'équation de Deput [16], on distingue deux forces : la première est produite par la pression interstitielle et la seconde est provoquée par l'écoulement des eaux d'infiltration. Cette dernière peut être décisive dans le déclenchement d'un glissement surtout si le sens d'écoulement coïncide avec la pente du talus. Cependant, il ne faut pas négliger la diminution de la résistance au cisaillement provoquée par l'action de l'eau le long de la surface de glissement.

$$\text{Le ratio : } ra = \frac{\Delta M_e}{\Delta M_p} = \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot \frac{\sin \alpha \sin (\theta + \alpha)}{\cos \theta}$$

Avec : M_e moment moteur dû à la force d'écoulement et M_p moment dû au poids.

Selon Pilot [17], ce rapport présente l'action de l'eau d'écoulement comparée au poids propre de la tranche, ce dernier correspond au *ratio* ra qui n'est guère négligeable surtout lorsque les valeurs γ' et γ_w sont voisines.

Filliat [18] a proposée une loi de répartition des eaux d'écoulement dans le talus reliant la force de résistance au cisaillement à la contrainte effective normale et la contrainte tangentielle.

$$\sigma = \gamma' h \cos^2 \alpha (\lambda + \mu \tan \alpha)$$

avec λ la compressibilité.

Dans notre approche, on va introduire la force due à l'écoulement de l'eau (r) directement dans le polygone des forces de Bishop.

2.2- Influence des sollicitations sismiques

A la base du talus, la contrainte de cisaillement due au séisme est donnée par l'accélération de pointe du séisme a_h (normes suisses) et le facteur de réduction r_d de Seed [19].

$$\tau = 0.65 \cdot \frac{a_h}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d$$

Dans le corps du talus elle est plutôt exprimée par l'accélération maximale a_g agissant au centre de gravité de la tranche [20]

$$\tau = 0.65 \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \sigma_v$$

L'accélération maximale (a_{max}) est donnée par la somme des valeurs d'accélération spectrales (a_i) de chaque spectre de réponse (ω_i). Ces derniers sont calculés (après ajustement) à partir des vitesses d'incidence (v_s) [21].

$$a_{max} = [(1.60 \times a_1)^2 + (1.06 \times a_2)^2 + (0.86 \times a_3)^2]^{0.5}$$

$$\omega_i = c \cdot \frac{v_s}{h} \cdot P = \frac{2\pi}{\omega}$$

pour le remplacement des sollicitations par des forces. La force horizontale appliquée sur une tranche est le produit de l'accélération moyenne par la masse de la tranche : $F_{horizontale} = a_{moy} \cdot m$

Tandis que la force verticale relie la composante verticale de l'accélération sismique à la masse de la tranche [22, 23].

$$F_{verticale}^s = a_{vert} \cdot m \leftrightarrow F_{verticale}^s = 0.66 \cdot a_{horizontale} \cdot m$$

2.3- Nappes de géosynthétiques

Le renforcement par des inclusions souples consiste à créer une structure avec des propriétés améliorées, composée d'un sol qui a souvent une résistance à la traction quasiment nulle mais qui résiste bien à la compression en association avec un géotextile qui a une meilleure résistance à la traction (table 1, et Fig. 2), [24]

Table 1 : Fonctions mécaniques d'un géotextile, (Mechanical functions of a geotextile).

Propriétés	Paramètres caractéristiques
Déformation	Courbe "force-allongement"
Fluage	Augmentation de la déformation sous force de traction constante
Frottement sol-géotextile	Angle de frottement sol-géotextile

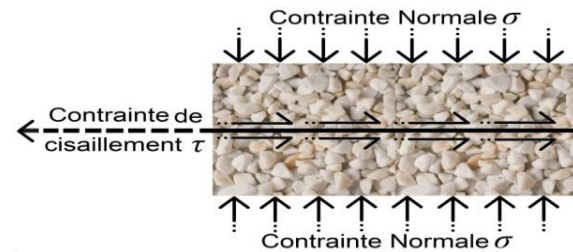
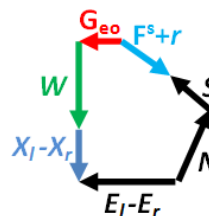


Figure 2 : Report des contraintes de traction dans le sol par les forces de cisaillement.

(Transfer of tensile stresses in the soil by shear forces).

L'utilisation de nappes de géosynthétiques peut sensiblement améliorer l'état d'équilibre du talus. Avec une disposition en couches, c'est seulement la composante tangentielle (G_{eo}) qui contribue à l'équilibre. Cependant, sa nature flexible écarte sa composante normale [25].

3-Approche mathématique



Avec : X_l , X_r , E_l , E_r force inter-tranche ;

W : poids ;

N : force normale ;

S : force de cisaillement ;

G_{eo} : force de traction des géotextiles ;

F^s : forces de séisme ;

r : force due à l'écoulement,

Figure 3 : Polygone des forces de Bishop. (Polygon of the forces of Bishop).

$$S = 1/F(c'(w) \ell + N \tan \varphi'(w)) \quad (1)$$

La projection des forces sur la vertical au centre de la tranche

$$(N + u_a \cdot \ell \cdot \chi \cdot \ell \cdot s_e) \cos \alpha = W + (X_L - X_R) - S \cdot \sin \alpha + (F_{\text{vert}}^s + r \sin \theta) \quad (2)$$

avec α : angle de la base de la tranche et θ : déclivité du niveau piézométrique

La substitution de S par sa valeur tirée de (1)

$$(N + u_a \cdot \ell \cdot \chi \cdot \ell \cdot s_e) \cos \alpha = W + (X_L - X_R) - \sin \alpha / F(c'(w) \ell + N \tan \varphi'(w)) + (F_{\text{vert}}^s + r \sin \theta)$$

$$(N \cos \alpha) + (u_a \cdot \ell \cdot \chi \cdot \ell \cdot s_e) \cos \alpha = W + (X_L - X_R) - (c'(w) \ell / F) \sin \alpha - N \tan \varphi'(w) \sin \alpha / F + (F_{\text{vert}}^s + r \sin \theta)$$

où $c'(w)$ et $\varphi'(w)$: sont des caractéristiques résiduelles dues à la fatigue du matériau.

$$N(\cos \alpha + (\tan \varphi'(w) \sin \alpha) / F) = W + (X_L - X_R) - \ell (u_a - \chi \cdot s_e) \cos \alpha - c'(w) \sin \alpha / F + (F_{\text{vert}}^s + r \sin \theta).$$

$$N = \frac{(W + (X_L - X_R) - \ell (u_a - \chi \cdot s_e) \cos \alpha - c'(w) \sin \alpha / F) + (F_{\text{vert}}^s + r \sin \theta)}{(\cos \alpha + (\tan \varphi'(w) \sin \alpha) / F)} \quad (3)$$

Pour plus de clarté et de simplification, Bishop a négligé les forces inter-tranches (présentant un écart minime entre elles) et a fixé le centre de gravité de la tranche à sa demi-hauteur. Les moments par rapport au centre de rotation de la masse glissante sont :

$$WR_x = S \cdot R \cdot F_{\text{vert}}^s R_x - F_{\text{horiz}}^s (R \cdot (\cos \alpha) - h/2) - r \sin \theta R_x - r \cos \theta (R(\cos \alpha) - h/2) + G_{eo} (R(\cos \alpha) - h/2).$$

$$WR \sin \alpha = R \cdot \ell \cdot F_{\text{vert}}^s R \sin \alpha - F_{\text{horiz}}^s (R \cdot (\cos \alpha) - h/2) - ((r \sin \theta R \sin \alpha) + ((r \cos \theta - G_{eo})(R(\cos \alpha) - h/2))) \quad (4)$$

L'introduction de critère de rupture ($\tau = c' + \sigma \tan \varphi'$) dans l'équation (4)

$$WR \sin \alpha = R/F[(c'(w) \ell + N \tan \varphi'(w) \ell) - (\ell \tan \varphi'(w) \cdot (u_a - \chi \cdot s_e))] - [(F_{\text{vert}}^s + r \sin \theta)(R \sin \alpha)] - [(F_{\text{horiz}}^s + r \cos \theta - G_{eo}) \cdot (R(\cos \alpha) - h/2)] \quad (5)$$

$$F = \frac{R [(c'(w) \ell + N \tan \varphi'(w) \ell) - (\ell \tan \varphi'(w) \cdot (u_a - \chi \cdot s_e))]}{WR \sin \alpha + [(F_{\text{vert}}^s + r \sin \theta)(R \sin \alpha)] + [(F_{\text{horiz}}^s + r \cos \theta - G_{eo}) (R(\cos \alpha) - h/2)]}$$

$$F = \frac{[c'(w) \ell + N \tan \varphi'(w)] - [\ell \tan \varphi'(w) \cdot (u_a - \chi \cdot s_e)]}{WR \sin \alpha + [(F_{\text{vert}}^s + r \sin \theta)(R \sin \alpha)] + [(F_{\text{horiz}}^s + r \cos \theta - G_{eo}) (R(\cos \alpha) - h/2)]} \quad (6)$$

En substituant la valeur de N tiré de (3) en (6) et en sommant toutes les tranches :

$$F = \frac{\sum [c'(w) \ell + \frac{\tan \varphi'(w) [W - (\ell \cos \alpha (u_a - \chi \cdot s_e))] + (c'(w) \sin \alpha / F) + F_{\text{vert}}^s + r \sin \theta}{\cos \alpha + (\tan \varphi'(w) \sin \alpha / F)} - \ell (u_a - \chi \cdot s_e)]}{\sum [W_i \sin \alpha_i + ((F_{\text{horiz}}^s + r_i \cos \theta_i - G_{eo}) (\cos \alpha_i - \frac{h_i}{2R})) + (r_i \sin \theta_i + \sum F_{\text{vert}}^s) (\sin \alpha_i)]} \quad (7)$$

L'utilisation du terme : $\frac{1}{m_\alpha} = \frac{(\sec \alpha)}{(1 + (\tan \varphi'(w) \cdot \tan \alpha))}$

$$F = \frac{(c'(w) \ell + N \tan \varphi'(w)) (W - (\ell \cos \alpha (u_a - \chi \cdot s_e))) + \left(\left(\frac{c'(w) \sin \alpha}{F} + F_{\text{vert}}^s + r \sin \theta \right) (1/m_\alpha) \right) - \ell (u_a - \chi \cdot s_e)}{\sum W_i \sin \alpha_i + [(F_{\text{horiz}}^s + r_i \cos \theta_i - G_{eo}) (\cos \alpha_i - (h_i/2R)) + (r_i \sin \theta_i + \sum F_{\text{vert}}^s) (\sin \alpha_i)]} \quad (8)$$

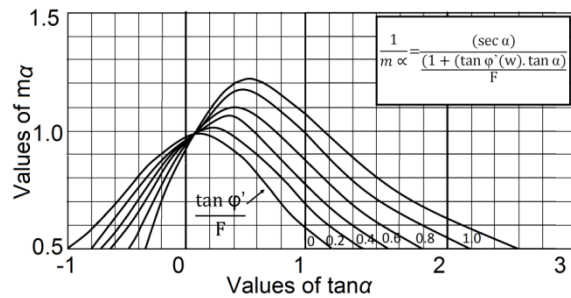


Figure 4 : Variation de m_α en fonction de $\tan \phi'$
(Variation of m_α as a function of $\tan \phi'$)

D'autres simplifications et substitutions sont possibles telles que le remplacement de la valeur du poids par sa formule exploitant la densité relative.

4-Résultats

L'équation (8) est le résultat de l'approche mathématique de la méthode de Bishop.

L'apparition des forces dues au séisme et à l'écoulement simultanément dans le numérateur et le dénominateur et la traction due aux géotextiles avec un signe négatif au dénominateur (joue un rôle positif en faveur de la stabilité) résument la différence entre le coefficient de sécurité de notre méthode modifiée et celui de la méthode de Bishop simplifiée et rigoureuse originales :

$$F = \frac{\sum \{c' b + \tan \phi' (W(1 - ru))\} 1/m_\alpha}{\sum W s \sin \alpha}$$

$$F = \frac{\sum \{c' b + \tan \phi' (W(1 - ru)) + (x_l - x_r)\} 1/m_\alpha}{\sum W s \sin \alpha}$$

avec $\phi' = \phi \cdot K_\phi$ et $ru = \frac{u}{\text{contrainte totale verticale}}$

Ceci permet de tracer un intervalle de sécurité lors de la conception des remblais et de prendre en considération les différents agents intervenant dans la mise en mouvement d'un talus naturel.

5-Modèle d'application

L'utilisation d'un géotextile de renfort s'est avérée indispensable pour stabiliser le talus (PK 240+847) situé sur l'autoroute A1, commune de Hanif, wilaya de Bouira (Algérie). Le renforcement est supposé être assuré avec un géotextile non-tissé en fibres de polyester avec un coefficient de sécurité vis-à-vis de la traction ($F_t \geq 6$). Les caractéristiques de l'ouvrage retenu par l'étude sont : une longueur de nappe de 4,5m à partir de l'extérieur, un espacement des lits dans le massif renforcé de 0,70m intercalées avec trois couches de remblai de 0,25m d'épaisseur chacun sur une hauteur totale

de 13m. Le profil type du massif renforcé retenu était composé de 19 lits de renforcement avec un retour situé en partie inférieure d'un mètre de longueur. Les nappes en géotextile sont posées horizontalement à l'intérieur du remblai compacté pendant sa construction. Une mise en œuvre soignée des nappes sur une longueur de 50 m le long du tronçon assurant une bonne interaction avec le sol est exigée. Les performances d'un renforcement du sol par des géosynthétiques par rapport à une conception similaire non renforcée sont comparées. Le profil en travers du (PK 240+847) a été pris comme modèle d'application pour notre étude.

6-Programme de calcul

Une fois le coefficient de sécurité initial F_1 calculé par la méthode de Bishop originale avec les conditions présentes du talus ($F_1=0,934$), on peut simuler une prévision numérique de la stabilité lors de l'apparition d'un ensemble de facteurs opposant la stabilité. L'utilisation d'un programme numérique pour le calcul de la stabilité est désormais indispensable, (Fig.5).

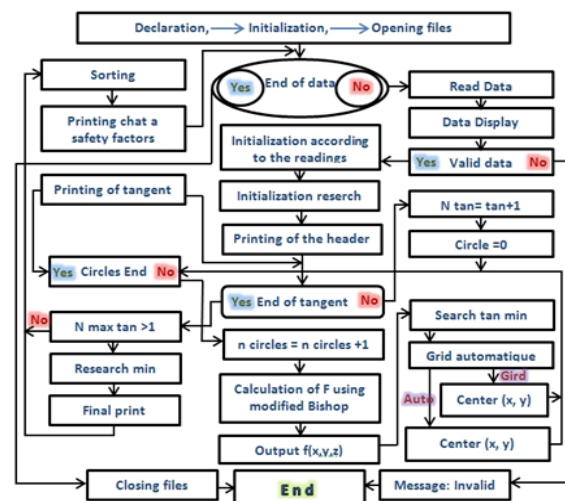


Figure 5 : Organigramme de calcul.
(calculation flowchart).

Le calcul du coefficient de sécurité avec la méthode de Bishop modifiée (programmée sous Matlab) nous amène, en premier lieu, à impliquer toutes les forces actives qui tendent à provoquer un cisaillement le long d'une surface. Cela donne un coefficient de sécurité ($F = 0.567$). Cette valeur est nettement inférieure à celle fournie par la version originale, ce qui est évidemment dû à l'action des forces perturbatrices. Ensuite, l'implication progressive des forces dues à l'action des



géotextiles (G_{eo}), fait migrer le coefficient F_s vers des valeurs de sécurité et peut assurer la stabilité du talus à court ($F_s \geq 1,2$) et à long terme ($F_s \geq 1,5$).

7- Conclusion

L'approche mathématique proposée par notre étude traite la considération de nouveaux paramètres à ceux d'une méthode classique de calcul de stabilité. Cela permet de mieux comprendre les mécanismes de la mise en mouvement d'un talus naturel ou dressé et de tracer un intervalle de sécurité dans les talus exposés à l'action de l'eau ainsi que les sollicitations vibratoires. Au moyen de la méthode de Bishop modifiée, nous avons pu suivre l'évolution du coefficient de sécurité en fonction des valeurs variables de la traction des nappes de géosynthétiques et sollicitations sismiques. L'instabilité apparaît ainsi directement liée à la position de ces deux agents. L'apparition du terme G_{eo} avec un signe négatif dans le dénominateur de l'équation démontre le confortement exercé par la traction des géotextiles vis-à-vis de la stabilité.

Ce type de soutènement permet aux sols de soutenir des charges plus importantes et de résister à des angles plus prononcés. Un gain en durée de vie de l'ouvrage, une amélioration des caractéristiques géotechniques du sol tout en augmentant les caractéristiques mécaniques et la possibilité de construction dans des milieux défavorables, sont aussi enregistrés.

La programmation numérique s'avère indispensable pour pouvoir calculer le coefficient de sécurité avec les conditions réelles du terrain et/ou d'effectuer une prévision de la stabilité en faisant varier les forces relatives à l'ensemble des facteurs de prédisposition et de déclenchement des mouvements de pentes.

Remerciement

Les auteurs tiennent à remercier les évaluateurs pour leur critique objective du manuscrit. Nous remercions également l'Université Nationale des Transports de Kiev (Ukraine) pour la fourniture des supports bibliographiques.

Références bibliographiques

- [1] Hadji, R., Rais, K., Gadri, L., Chouabi, A., & Hamed, Y. *Slope failure characteristics and slope movement susceptibility assessment using GIS in a medium scale: a case study from Ouled Driss and Machroha municipalities, Northeast Algeria*. Arabian Journal for Science and Engineering, 2017, vol. 42, no 1, p. 281-300.
- [2] Dahoua, L., Yakovitch, S. V., & Hadji, R. *GIS-based technic for roadside-slope stability assessment: an bivariate approach for A1 East-West highway, North Algeria*. Mining Science, 2017, vol. 24.
- [3] Mahdadi, F., Boumezbeur, A., Hadji, R., et al., *GIS-based landslide susceptibility assessment using statistical models: a case study from Souk Ahras province, NE Algeria*. Arabian Journal of Geosciences, 2018, vol. 11, no 17, p. 476.
- [4] Landry, A., *Utilisation d'une approche photogrammétrie-DFN pour l'évaluation des conditions structurales du projet minier souterrain Éléonore*. 2015.
- [5] Poulsen, B. A., Adhikary, D. P., Elmouttie, M. K., & Wilkins, A. *Convergence of synthetic rock mass modelling and the Hoek-Brown strength criterion*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2015, vol. 80, p. 171-180.
- [6] Hoek, E., & Bray, J. D., *Rock slope engineering*. CRC Press, 2014.
- [7] Aydan, Ö., Ulusay, R., & Tokashiki, N. *A new rock mass quality rating system: rock mass quality rating (RMQR) and its application to the estimation of geomechanical characteristics of rock masses*. Rock mechanics and rock engineering, 2014, vol. 47, no 4, p. 1255-1276.
- [8] Souza, M. F., & Nelson, M. G. *A Comparison of the Shear Strength Reduction Technique and Limit Equilibrium Method for Slope Stability*. In: 52nd US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium. American Rock Mechanics Association, 2018.
- [9] Tschuchnigg, F., Schweiger, H. F., & Sloan, S. W. *Slope stability analysis by means of finite element limit analysis and finite element strength reduction techniques*. Computers and geotechnics, 2015, vol. 70, p. 169-177.
- [10] Zahri, F., Boukelloul, M.L., Hadji, R., et al., *Slope stability analysis in open pit mines*



- of *Jebel Gustar career, NE Algeria—a multi-steps approach*. Mining Science, 2016, vol. 23.
- [11] Achour, Y., Boumezbear, A., Hadji, R. et al., *Landslide susceptibility mapping using analytic hierarchy process and information value methods along a highway road section in Constantine, Algeria*. Arabian Journal of Geosciences, 2017, vol. 10, no 8, p. 194.
- [12] Sibille, L., *Bases de la Géotechnique Module MXG4 IUT Génie Civil et Construction Durable*. 2018.
- [13] Arai, W., Prunier, F., Djéran-Maigre, I., et al., A new insight into modelling the behaviour of unsaturated soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2013, vol. 37, no 16, p. 2629-2654.
- [14] Broda, J., Przybyło, S., Gawłowski, A., et al., *Utilisation of textile wastes for the production of geotextiles designed for erosion protection*. The Journal of The Textile Institute, 2018, p. 1-9.
- [15] Bessaim, M., Bessaim, A., Missoum, H., et al. *Soil reinforcement with geosynthetics*. In *MATEC Web of Conferences*. EDP Sciences, 2018. p. 02096.
- [16] Rezzoug, A. Alexis, A. et Kismi, M. *Influence de la Marée sur la Stabilité des Pentes*. Actes des 3èmes Journées Nationales Génie Civil, Génie Côtier, Sète, 1994, p. 2-4.
- [17] Khabiri, M. Khishdari, A. et Gheibi, E. *Effect of tyre powder penetration on stress and stability of the road embankments*. Road Materials and Pavement Design, 2017, vol. 18, no 4, p. 966-979.
- [18] Dhaybi, M., *Renforcement de fondations superficielles par soil mixing : analyse par modélisation physique et numérique*. 2015. Thèse de doctorat. INSA de Lyon.
- [19] Seed, H.B. et De Alba, P. Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands. In: *Use of in situ tests in geotechnical engineering*. ASCE, 1986. p. 281-302.
- [20] Houda, M., Jenck, O., & Emeriault, F. *Massifs de sol renforcé par inclusions rigides : analyse de l'effet d'un chargement cyclique vertical quasi statique par expérimentation sur modèle réduit et validation numérique*. Revue Française de Géotechnique, 2016, no 147, p. 2.
- [21] Ghahreman-Nejad, B., & Kan, M., *Seismic Deformation Analysis of Embankment Dams: A Comparison between Simplified and Non-Linear Numerical Methods*. NRC Research Press, 2017. 745.
- [22] Khansal, A., *Modélisation numérique de l'essai de cisaillement annulaire*. Thèse de doctorat. Université Mustapha Ben Boulaid Batna 2.
- [23] Mestat, Ph., *Du bon usage de l'élasticité dans les calculs de géotechnique. La pratique des calculs tridimensionnels en géotechnique*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et chaussées, Ed. Magnan J.P., Guilloux A, Mestat P, 241, 1998, vol. 256.
- [24] SERE, Amidou. *Ouvrages renforcés par géotextiles chargés en tête : comportement et dimensionnement*, 1995. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
- [25] Houam, A., *Amélioration de la stabilité des talus par l'utilisation de nappes horizontales de "géosynthétiques"*, 1991.



ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DES PERFORMANCES HYDRAULIQUES D'UN SOL RECONSTITUÉ À L'ÉTAT COMPACT (SABLE-BENTONITE)

EXPERIMENTAL STUDY OF THE HYDRAULIC PERFORMANCE OF A SOIL RECONSTITUTED IN A COMPACT STATE (SAND-BENTONITE)

Réception : 10/09/2018

Acceptation : 07/11/2018

Publication: 08/01/2019

DEBIECHE Messaouda¹, KAOUA Farid²

¹Laboratoire d'Environnement, Géotechnique et HYDraulique (L.E.G.HYD), Faculté de génie civil, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene (USTHB), Algérie, mdebiche2015@gmail.com

²Laboratoire d'Environnement, Géotechnique et HYDraulique (L.E.G.HYD), Faculté de génie civil, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene (USTHB), Algérie, fkaoua@yahoo.fr

Résumé - Ce travail rentre dans le cadre de la valorisation des matériaux locaux afin d'une utilisation éventuelle dans le domaine géotechnique et plus précisément dans l'imperméabilisation des ouvrages en génie civil. De ce fait, deux types de bentonite situés à l'ouest de l'Algérie ont été utilisés en mélange avec le sable de Baghliia à l'état compact et cela à différentes concentrations dans le but d'atteindre un dosage optimal assurant une bonne performance hydraulique en terme de conductivité hydraulique et de pérennité.

Cette étude expérimentale a montré finalement qu'un mélange de sol reconstitué à l'état compact avec du sable et 6% de bentonite sodique peut jouer le rôle d'un système d'étanchéité fiable des ouvrages géotechniques (sol d'assise des ouvrages routiers, barrière étanche pour les centres d'enfouissement technique, etc.).

Mots - clés : Imperméabilisation Sol reconstitué Sable/Bentonite compacté, Performance hydraulique, Conductivité hydraulique, Pérennité, Barrières étanches.

Abstract- This work comes within the framework of the valorization of the local materials for a possible use in the geotechnical field and more specifically in the waterproofing of works in civil engineering. As a result, two types of bentonite located in western Algeria were used in combination with Baghliia sand in a compact state and at different concentrations to achieve an optimal dosage ensuring good hydraulic performance. in terms of hydraulic conductivity and durability. This experimental study has finally shown that a mixture of reconstituted soil in a compact state such as sand and 6% sodium bentonite can act as a reliable sealing system for geotechnical structures (soil of road works, watertight barrier for landfill sites, etc.).

Keywords: Waterproofing, Reconstituted Soil, Compacted Sand / Bentonite, Hydraulic Performance, Hydraulic Conductivity, Durability, Watertight Barriers

1-Introduction

L'intérêt primordial pour la protection de l'environnement augmente la demande des systèmes d'étanchéité fiables et de haute qualité dont les principales caractéristiques recherchées sont :

- Une densité sèche maximum des mélanges compactés sable/bentonite ;

- Une faible conductivité hydraulique pour minimiser les fuites en utilisant un faible pourcentage de bentonite ;
- La pérennité du mélange doit être vérifiée vis-à-vis des variations climatiques des propriétés d'hydratation consécutives au cours du temps (cycles humidification-dessiccation) ;

De nos jours, l'utilisation des géosynthétiques bentonitiques dans l'imperméabilisation des sols est la technique la plus utilisée à travers le monde.

Même s'il existe de nombreux travaux de recherche réalisés sur les performances hydrauliques des bentonites à travers le monde, il en existe très peu sur la bentonite algérienne.

En Algérie, les gisements bentonitiques les plus importants se trouvent à l'ouest de l'Algérie, Fig.1. Ils ont été exploités depuis les années 1950, Réf. [1].

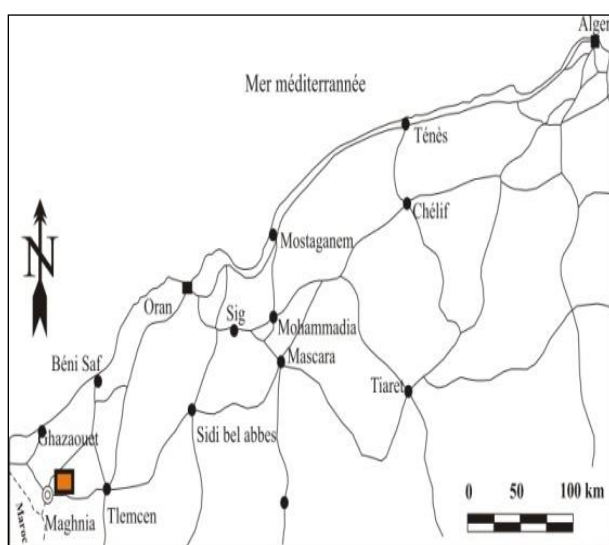


Figure.1 : Carte de situation des gisements de bentonite en Algérie

Figure 1: Location map of the bentonite deposit in Algeria

Dans cette optique, une campagne expérimentale est menée afin de déterminer, en premier lieu, la concentration en bentonite nécessaire pour obtenir une faible perméabilité, des caractéristiques de compactage et une éventuelle variation de K permettant d'étudier la pérennité (durabilité) du mélange.

2-Matériaux utilisés

Deux types de bentonites ont été utilisés dans cette étude. Il s'agit de :

- la bentonite de Mostaganem de couleur grisâtre ;
- la bentonite de Maghnia (Roussel1) de couleur blanchâtre.

Ces deux bentonites sont commercialisées par l'Entreprise Nationale des Produits Miniers Non Ferreux Bental (ENOF) et destinées à la fonderie, l'industrie de la céramique ou le forage pétrolier et hydraulique.

Quant au sable utilisé, il provient du dépôt alluvionnaire de Baghlia au Nord Est de l'Algérie, utilisé souvent dans la confection du béton.

3-Caractéristiques physico-chimiques et minéralogiques des matériaux

Avant d'entamer l'étude des performances hydrauliques des sols pulvérulents par deux bentonites algériennes, il est indispensable de connaître les caractéristiques physico-chimiques et minéralogiques des matériaux utilisés.

3.1-Composition chimique des bentonites algériennes étudiées

L'analyse chimique des deux échantillons de bentonite utilisée, préparés sous forme de pastilles, a été effectuée par un spectromètre de fluorescence de rayons X. L'acquisition des spectres et leur traitement mathématique sont réalisés par le logiciel SuperQ.

En vue d'une valorisation des produits locaux dans l'imperméabilisation des sols, les compositions chimiques des bentonites algériennes sont comparées à celles des bentonites commercialisées à travers le monde, Tab.1, Réf. [2].

Le tableau 1 indique que la bentonite de Maghnia possède des caractéristiques similaires aux bentonites du Wyoming et de la Grèce. Toutefois, celle de Mostaganem contient des taux plus faibles en alumine et plus élevés en calcium.

Tableau 1 : compositions chimiques en pourcentage d'oxydes des bentonites commercialisées à travers le monde et celles de l'Algérie.

Table 1: Comparison of chemical compositions of the worldwide and Algerian bentonites

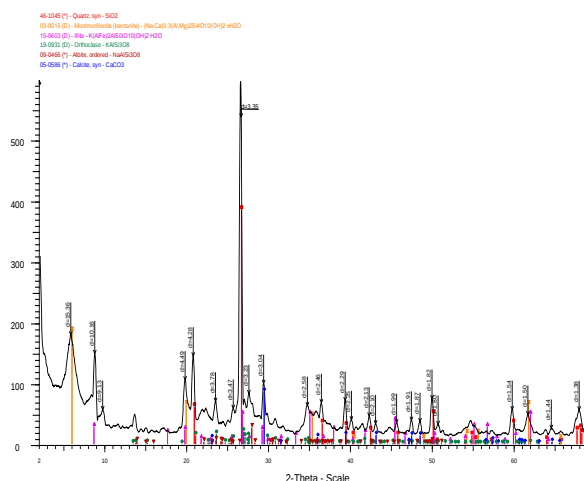
Quelques bentonites à travers le monde						Bentonite Algérie	
*	Kutch Inde %	S&B Grec %	Wyoming Federal %	Wyoming Black hill %	Sud USA %	Mostaganem %	Maghnia %
SiO ₂	45.43	60.83	58.14	66.12	59	60.49	64.98
Al ₂ O ₃	16.4	17.9	21.73	17.01	18.4	12,7	16.08
Fe ₂ O ₃	14.05	4.34	2.46	2.46	5.1	2,70	2.93
CaO	1.18	1.9	0.86	1.37	3.88	3,60	0.61
MgO	2.43	2.83	2.42	1.51	2.86	2,29	3.51
K ₂ O	0.13	1.98	0.52	0.54	0.78	2,28	2.02
Na ₂ O	3.1	2.96	2.08	2.02	0.41	1,55	3.88
TiO ₂	1.86	/	/	/	/	0,30	0.20
Perte au feu	13.28	6.44	5.3	7.3	8.31	13,8	6.07

Les résultats des analyses chimiques montrent que les deux argiles sont composées par un pourcentage plus élevé de SiO₂ que de Al₂O₃, Tab.1. En effet, le rapport de SiO₂/Al₂O₃ est respectivement 4.76 et 4.04 pour les bentonites de Mostaganem et de Maghnia. Cette valeur est l'indice d'une Montmorillonite, Réf.[3]. Au vue de la prépondérance du pourcentage de calcium sur celui de sodium dans la bentonite de Mostaganem indique que cette dernière est de type **calcique** ; par contre la prépondérance de sodium sur le calcium dans le cas de la bentonite de Maghnia indique montre qu'on est en présence d'une montmorillonite **sodique**, Réf.[2].

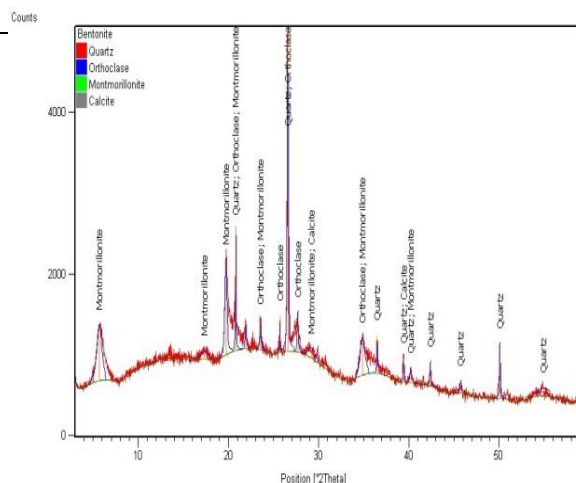
3.2-Analyse minéralogique des matériaux utilisés

- Analyse par diffraction aux rayons X des deux bentonites algériennes

Les méthodes d'investigation et de caractérisation minéralogique des argiles concernent essentiellement la diffraction aux rayons X et les analyses microscopiques (MEB).



2a : bentonite de Mostaganem



2b : bentonite de Maghnia

Figure 2 : Diagramme de diffraction X des deux bentonites sur un diffractomètre

Figure 2: X-ray diffraction patterns of the two bentonites.

Le diffractomètre utilisé est de marque Philips type PW1710, à la tension du générateur 45kV et 35mA. La longueur d'onde (λ) utilisée est fixée à $1.54\text{\AA}$ correspondant au tube à base en cuivre (Cu).

Les diffractogrammes des deux bentonites utilisées, présentés sur les figures 2a et 2b, montrent la présence de montmorillonite (traduite par le pic correspondant à une distance réticulaire de $15.36\text{\AA}$ dans la bentonite de Mostaganem). De plus l'apparition de l'illite, du quartz, de la calcite et des traces de feldspaths (orthoclase et albite) est constatée, Fig.2a. Quant à la bentonite de Maghnia, la montmorillonite est prépondérante comparativement aux impuretés comme le quartz, l'orthoclase et des traces de calcite, Fig.2b.

- Analyse par diffraction au rayon X du sable utilisé

L'analyse par DRX du sable étudié révèle la présence d'atome de Si et O₂, ce qui correspond à la présence de l'espèce SiO₂ (silice). De plus le pourcentage atomique important de Si indique que SiO₂ est l'élément prépondérant. Les pourcentages atomiques des autres espèces tels que l'espèce ferrique, magnésique et calcique se trouvent sous forme de traces par rapport au SiO₂ Fig.3.

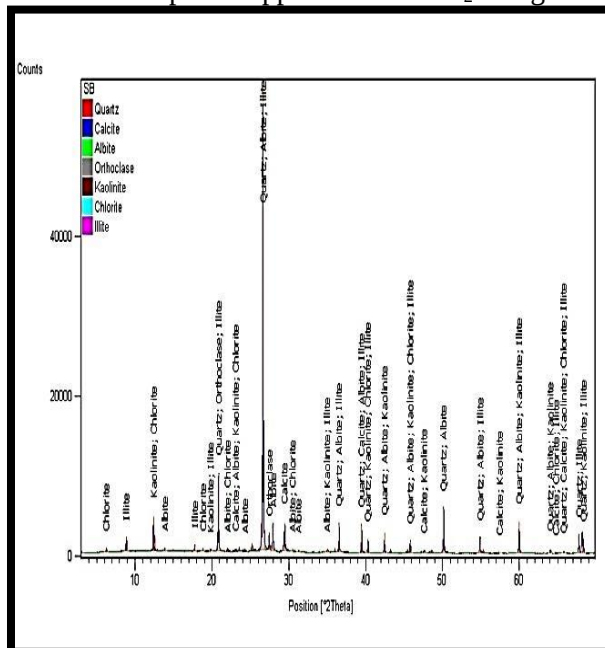


Figure 3 : Diagramme de diffraction X du sable

Figure 3: X-ray diffraction patterns of sand

3.3-Analyse à l'aide du microscope électronique à balayage (MEB) des matériaux utilisés

- Analyse par microscopie électronique à balayage (MEB) des bentonites algériennes

Les résultats de la diffraction aux rayons X sont confirmés par les analyses microscopiques (microscopie polarisante classique, microscopie électronique à transmission, à balayage, etc.). Le microscope électronique à balayage (MEB) est un appareil d'analyse pouvant fournir rapidement des informations sur la morphologie et la composition chimique d'un objet solide. Sa grande commodité d'utilisation, sa souplesse pour visualiser des champs d'extension très variables sur des échantillons massifs, l'étendue de sa profondeur de champ font du MEB un outil indispensable dans l'exploration du monde microscopique.

L'analyse par photographies prises au microscope électronique à balayage de type JEOL JSM 6830 au laboratoire des Sciences et Génie des Matériaux de la Faculté de Génie Mécanique et de Génie des Procédés de l'USTHB est illustrée dans la figure 4.

Les images successivement (x600) pour la bentonite de Mostaganem et (x900) pour la bentonite de Maghnia, présentées dans la Figure. 4, montrent que les deux bentonites sont constituées d'agrégats argileux, par assemblage des particules de montmorillonite de dimensions variées. Cet assemblage est accompagné par une apparition de microcavités de faibles tailles dans la bentonite de Mostaganem comparativement à celle de Maghnia indiquant la présence d'une certaine porosité.

En agrandissant les images successivement, la microstructure des deux bentonites traitées apparaît logique. Elle est constituée par des agrégats argileux de dimensions variées atteignant 2 microns. Ces agrégats sont disposés d'une manière complètement aléatoire, reliant entre elles des microcavités de diamètre 10 microns et même plus. Ces microcavités représentent des pores inter-agrégats.

Les agrégats argileux sont constitués par l'assemblage de particules de montmorillonite.

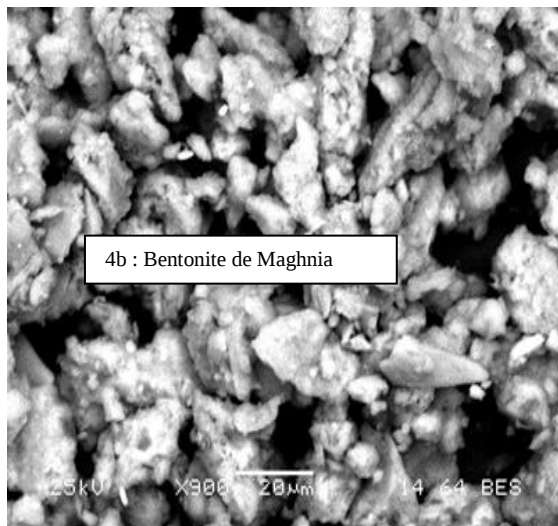
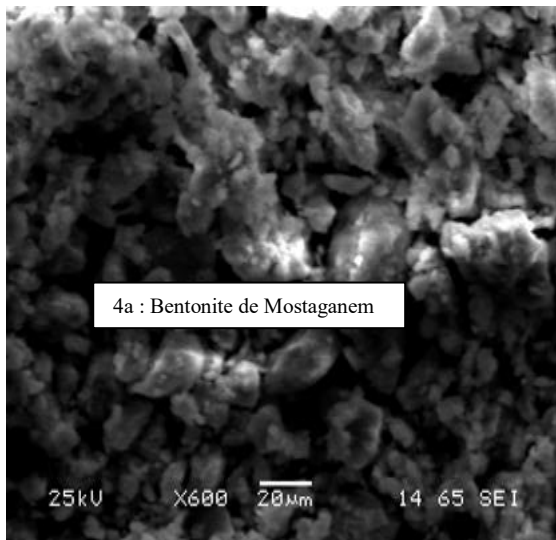


Figure 4 : photographie des microstructures des matériaux utilisés analysés par le MEB

Figure 4: The photographs of the microstructures of the used materials, analyzed by SEM

- Analyse par microscopie électronique à balayage (MEB) du sable utilisé

La photographie prise au microscope électronique à balayage (MEB) de type JEOL JSM 6830 au laboratoire des Sciences et Génie des Matériaux de la Faculté de Génie Mécanique et de Génie des Procédés de l'USTHB est montrée dans la figure 5. Elle révèle, en agrandissant l'image x 500, que le sable de Baghlia présente des grains de formes arrondies avec de faible angularité.

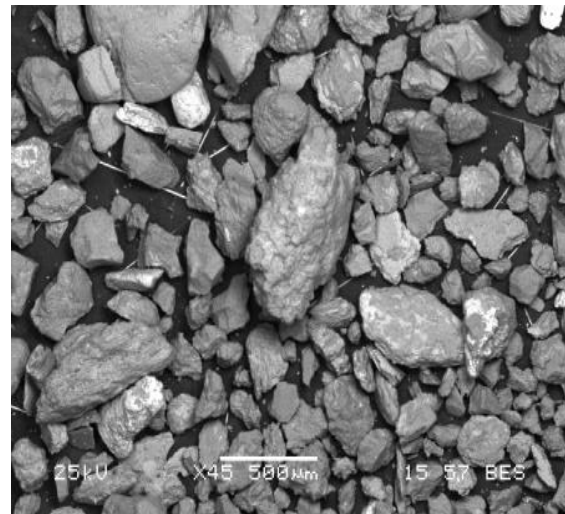


Figure 5 : photographie de la microstructure du sable utilisé par le MEB

Figure 5: The photograph of the microstructure of the used sand by SEM

3.4-Caractéristiques physiques

Les caractéristiques physiques ont été déterminées à partir des essais de laboratoires standards, selon les normes en vigueur, comme présenté dans les tableaux 2 et 3.

La distribution granulométrique du sable ainsi que les deux bentonites est représentée dans la figure 6.

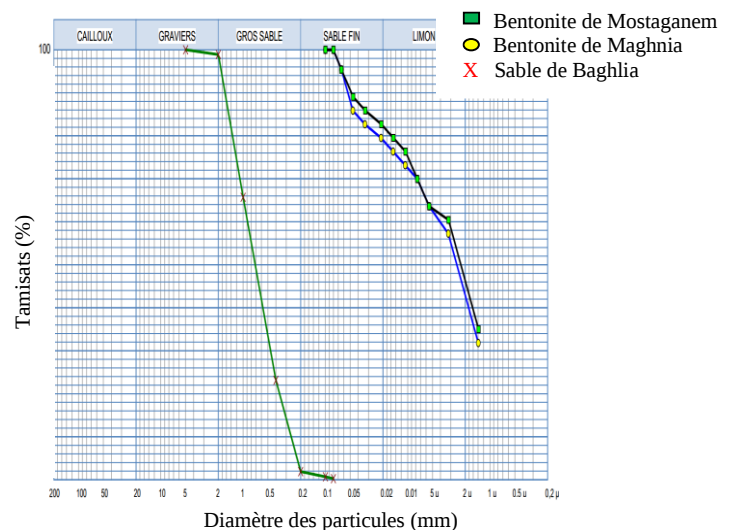


Tableau 2 : Résultats des essais d'identification des deux bentonites étudiées, Réf. [2]**Table 2:** Results of identification tests of the two studied bentonites, Réf. [2]

Identification \ Désignation	Bentonite Mostaganem	Bentonite Maghnia
Teneur en eau naturelle (%) ⁽¹⁾	9	8,5
Densité spécifique des grains solides G _s ⁽²⁾	2.70	2.72
Pourcentage des particules < à 80µm ⁽³⁾	100	100
Pourcentage des particules C2< à 2µm ⁽³⁾	46.5	42.5
Limite de liquidité W _L (%) ⁽⁴⁾	187	240
Limite de plasticité W _p (%) ⁽⁴⁾	45	43
Indice de plasticité I _p (%) ⁽⁴⁾	142	197
Indice de consistance I _c (%) ⁽⁴⁾	1.25	1.18
Limite de retrait L _r (%) ⁽⁵⁾	13	10.24
Indice de retrait I _r (%) ⁽⁵⁾	174	229.76
Activité(%) A _c ⁽⁶⁾	3.89	6.06
Gonflement libre (ml) ⁽⁷⁾	23	35
Valeur au bleu ⁽⁸⁾	8.25	18.75
Surface spécifique (m ² /g) ⁽⁹⁾	168	394
pH ⁽¹⁰⁾	8.6	10.3

Tableau 3 : Résultats des essais d'identification du sable étudié. Réf. [2]**Table 3:** Results of identification tests of the studied sand. Réf. [2]

Identification \ Désignation	Sable de Baghlia
Pourcentage des particules < à 80µm ⁽³⁾	0.25
Densité spécifique des grains solides G _s ⁽²⁾	2.65
Diamètre effectif (mm) D ₁₀ ⁽³⁾	0.26
Coefficient d'uniformité C _u ⁽³⁾	3.46
Coefficient de courbure C _c ⁽³⁾	0.98
Equivalent de sable E _S (%) ⁽¹¹⁾	97
Valeur au bleu ⁽⁸⁾	0.012

1 : Déterminé selon la procédure norme NF P 94-050

2 : Déterminé selon la procédure norme NF P 94-054

3 : Déterminé selon la procédure décrite dans la norme NF P 94-056 et NF P 94-057

www.enstp.edu.dz/revue

Editée sous licence CC BY-NC-ND

<http://creativecommons.fr>

4 : Déterminé selon la procédure norme NF P 94-051

5 : Déterminé selon la procédure norme ASTM D 427-61 et (XP P94-060-1)

6 : Déterminé selon la procédure norme NF P 94-051 Ac=Ip/C2 Skempton et al(1953), Seed and al.1962 Ac=Ip/C2-n où (n=5 si le sol est intact n=10 si le sol est remanié)

7 : Déterminé selon la procédure norme ASTM D 5890 et en projet en France NF P84-703

8 : Mesuré avec l'essai au bleu de méthylène (test à la tache) d'après norme NF P 94-068

9 : Déterminé selon la procédure norme ASTM C 204-89

10 : Déterminé sur une suspension de 20g de bentonite dans 400 ml d'eau distillée

11 : Déterminé selon la procédure norme NF P 18-0598

Les essais de caractérisation des bentonites montrent qu'elles sont des montmorillonites actives présentant, par conséquent, un potentiel d'adsorption d'eau assez important. Ceci leur donne la possibilité d'être utilisées dans la réduction de la perméabilité. La bentonite de Maghnia est sodique (notée **BS**), alors que celle de Mostaganem est calcique.(notée **BC**).

Quant au sable, son identification a révélé qu'il s'agit d'un sable propre mal gradué noté **Sm**, Réf. [2].

4-Etude des performances hydrauliques

Dans cette partie d'étude, nous nous sommes intéressés aux mélanges compactés composés du même sable et des bentonites avec des caractéristiques physico-chimiques et minéralogiques différentes. Les teneurs en bentonites prises dans cette étude sont : 0%, 2%, 4%, 6% et 8%.

Le sable étudié a été préalablement lavé afin d'éliminer toutes les impuretés, Tab. 3, et séché à l'étuve à 105°C pendant 24 heures, alors que la bentonite a été étuvée à une température de 50°C pendant 48 heures.

Avant d'étudier les performances hydrauliques d'un sol, il est impératif d'évaluer la teneur en eau optimale conférant la densité sèche maximale de chaque mélange par l'essai Proctor normal (NF P 94-093) suivant la granulométrie du mélange et l'ouvrage auquel le mélange est destiné. Cet essai consiste à compacter le mélange, dont le diamètre des particules est inférieur à 5mm, avec une dame de 2.49kg de masse à une hauteur de chute de 30.5cm en trois couches de 40mm d'épaisseur environ, dans un moule normal de 102mm de diamètre et 117mm de hauteur avec une énergie de compactage relativement faible qui correspond à un compactage modéré et qui est

évaluée à 0.59 KJ/dm^2 (à raison de 25 coups par couche). Cette procédure a été répétée pour différents pourcentages en bentonite.

Le mélange est préparé à l'aide d'un malaxeur (de 5 litres composé d'un récipient en acier inoxydable et d'un batteur rotatif en alliage léger tournant à une vitesse de 139 tr/min) dans lequel on introduit le sable sec et la quantité nécessaire de bentonite, puis on rajoute de l'eau. Le mélange est malaxé vigoureusement de manière à obtenir un mélange homogène.

Les mélanges sont conservés dans des sacs hermétiques à température ambiante pendant au moins 24 heures, Réfs. [4 & 5]. Cette étape est nécessaire afin de conserver l'humidité du mélange. De par sa sensibilité à l'eau, la bentonite nécessite un temps plus long d'homogénéisation.

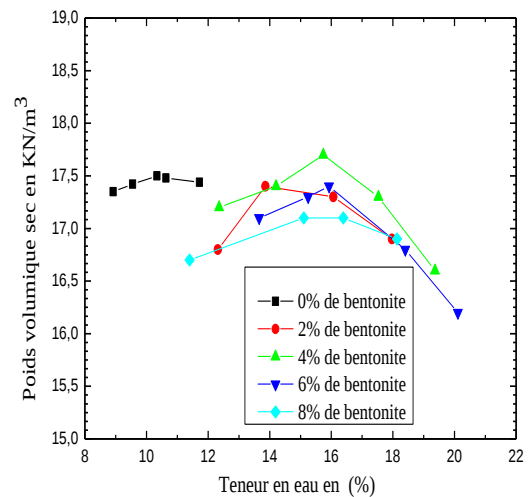


Figure 7b : Poids volumique en fonction de la teneur en eau (Sable+Bentonite de Maghnia)

Figure 7b : Weight volumic dry versus the water content (Sand-Bentonite of Maghnia)

5- Résultats des essais de compactage

Les résultats se présentent sous forme d'une courbe de variation de la densité sèche en fonction de la teneur en eau. L'optimum Proctor est déduit comme présenté sur les figures 7a, 7b.

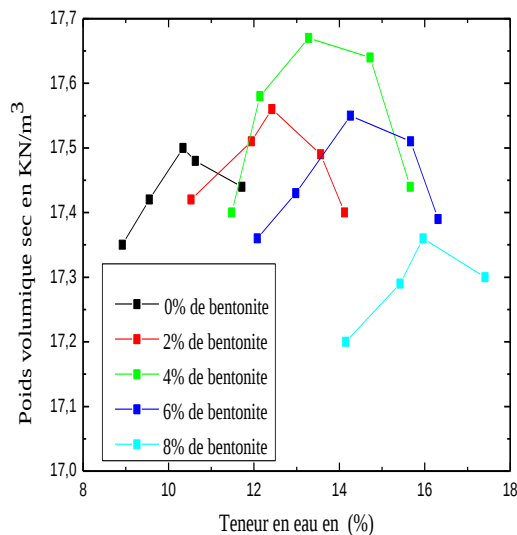


Figure 7a : Poids volumique en fonction de la teneur en eau (Sable+Bentonite de Mostaganem)

Figure 7a : Weight volumic dry versus the water content (Sand+Bentonite of Mostaganem)

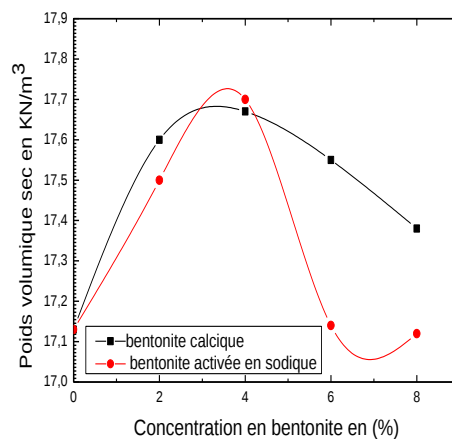


Figure 8 : Evolution de poids volumique optimum en fonction du pourcentage de la bentonite

Figure 8 : Evolution of dry volumic weight versus bentonite concentration

On constate, à partir de la figure 8, qu'à faible concentration en bentonite, les particules de cette dernière sont plutôt chassées entre les grains de sable, créant ainsi des surfaces de contact grain-à-grain de sable. Alors qu'au-delà de 4%, les particules de bentonite enrobent plutôt celles du sable, ce qui traduit la diminution de la densité sèche du mélange, Réfs. [5, 6, 7, 8].

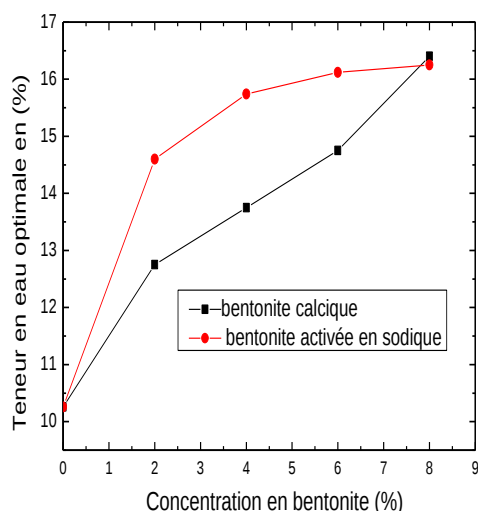


Figure.9 : Teneur en eau optimale en fonction du pourcentage de la bentonite

Figure.9 : Optimal water content versus bentonite concentration

De plus, les teneurs en eau optimales des mélanges à base de bentonite sodique sont plus élevées que celles des mélanges à base de bentonite calcique. Ceci est expliqué par une grande surface spécifique, un indice de plasticité assez élevé et un taux de gonflement important de la bentonite sodique de Maghnia, Tab. 2 et donc une capacité d'adsorption plus importante que celle de la bentonite calcique de Mostaganem, Fig.9, Réf. [9].

6-Essais de perméabilité

La détermination des coefficients de perméabilité à l'eau dans les sols et plus généralement dans les milieux poreux, repose sur la mesure d'un débit percolant à travers la structure poreuse microscopique, sous l'action d'un gradient de charge hydraulique positive ou négative. L'eau libre et l'eau capillaire ont un

transfert gouverné par un mécanisme assez bien reproduit par la loi de Darcy, Réf. [10].

Etant donné que nous nous intéressons à l'imperméabilisation du mélange compacté, tous les échantillons confectionnés pour les essais de perméabilité seront compactés du côté humide et donc les essais de perméabilité ont été réalisés à des teneurs en eau égales à : $\omega = \omega_{opt} + 2\%$, Réf. [11]

La mesure directe de la perméabilité des sols (NF P 94-512-11) s'effectue selon deux procédures dites « à charge constante » pour les sols de forte perméabilité ou « à charge variable » pour les sols à faible perméabilité.

Une fois l'optimum obtenu à partir de la courbe Proctor, on déduit la masse sèche et la teneur en eau à ajouter. Un autre essai de compactage est réalisé, cette fois-ci, dans le moule Proctor du perméamètre à l'optimum +2%.

Les essais ont été réalisés sous les conditions suivantes :

- maintient d'un gradient hydraulique (noté i) faible pendant la phase de saturation ($i=1$);
- validité de la loi de Darcy;
- mesure de la perméabilité après saturation et surtout après avoir permis à la bentonite de gonfler totalement;
- température ambiante réglée à 20°C, sinon des corrections doivent être apportées, Réf. [12].

Le dispositif est constitué d'un perméamètre permettant la réalisation d'essais à charge constante et à charge variable.

Il comprend, Fig. 10.

- Quatre cellules de perméabilité de 102 mm de diamètre et une hauteur de 117 mm ;
- Un panneau de quatre tuyaux en verre de 17 mm de diamètre reliés à quatre cellules pour l'essai de perméabilité à charge variable ;
- Un réservoir d'eau sert à maintenir le spécimen dans la cellule libre d'air ;
- Un réservoir sert à remplir les quatre tubes pour un niveau précis (h_1);
- Quatre règles métalliques graduées collées au panneau au voisinage des tubes pour noter les différents niveaux de l'eau (h_2).

• Essai à charge variable

Pour l'essai à charge variable, la perméabilité est donnée par:

$$K(m/s) = 2,3 \frac{a.L}{A.T} \cdot \text{Log} \frac{h_1}{h_2} \quad (2)$$

Avec :

K : La perméabilité (cm/s)

a : section du tube piézométrique (cm²)

A : section de l'échantillon en (cm²)

L : longueur du moule (cm)

T : temps pour passer de h₁ à h₂ (s)

h₁, h₂ : niveaux d'eau successifs dans le tube pendant un temps T.



Figure10 : Photographie du dispositif de l'essai de perméabilité avec un perméamètre de compactage

Figure 10 : Photography of the device of the permeability test with a permeameter of compaction.

• Essai à charge constante :

Pour un essai à charge constante, la perméabilité est donnée par:

$$K = \left(\frac{Q}{Ai} \right) \quad (1)$$

Avec :

- K : La perméabilité (cm/s)
- Q : Volume d'eau ayant traversé l'échantillon pendant le temps t
- A : section de l'échantillon (cm²)
- i : gradient hydraulique ($\Delta H/L$) avec ΔH maintenue constante et L hauteur du moule

7-Influence de la concentration en bentonite sur la perméabilité

Des essais de perméabilité à l'eau ont été réalisés sur des mélanges compactés de sable+bentonite, pour les pourcentages en bentonite suivants : 0%, 2%, 4%, 6%, et 8%. Pour chaque pourcentage, deux essais ont été réalisés en notant la date, l'heure, la température et le pH. La durée moyenne d'un essai est évaluée à une vingtaine de jours.

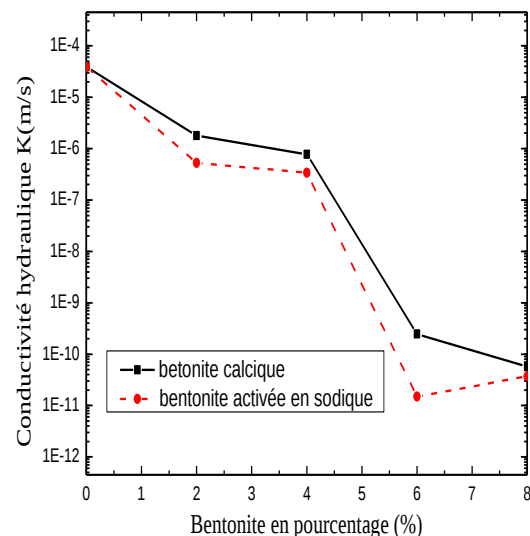


Figure 11 : Conductivité hydraulique en fonction du pourcentage de la bentonite

Figure 11 : Hydraulic conductivity versus the bentonite content

La figure 11 donne l'évolution du coefficient de perméabilité en fonction des concentrations de bentonite. En effet, l'ajout de la bentonite au mélange diminue la perméabilité. Arrivé à un certain pourcentage de bentonite, le coefficient de perméabilité varie peu. Les résultats trouvés à partir d'une série d'essais révèlent que pour un même sable, la perméabilité est plutôt influencée par le pourcentage de bentonite, autrement dit, la perméabilité est inversement proportionnelle à la concentration en bentonite. Cette figure illustre l'aptitude de la bentonite à la réduction de la perméabilité. Par ailleurs, pour les mélanges étudiés, la plus faible perméabilité est obtenue pour une concentration de 8% de la bentonite de Mostaganem et 6% de celle de Maghnia. Cette figure montre que pour une perméabilité de départ de $3.93 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ du sable compacté à l'optimum +2%, l'ajout de 8% de bentonite calcique ramène la perméabilité du mélange à $5.69 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$, alors qu'une perméabilité de $1.21 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$ est atteinte avec 6% seulement de bentonite sodique. Ce résultat est en accord avec la littérature, Réfs. [13 & 14].

8-Essais cycliques humidification-dessiccation

Afin de vérifier la pérennité du mélange vis-à-vis des variations climatiques, les deux variantes de sols ayant donné la plus faible perméabilité à savoir 6% de bentonite sodique et 8% de bentonite calcique, ont été soumis à quatre cycles d'humidification-dessiccation et ce, en mesurant la perméabilité avant et après chaque étuvage selon la méthode décrite précédemment. Le séchage est établi par passage à l'étuve à 50°C (température choisie arbitrairement en l'absence de norme et en se basant sur les variations saisonnières de notre pays) jusqu'à masse constante.

La figure 12 montre que la bentonite de Mostaganem perd sa capacité d'adsorption et, par conséquent, sa perméabilité augmente durant les cycles humidification-dessiccation. Ceci est expliqué par la nature calcique de celle-ci, Réf. [15]. Entre autre, l'échange partiel des ions de sodium par des ions de calcium, présents en solution dans le liquide d'hydratation, conduit à une dégradation des propriétés de gonflement et d'imperméabilisation, Réf. [16]. En effet, le séchage de la bentonite calcique conduit à une agrégation quasi-irréversible face à face des

particules. La bentonite de Maghnia, à caractère sodique, ne perd pas sa capacité d'adsorption sous l'effet cyclique. En effet, les échantillons dont le mélange est formé par la bentonite sodique et soumis à des cycles répétés d'humidification-dessiccation montrent une augmentation du coefficient de perméabilité au bout du premier cycle mais au-delà, la perméabilité commence à diminuer.

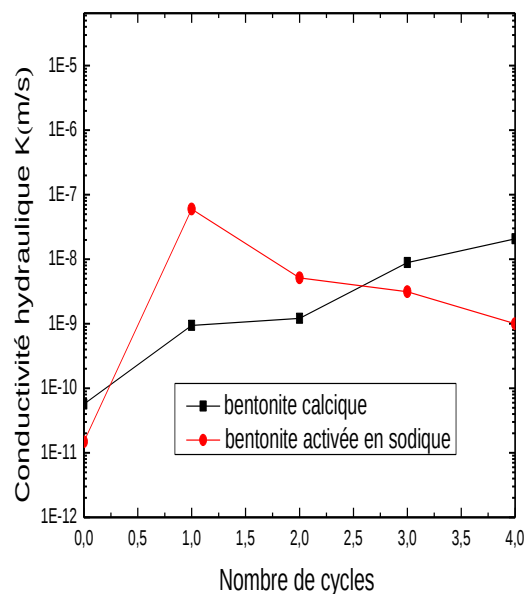


Figure 12 : Effet cyclique du mélange sable-bentonite

Figure 12 : The effect of cycles of climatic variation on sand-bentonite mixtures.

Ceci est dû à plusieurs raisons parmi lesquelles, on peut citer la suivante : si le mélange est hydraté puis séché, des fissures de retrait peuvent apparaître, ce qui affecte la perméabilité (1^{er} cycle). Ces fissures apparaissent lors de la dessiccation et disparaissent pendant la phase de ré-hydratation. Le mélange en bentonite sodique ne perd pas totalement sa capacité de gonflement. Ceci a été confirmé à partir du deuxième cycle. Par conséquent, elle a le pouvoir d'auto-cicatrisation, Réf. [17].

Etant donné que la bentonite utilisée est sodique, durant le cycle humidification-dessiccation, celle-ci ne perd pas sa capacité d'adsorption dans le temps et par conséquent sa perméabilité est vérifiée selon la réglementation algérienne des différentes classes de décharge.



8-Conclusion

Ce travail a permis d'étudier expérimentalement la densité sèche maximale, la conductivité hydraulique et la pérennité de différents mélanges de sable+bentonite.

Les essais que nous avons effectués sur les mélanges sable+bentonite nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- La teneur en eau optimale des mélanges dépend de l'augmentation de la concentration en bentonite ;
- Une très faible valeur de perméabilité (de l'ordre de 10^{-11} m/s) est atteinte en introduisant 8% d'une bentonite calcique contre 6% seulement de bentonite sodique. Ceci est expliqué par une grande surface spécifique, un indice de plasticité assez élevé et un taux de gonflement important de la bentonite sodique de Maghnia et donc une capacité d'adsorption plus importante que celle de la bentonite calcique de Mostaganem ;
- Pendant les cycles « humidification-dessiccation », une augmentation de la perméabilité du mélange à base de bentonite calcique est constatée suite à la perte de la capacité de gonflement ainsi que la diminution du pouvoir de cicatrisation des bentonites calciques. Les mélanges à base de bentonite sodique présentent une bonne durabilité vis-à-vis des variations climatiques suite au pouvoir d'auto-cicatrisation de la bentonite sodique.

Références bibliographiques

- [1] BENTAL-ENOF : Etude technique et économique des gisements de M'Zila (Mostaganem) et Hammam Boughrara (Maghnia), Vol I Rapport Final, BUMIGENE INC., Montréal (Québec), Canada H3B 1P5, Mars 2010.
- [2] Debieche, M., "Imperméabilisation d'un matériau pulvérulent par ajout de bentonite à l'état compact en utilisant les métaux lourds". Thèse de Doctorat en Génie Civil, Département Géotechnique de la Faculté de Génie Civil. Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, Alger, Algérie, 2015.
- [3] Grim R., and Guven, N., "Bentonite : Geology, Clay Mineralogy Properties and Users", Elsevier Science Publishing, New York, 1978.
- [4] Daniel, D. E., State of the art, Laboratory hydraulic conductivity tests for saturated soils, hydraulic conductivity and waste containment transport in soil, ASTM STP1142, ASTM, 30-78, 1994
- [5] Gleason, M.H., Daniel, D.E., Eykholt, G.R., "calcium and sodium bentonite of hydraulic containment application". In : journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering, vol. 123 N°5, pp 438-445, May, 1997.
- [6] Holtz, R.D., and Kovac, An introduction to Geotechnical Engineering Prentice Hall, New Jersey, 1981.
- [7] Ait Saadi Lotfi., Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2003.
- [8] Moussai, B., Etude en laboratoire du compactage statique et de la perméabilité des sols fins argileux. Thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1993.
- [9]. Debieche, M. et Kaoua, F., Hydro-mechanical behavior of a compacted mixture (sand/bentonite) used in landfill sites, 4th International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Near East University, Nicosia, North Cyprus, 2-4 June 2016.
- [10] Robinet, J.C. and Rhattas, M., Détermination de la perméabilité non saturée des matériaux argileux à faible porosité, Can. Geotech. J., vol.32, pp. 1035-1043, 1995.
- [11] SETRA/LCPC., Réalisation des remblais et des couches de forme – Fascicule I : Principes généraux. Guide technique du Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, 1992.
- [12] Jaynes, D.B., Temperature Variations Effect on Field-Measured Infiltration, Soil Sci. Soc. Am. J., vol. 54, N° 2, pp. 305-312, 1990.



[13] Didier, G. et Cavalcante Rocha, J., Définition des conditions optimales de traitement en place d'un sol perméable en vue de son imperméabilisation, Rap. Subvention N° 90012, Min. de l'Environnement, Direction Générale de l'Administration et du Développement, Service de la Recherche et des Affaires Economiques, 215 p, 1998.

[14] Komine, H., 28 February : Simplified evaluation on hydraulic conductivities of sand-bentonite mixture backfill., Department of Urban and Civil Engineering, Ibaraki University, 4-12-1 Nakanarusawa-cho, Hitachi, Ibaraki, 316-8511, Japan, Available online, 2004.

[15] Boardman, B.T., and Daniel, D.E., "Hydraulic conductivity of desiccated geosynthetic clay Liners." Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, N°3 pp.204-209, 1996.

[16] Lin, L.C., Benson, C.H. : Effect of Wet-Dry Cycling on Swelling and Hydraulic Conductivity of GCLs. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 123, N°. 5, pp. 402-410, 2000.

[17] Tessier, D., Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux. Hydratation, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la ré-humectation. Thèse de doctorat, Université Paris VII, 361 p., INRA Versailles Ed , 1984.



HYBRID ANALYSIS OF STABILIZING STEEL TUBE PILES IN CLAYEY SLOPE

ANALYSE HYBRIDE DES PIEUX EN TUBE D'ACIER STABILISANT UN TALUS ARGILEUX

Réception : 30/06/2018

Acceptation : 09/09/2018

Publication: 08/01/2019

DIB Mehdi¹, KOULOUGHLI Salim²¹Université des frères Mentouri, Département de génie civil - A. Hamani Campus, Constantine, 25000, Algeria, dib.mehdi@umc.edu.dz²Université des frères Mentouri, Département de génie civil - A. Hamani Campus, Constantine, 25000, Algeria, salimkouloughli@umc.edu.dz

Abstract-Slope stability is one of the major concerns of the geotechnical field. Reinforcing slopes by installing piles is a widely accepted reinforcement technique. It increases the safety of the slope and diminish the risk of the slide. The design of slope stabilizing piles is based generally on pressure or displacement methods and numerical methods. Nevertheless, a new hybrid method was proposed in 2012, this method gathers both analytical techniques with the finite element numerical analysis. In this paper, the simplified decoupled model of the hybrid method was adopted to investigate the behavior of slope stabilizing steel piles in clayey slope. The critical embedment depth and the pile spacing effect were sought. It was found that the critical embedment depth (L_e) is equal to the depth of the sliding mass (H_u), and for embedment depth $L_e < H_u$, the pile rotates and no bending takes place. Regarding pile spacing, it was found that the resisting force offered by piles increases for a lower pile to pile spacing.

Keywords : Piles, Slope, Hybrid, Embedment.

Résumé - La stabilité des talus est l'une des principales préoccupations du domaine géotechnique. Renforcer les talus en installant des pieux est une technique de renforcement largement acceptée : elle augmente la sécurité des talus précaires et diminue le risque de glissement. La conception des pieux stabilisateurs se base généralement sur des méthodes de pression ou de déplacement et des méthodes numériques. Néanmoins, une nouvelle méthode hybride a été proposée en 2012. Cette méthode regroupe les techniques analytiques avec l'analyse numérique par éléments finis. Dans cet article, le modèle découplé simplifié de la méthode hybride a été adopté pour étudier le comportement des pieux en acier stabilisant un talus argileux. La profondeur d'ancrage critique et l'effet d'espacement des pieux ont été étudiés. Il a été constaté que la profondeur d'ancrage critique (L_e) est égale à la profondeur de la masse glissante (H_u), pour les ancrages dont $L_e < H_u$, le pieu pivote (pas de flexion). En ce qui concerne l'espacement entre pieux, la résistance offerte par les pieux augmente pour les espacements les plus faibles.

Mots - clés : Pieux, Talus, Hybride, Ancrage.

1-Introduction

Slope reinforcement by mean of piles is a widespread technique for landslides mitigation. In order to design slope stabilizing piles, the two following methods are frequently used: pressure or displacement-based methods, Refs. [1, 2, 3] and numerical methods, Refs. [4 & 5].

Kourkoulis et al., [6] proposed a hybrid method for the design of slope-stabilizing piles that gathers both the analytical techniques with the finite elements numerical analysis. This paper highlights the behavior of slope stabilizing steel piles from a prospective of the hybrid methodology.

2-The hybrid method for analysis and design of slope stabilizing piles

The hybrid method gets its name from its philosophy of combining both analytical techniques with the numerical simulation. It has two steps; the first one is an analytical step, in which, the resisting force that is needed to be added to reinforce the precarious slope is calculated. The second one is a numerical step, in which, a simplified finite element model is analyzed in order to define the piles configuration that stabilizes the precarious slope. Figure 1 clarifies the simplified model of the hybrid method: it consists of a stable part and an unstable part separated by an interface. The length of the model is ten times the diameter of the pile (10D), while the width is two times the pile to pile spacing (2S). H_s is the sliding depth and L_e is the embedment of the pile into the stable soil. The slide is modeled by a uniform displacement profile applied on the unstable part.

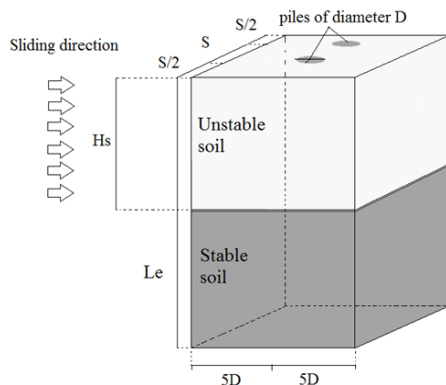


Figure 1. The configuration of the simplified model.

Figure 1. Configuration du modèle simplifié

3-The numerical model

In the numerical model (Fig. 2), a Mohr-Coulomb failure criterion is used to describe soils, because this criterion was adopted to build the simplified model of the hybrid method, (Ref. [6]). However, piles are modeled as linear elastic. Dimensions of the model, boundary conditions and interactions are identical to those used in the hybrid method. The software Abacus CAE was used in this study.

Regarding the mesh of the model, the structured hexahedral elements were adopted. The length of the model is 4m (10D), the width varies with the pile to pile spacing (S), while the height varies with the embedment depth (L_e).

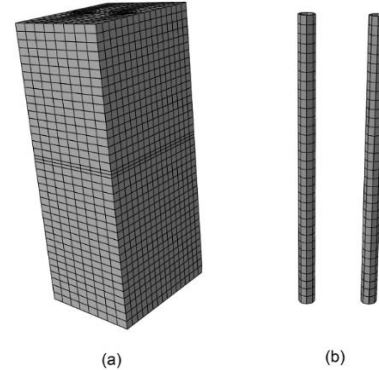


Figure2: Meshed parts: (a) soil's mesh, (b) tube pile's mesh

Figure2 : Maillage des composants : (a) maillage du sol, (b) maillage du pieu en tube d'acier

4- Material properties

The moving part of the slope consists of a soft clay; however, the stable part is a stiff clay with an undrained shear strength $C_u = 71$ KPa. Piles are steel tubes with a diameter $D = 400$ mm and thickness $e = 9.5$ mm. Soil and piles properties are presented in Tab. 1 and Tab. 2 respectively.

Table 1 : Soil properties

Tableau 1 : Propriétés du sol

	Unit Weight (kN/m^3)	Undrained shear strength C_u (kPa)	Young modulus E (kPa)
Soft clay	13.6	19	14 000
Stiff clay	16	71	47 000

Table 2: Pile properties**Tableau 2:** Propriétés des pieux

	Unit Weight (kN/m ³)	Young modulus E (MPa)	Poisson's ratio
steel	78	210 000	0.3

5-Investigation of the critical embedment depth

The pile's fixity in the stable ground is ensured by the length of the part of the pile embedded in this stable ground, this length is called the critical embedment depth.

In order to investigate the critical embedment depth, three models were analyzed varying the embedment depths as : $Le = 0.5 H_u$, $Le = H_u$ and $Le = 1.5 H_u$ (where $H_u = 4m$). The following results were obtained (Fig.3), they represent the variation of the resisting force (R_f) offered by piles per 1m of slope width, with respect to pile head displacement.

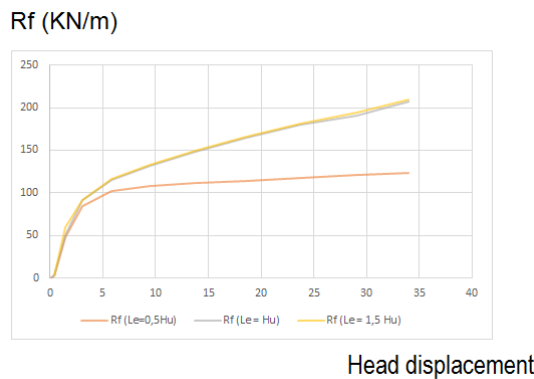


Figure3: investigation of the critical embedment depth : the resisting force offered by piles per 1 m of slope width with respect to pile head displacement (cm)

Figure 3 : étude de la profondeur d'ancrage critique : la résistance offerte par les pieux par 1 m de largeur de talus par rapport au déplacement de la tête de pieu (cm)

One can notice that the resisting force offered by piles par 1 m of slope width for pile embedment $Le = H_u$ and $Le = 1.5 H_u$ is the same, however, for pile embedment $Le = 0.5 H_u$, the resisting force is noticeably smaller comparing to that of $Le = H_u$ and $Le = 1.5 H_u$. This can be explained by the fact that for pile embedment $Le = 0.5 H_u$, the piles rotate, which means that the structural capacity of the pile was not exploited and no bending takes place (Fig.4). The critical embedment depth in this study is then : $Le = H_u$.

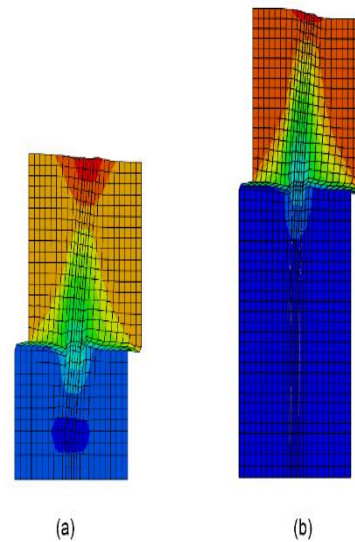


Figure4 : Lateral displacement contours : (a) embedment depth $Le = 0.5 H_u$, (b) embedment depth $Le = 1.5 H_u$

Figure 4 : Contours de déplacement horizontal (a) ancrage $Le = 0.5 H_u$, (b) ancrage $Le = 1.5 H_u$

6- Effect of pile spacing on the resisting force offered by piles

To investigate the effect of piles spacing on the resisting force offered by piles per 1m of slope width, three models were analyzed varying spacing between piles as $S = 3D$, $S = 4D$ and $S = 5D$, keeping an embedment of $Le = H_u = 4m$. The following results (Fig. 5) were obtained :

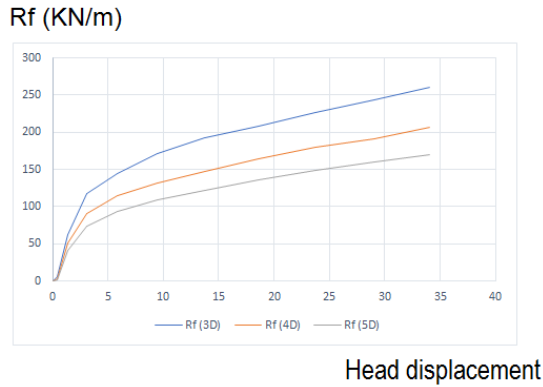


Figure 5: Resisting force with respect to pile head displacement (cm) at spacing: $S = 3D$, $S = 4D$ and $S = 5D$

Figure 5 : Résistance des pieux par rapport au déplacement de la tête du pieu (cm) aux espacements : $S = 3D$, $S = 4D$ et $S = 5D$

It is clear that the resisting force offered by piles increases with the decrease of pile to pile spacing.

Conclusions

In slope reinforcement using piles, the embedment depth, and the pile to pile spacing are key parameters for an adequate design. The of are mentioned parameters decide the efficiency of the piles, their number, and their depth (the reinforcement cost eventually).

The presented paper objective is to investigate the effect of the pile embedment into the stable ground, and the effect of pile to pile spacing in slope reinforcement from a prospective of the hybrid methodology. After analyzing the explained models using Abacus CAE, the following is concluded:

- The critical embedment depth (L_e) is equal to the depth of the sliding mass (H_u), for pile embedment $L_e < H_u$, the piles rotate, which means that the structural capacity of the pile is not exploited.
- The resisting force offered by piles increases with the decrease of pile to pile spacing.

References

- [1] De Beer, E. E. and Wallays, M., *Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil round the piles.*, Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, Spanish Society for Soil Mechanics and Foundations, Madrid, Spain, pp 325-332, 1972.
- [2] Ito, T. and Matsui, T., *Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles.*, Soils Found., Vol. 15, n° 4, pp 43-60, 1975.
- [3] Poulos, H. G., *Design of reinforcing piles to increase slope stability.*, Can. Geotech. J., Vol. 32, n°5, pp 808-818, 1995.
- [4] Oakland, M. W. and Chameau, J. L. A., *Finite-element analysis of drilled piers used for slope stabilization.*, Laterally loaded deep foundations, ASTM, West Conshohoken, PA, pp 182-193, 1984.
- [5] Poulos, H. G. and Chen, L. T., *Pile response due to excavation induced lateral soil movement.*, J. Geotech. Geoenviron. Eng., Vol. 123, n°2, pp 94-99, 1997.
- [6] Kourkoulis, R. Gelagoti, F. Anastasopoulos, I. and Gazetas, G., *Hybrid Method for Analysis and Design of Slope Stabilizing Piles.*, J. Geotech. Geoenviron. Eng, Vol. 138, n°1, pp 1-14, 2012.

CARACTÉRISATION HYDROGÉOLOGIQUE ET HYDROCHIMIQUE DES EAUX DE LA ZONE MARÉCAGEUSE D'EL-KENNAR (JIJEL, N-E ALGÉRIEN)

HYDROGEOLOGICAL AND HYDROCHEMICAL CHARACTERIZATION OF THE WATERS OF THE SWAMPY AREA OF EL-KENNAR (JIJEL, N-E ALGERIEN)

Réception: 16/10/2018

Acceptation: 24/11/2018

Publication: 08/01/2019

DROUICHE Abdelmalek¹, ZAHY Faouzi¹, DEBIECHE Taha-Hocine¹, MAHDID Souhil¹, GHECHEM Alia², LASMIA Hassiba²

¹ Laboratoire de Génie Géologique, Université Mohamed Seddik Benyahia, Jijel, BP 98 Ouled Aissa, 18000, Algérie, e-mail : drouiche_malek@yahoo.fr

² Département des Sciences de la Terre et de l'Univers, Université Mohamed Seddik Benyahia, Jijel, BP 98 Ouled Aissa, 18000, Algérie, e-mail : hassiba18mina@gmail.com

Résumé - La pollution des eaux est une notion qui est en constante évolution. Elle constitue aujourd'hui une véritable menace pour l'environnement et bien sûr pour la santé humaine. La région marécageuse d'El-Kennar est caractérisée par des ressources en eau souterraines et superficielles importantes. Ces eaux sont utilisées pour l'agriculture, qui représente l'activité principale dans la région, ainsi que pour les besoins domestiques surtout pour l'agglomération de Faza.

L'objectif de cette étude est de faire tout d'abord une évaluation qualitative des ressources en eau qu'elles soient superficielles ou souterraines dans la dite région et ce, à travers une campagne de mesures piézométriques et hydrochimiques pour les eaux du marécage, de ses affluents et des eaux souterraines de la nappe qui l'entoure.

La carte piézométrique a montré que le marécage reçoit des apports d'eau de la nappe du côté Sud-Est et alimente la nappe du côté Nord-Ouest. Les résultats physico-chimiques des eaux de la nappe et celles du marécage ont montré une dominance du faciès chloruré pour les eaux souterraines et du faciès bicarbonaté pour les eaux de surface. La qualité chimique des eaux (superficielles et souterraines) montre que la plupart des points d'eaux présentent une bonne qualité par rapport aux descripteurs : température, conductivité électrique, pH et les éléments majeurs à l'exception du magnésium qui présente des teneurs, dans les eaux souterraines, dépassant la norme de potabilité. Les indicateurs de pollution organique (NH_4^+ , NO_2^- et NO_3^-) montrent une contamination ponctuelle en relation avec les activités agricoles et les rejets des eaux usées domestiques.

Mots-clés : eau souterraine, eau de surface, pollution des eaux, marécage El-Kennar, Jijel.

Abstract-Water pollution is a concept that is constantly evolving. It is now a real threat to the environment and of course to human health. The El-Kennar swamp area is characterized by significant groundwater and surface water resources, these waters are used for agriculture which is the main activity in the region, as well as for domestic needs especially for the agglomeration of Faza.

The objective of this study is to first make a qualitative assessment of water resources whether superficial or underground in this region, through a piezometric and hydrochemical measurement campaign for the waters of the swamp, its tributaries and groundwater from the surrounding water table. The piezometric map showed that the swamp receives the water supply from the water table on the South-East side and feeds the water table on the North-West side. The physicochemical results of groundwater and swamp water showed a dominance of chlorinated facies for groundwater and bicarbonate for surface water. The chemical quality of the water (superficial and underground) shows that most of the water points have a good quality compared to the descriptors: temperature, conductivity, pH and the major elements with the exception of magnesium which has contents, in the groundwater, exceeds the potability standard. Indicators of organic pollution (NH_4^+ , NO_2^- and NO_3^-) show point contamination in relation to agricultural activities and discharges of domestic wastewater.

Keywords: groundwater, surface water, water pollution, El-Kennar swamp, Jijel.

1-Introduction

Les zones humides sont des espaces de transition entre la terre et l'eau. Ces espaces revêtent des réalités écologiques et économiques très différentes [1]. Généralement, on les trouve là où la nappe phréatique affleure ou est proche de la surface du sol ou encore là où la terre est recouverte par des eaux peu profondes [2]. Elles assurent 25% de l'alimentation mondiale à travers l'activité de la pêche, de l'agriculture et de la chasse. Elles ont un pouvoir d'épuration important, filtrant les pollutions, réduisant l'érosion, contribuant au renouvellement des nappes phréatiques, stockant naturellement le carbone, protégeant des crues et de la sécheresse [3 & 4].

Les conditions climatiques, la localisation et le contexte géomorphologique sont les caractéristiques qui déterminent les zones humides. Les conditions hydrologiques déterminent le fonctionnement écologique des zones humides et permettent de les différencier des milieux terrestres bien drainés et des écosystèmes aquatiques d'eau profonde [5].

Les zones humides ont toujours attiré les populations en raison de leur localisation (côtières, en fond de vallées). De ce fait, ces endroits sont devenus l'un des écosystèmes mondiaux les plus touchés et les plus menacés par les activités humaines (industrialisation et développement urbain) [6].

L'Algérie est riche en zones humides. Ces milieux font partie des ressources les plus précieuses sur le plan de la diversité biologique et de la productivité naturelle. Le recensement effectué en 2015 par la DGF (Direction Générale des Forêts) a dénombré 2375 zones humides apparentes (2056 zones humides naturelles et 319 artificielles) dont 50 zones d'entre elles sont classées sur la liste Ramsar d'importance internationale. Cependant, plusieurs zones humides sont devenues le réceptacle à ciel ouvert de décharges sauvages occupant une superficie de plus de 150 000 hectares et situées le plus souvent sur des terres agricoles ou le long des oueds [7] et qui causent beaucoup de nuisances comme la dégradation des eaux souterraines et de surface, des sols, de l'atmosphère et les risques en matière de santé publique. De ce fait, et malgré que l'utilisation rationnelle de ces

zones soit loin d'être atteinte, il nous faudra l'aide de tous pour progresser un peu plus pour que ces zones humides soient dotées de plans de gestion à même de garantir leur utilisation durable et ne soient plus des dépotoirs à ciels ouverts et le réceptacle d'eaux usées [8].

Plusieurs études ont été menées sur les zones humides d'Algérie durant les dernières années [9-13]. Elles ont permis de décrire et comprendre l'organisation, la structure et la diversité des communautés végétales de ces milieux. D'autres études ont été réalisées pour visualiser la qualité des eaux de ces zones du point de vue microbiologiques et physicochimiques [14-17]. Les zones humides du littoral de la Kabylie restent moins étudiées. Les quelques travaux discontinus existants [18-20] ont été réalisés sur les zones humides d'eau douce de Beni-Belaid et d'El-Kennar, dans la wilaya de Jijel.

Le marécage d'El-Kennar ou bien Ghedir Beni Hamza constitue une partie intéressante du patrimoine hydraulique de la région et qui se rattache au bassin versant d'oued Nil. Son sous-bassin versant est limité par une ligne de crête de Djebel Beni Hamza (279 m) et de Djebel Boutouil (117 m). Le marécage représente la source prépondérante d'eaux d'irrigation et joue un grand rôle écologique dans la région comme milieu humide favorable à une richesse floristique et faunistique et hydrologique dans l'amortie les crues. Dans cette optique, ce travail a été axé principalement sur l'aspect qualitatif de ces eaux à travers la détermination de la relation nappe-marécage, la qualité physico-chimique de l'eau et l'origine de la pollution.

2- La zone d'étude

Le marécage d'El-Kennar est localisé dans la partie orientale de la plaine alluviale d'oued Nil (Fig.1). Le périmètre et la superficie de son BV sont successivement 9.32 km et 2,22 Km². Cette zone marécageuse, appelée communément Ghedir Beni Hamza, est un plan d'eau naturel couvrant une superficie d'environ 37 ha. Elle possède un cortège floristique très riche, offre la possibilité d'être un site de nidification et d'alimentation pour un grand nombre d'espèces animales.

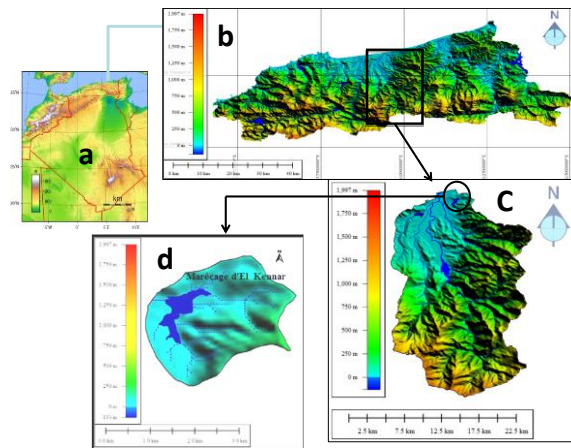


Figure 1 : Situation administrative et géographique de la zone d'étude (a : limite administrative de l'Algérie ; b : limite administrative de la wilaya de Jijel ; c : limite naturelle du bassin versant d'Oued Nil ; d : limite naturelle du sous bassin versant de la zone marécageuse d'El-Kennar).

Figure 1: Administrative and geographical location of the study area (a: administrative limit of Algeria; b: administrative limit of the wilaya of Jijel; c: natural limit of the wadi Nil watershed; d: natural limit of the sub-basin of the El-Kennar swamp)

Du point de vue géologique la région d'étude se trouve dans le bassin Néogène de Jijel. Les formations géologiques composant le bassin versant du marécage sont les suivantes (Fig.2) :

- ✓ Des alluvions récentes (a^2) : ces alluvions forment l'aquifère de la nappe superficielle de la plaine (sable, gravier) ;
- ✓ Des alluvions marécageuses (a^3) : forment actuellement le fond du lac ;
- ✓ Alluvions détritiques et dunes anciennes (q^d) : comprenant des cailloutis, des galets et des argiles ;
- ✓ Plage marine (8 à 12 m) (q^1 m) ;
- ✓ Schistes et phyllades (x^2) ;
- ✓ Schistes granulitisés et micaschistes granulitisés (gneiss) ($xr^1z^2r^1$) ;
- ✓ Schistes micacés, micaschistes (xz^2-z^2).

Les formations métamorphiques du socle kabyle (les schistes) forment la limite méridionale de la zone étudiée. Elles sont la plus basse unité géologique de la région d'El-Kennar.

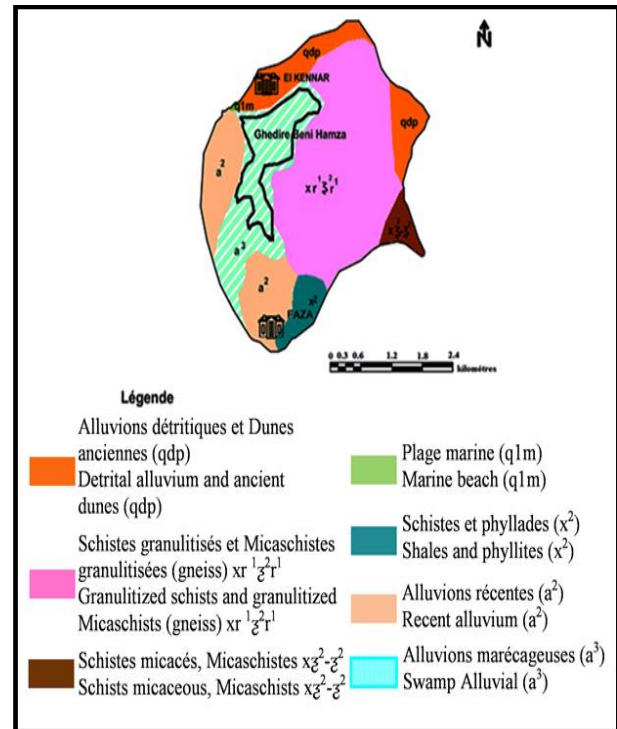


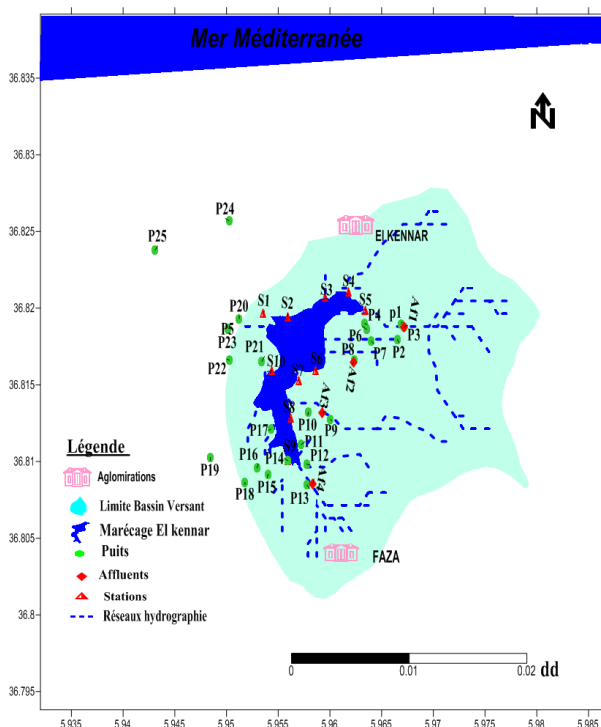
Figure 2: Esquisse géologique de la zone d'étude (provenant de la carte géologique d'El-Milia N°29, Ehrmann (1926))

Figure 2: Geological sketch of the study area (from the El-Milia geological map N°. 29, Ehrmann (1926))

3-Matériels et Méthodes

3.1-Prélèvement

Une campagne de prélèvement a été effectuée durant le mois d'avril de l'année 2016. Les eaux de surface ont été échantillonnées sur 14 stations (lac et affluents) alors que les eaux souterraines ont été échantillonnées sur 18 puits (Fig.3).

Tableau 1 : Méthodes d'analyses des différents paramètres physico-chimiques**Table 1:** Methods of analysis of the different physicochemical parameters**Figure 3 :** Carte d'inventaire des points d'eau de la zone marécageuse d'El-Kennar.**Figure 3:** Inventory map of water points in the El-Kennar swamp.

3.2-Analyses physico-chimiques

L'analyse des sels nutritifs (NO_3^- , NO_2^- , NH_4^+ et PO_4^{2-}), des sels dissous (Ca^{2+} , Mg^{2+} , Na^+ , K^+ , Cl^- , SO_4^{2-} , PO_4^{2-}) et le fer (Fe^{2+}) a été effectuée au laboratoire de recherche de Génie Géologique. En fonction de l'ion à doser, différentes techniques, décrites dans les ouvrages généraux de chimie des eaux, [21] ont été utilisées (Tab.1).

Paramètre	Unité	Méthode d'analyse
Température (T°)	$^\circ\text{C}$	Valise multi-paramètre
Potentiel d'hydrogène (pH)		pH-mètre
Potentiel de redox (Eh)	mv	valise multi-paramètre
Conductivité électrique (CE)	$\mu\text{S}/\text{cm}$	conductimètre
Dureté (TH)	mg/l	méthode volumétrique
Alcalinité (TAC)	mg/l	méthode volumétrique
Chlorures (Cl^-)	mg/l	méthode de Mohr
Nitrates (NO_3^-)	mg/l	
Nitrites NO_2^-	mg/l	
Azote ammoniacal NH_4^+	mg/l	spectrophotométrie UV-Vis 1600 PC
Ortho phosphates PO_4^{3-}	mg/l	
Sulfates SO_4^{2-}	mg/l	
Fer Fe^{2+}	mg/l	
Calcium Ca^{2+}	mg/l	titrimétrie
Sodium Na^+	mg/l	
Potassium K^+	mg/l	spectrophotométrie à flamme

4-Résultats et discussion

4.1-Fluctuation spatio-temporelle du marécage d'El-Kennar

L'eau est considérée comme un agent cinétique à toutes les directions de la surface, c'est pour cela que nous avons opté pour une étude bathymétrique avec des images satellitaires du Google Earth pour mieux connaître la fluctuation du marécage d'El-Kennar et ce, durant les saisons hivernales (période des hautes eaux) et les périodes estivales (période des basses eaux). Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 2.

Ils montrent que la superficie moyenne du marécage pendant la période des hautes eaux est de l'ordre de 39 ha. Par contre, pendant la période des basses eaux elle est de 23 ha. Cette fluctuation est due d'une part, aux facteurs climatiques (précipitations, température et

évaporation) et d'autre part à l'absence des apports qui alimentent le marécage surtout par ruissellement (tous les affluents sont temporaires). Cependant, une alimentation du marécage par des apports souterrains est toujours possible.

4.2-Piézométrie de la zone marécageuse

Les mesures piézométriques effectuées sur les points recensés durant le mois d'avril 2016 nous ont permis de dresser une carte piézométrique (Fig.4). L'interprétation de cette carte nous a permis de constater que :

- ✓ Le sens général d'écoulement est de direction Sud-Est vers Nord-Ouest ;
- ✓ Le marécage reçoit les eaux de la nappe du côté Sud-Est et alimente la nappe du côté Nord-Ouest ;

Le gradient hydraulique est faible dans les zones N-E et S-O avec une valeur moyenne de l'ordre de $0.5 \cdot 10^{-2}$ et fort dans la zone S-E ($1.98 \cdot 10^{-2}$). Cette variation du gradient est due d'une part, à la perméabilité de terrain qui n'est pas homogène (sables et graviers dans la région de Faza et Djimar et sables dans la partie Nord et Nord-Est) et d'autre part, à la pente qui est plus importante dans la partie Sud-Est (la cote topographique varie entre 20m aux puits P1-P3 et 29m au puits P9 à 5m au centre du lac).

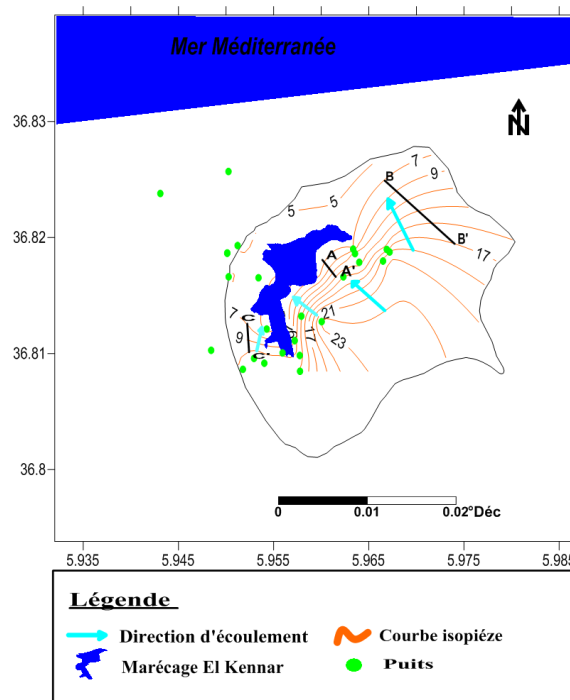
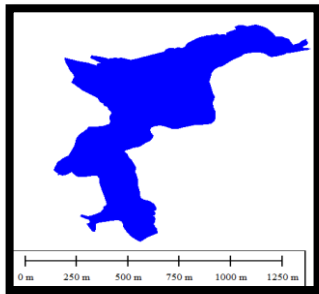


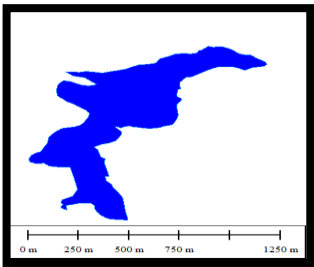
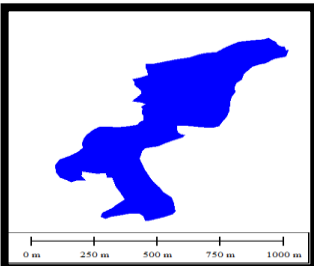
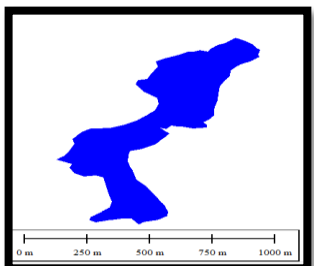
Figure 4 : Carte piézométrique de la zone marécageuse d'El-Kennar (Avril 2016).

Figure 4: Piezometric map of the El-Kennar swamp (April 2016).

Tableau 2 : Fluctuation du niveau d'eau du marécage d'El-Kennar durant les deux périodes de basses et hautes eaux.

Table 2: Fluctuation of water level of El-Kennar swamp during both low and high water periods

Période	Image /date	Géométrie	
		Superficie (Ha) ou (Km ²)	Périmètres (Km)
Hautes Eaux	24/2/2014 	39.18Ha ou 0.3918 Km²	4.958 Km

	12/2/2015		37.09 Ha ou 0.3709 Km ²	4.571 Km
Basses Eaux	9/8/2007		26.73Ha ou 0.2673 Km ²	3.679Km
	13/7/2009		21.79Ha ou 0.2179 Km ²	3.343Km

4.3-Faciès chimique des eaux

Le diagramme de Piper (1944) [22] est largement utilisé pour comparer les compositions chimiques des eaux en éléments majeurs. D'après Derron (2000) [23], les faciès hydro-chimiques sont fréquemment utilisés en hydrogéologie pour décrire grossièrement la composition des eaux naturelles.

4.3.1-Les eaux souterraines

Le report des données d'analyse physico-chimiques des eaux souterraines de la zone d'étude pour 18 puits (Avril 2016) sur le diagramme de Piper (Fig.5) montre l'existence de plusieurs faciès chimiques :

➤ **Faciès chloruré sodique** : représente 38.90% des échantillons. L'origine de ce dernier serait probablement due à la dissolution des formations salifères au cours du transit des eaux dans la formation aquifère et au lessivage des sols lors de l'infiltration des eaux vers la nappe ;

➤ **Faciès bicarbonaté magnésien** : représente 38.88% des échantillons. Les bicarbonates sont liés au lessivage des terrains métamorphiques (schiste, micaschiste, granulite) et des formations marneuses. Le magnésium est probablement dû à la dissolution et à la précipitation secondaire des carbonates, la dissolution des formations schisteuses (chlorites) [24] et l'échange cationique avec les minéraux argileux ;

➤ **Faciès chloruré magnésien** : représente 22.22% des échantillons. Ce faciès est dû probablement au lessivage des terres agricoles suite à l'infiltration des eaux vers la nappe.

4.3.2. Les eaux de surface

La représentation sur le diagramme de Piper des résultats des 14 échantillons prélevés aux alentours du lac et au niveau de ses affluents permet d'avoir une approche globale de la composition chimique des eaux de surface de la région d'étude.

Le diagramme de Piper (Fig.6) permet de recenser les faciès chimiques suivants :

➤ **Faciès bicarbonaté calcique** : représente 42.85% des échantillons. Ce type de faciès est observé pratiquement à toutes les stations de mesure aux alentours du lac. Ce faciès est probablement dû aux formations schisteuses qui se trouvent au Sud et à l'Est de la plaine ;

➤ **Faciès bicarbonaté sodique** : représente 14.28% des échantillons. Ce type de faciès est observé surtout à la partie Sud et Sud-Est du marécage. Il indique des apports plus riches en éléments salifères dus à l'effet de l'évaporation au niveau du lac ou bien à l'influence des apports des eaux usées de la région de Faza ;

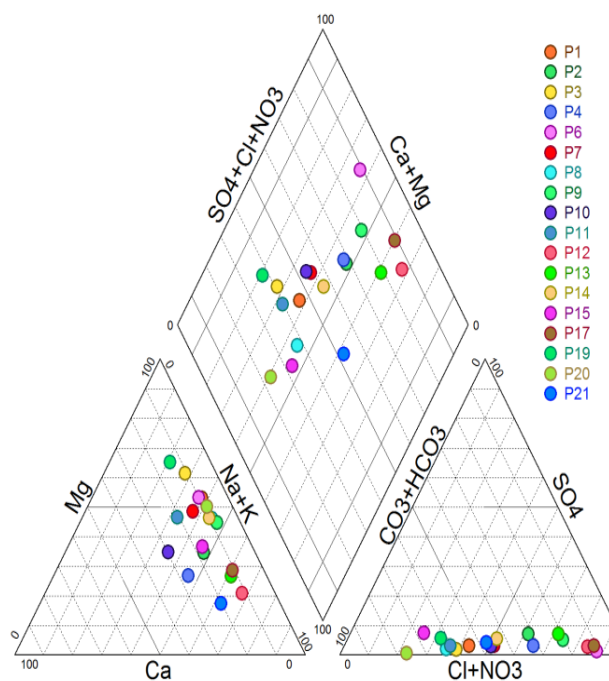


Figure 5 : Faciès chimique des eaux souterraines de la zone marécageuse d'El-Kennar (Avril 2016).

Figure 5: Chemical facies of the groundwater of the El-Kennar swamp area (April 2016).

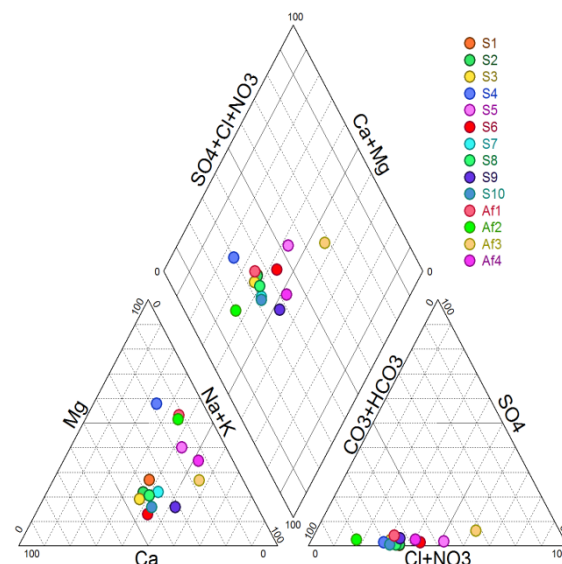


Figure 6 : Faciès chimique des eaux de surface de la zone marécageuse d'El-Kennar (Avril 2016).

Figure 6: Chemical facies of the surface waters of the El-Kennar swamp area (April 2016).

➤ **Faciès bicarbonaté magnésien** : représente 28.57% des échantillons. Ce type de faciès est remarqué surtout au Nord-Est sur l'axe des deux affluents 1 et 2 et aussi au niveau des stations 4 et 7. Ce faciès est dû d'une part, à l'apport du socle (les dolomies y sont présentes) et d'autre part, aux activités agricoles aux alentours du lac ;

➤ **Faciès chloruré sodique** : représente 7.14% des échantillons. Ce type de faciès est observé surtout à la partie Est au niveau des eaux de l'affluent 3. Ce dernier indique des apports beaucoup plus anthropiques ou des apports plus riches en éléments salifères dus à l'effet de l'évaporation au niveau du lac.

➤ **Faciès chloruré magnésien** : représente 7.14% des échantillons. Ce type de faciès est observé surtout à la partie Nord-Est au niveau de la station 5. Ce dernier indique le lessivage des terrains agricoles pour le magnésium et les rejets anthropiques pour les chlorures de cette rive.

4.4-Hydrochimie globale

La qualité des eaux souterraines est influencée par de nombreux facteurs tels que la chimie des eaux d'infiltration, la topographie, la géologie de la roche réservoir et les facteurs anthropiques [25]

Certains minéraux tels que les carbonates et les évaporites sont rapidement dissous et modifient considérablement la composition chimique de l'eau, tandis que d'autres minéraux, tels que les silicates, se dissolvent plus lentement et ont donc moins d'effet sur la composition chimique de l'eau [26].

Les résultats obtenus montrent que la température moyenne des eaux est de 18.9°C pour les eaux souterraines et 22.39°C pour les eaux de surface. La température joue également un rôle important dans le contrôle de la composition chimique et biologique d'une masse d'eau douce [27,28]. Elle joue un rôle catalytique dans les différentes réactions chimiques et permet la dissolution de grandes quantités de minéraux. Tous ces phénomènes se produisent dans l'écoulement des eaux souterraines en fonction du temps de séjour qui contrôle l'évolution de la composition chimique des eaux souterraines [29]. Ces processus hydrochimiques sont le résultat de l'interaction eau-roche et anthropogéniques affectant la qualité chimique des eaux souterraines [30,31]. Notons que ces processus géochimiques sont responsables de la variation saisonnière et spatiale de la qualité chimique des eaux souterraines [32,33]. L'examen de l'analyse chimique montre que le pH varie entre 5.45 et 7.22 pour les eaux souterraines, indiquant que l'eau a une faible alcalinité. Il est connu que les processus de tamponnage de la calcite et de la dolomite sont dominants dans la plage de pH 6.5-7.5 [34]. Le pH mesuré pour les 18 échantillons d'eaux souterraines analysées se situe dans cette plage dans 55.55% des cas. Les eaux de surface ont des valeurs de pH oscillant entre 6.72 et 8.9, indiquant une tendance à l'alcalinité.

Les valeurs de la conductivité électrique (CE) vont de 518 à 2230 $\mu\text{S}/\text{cm}$ (eaux souterraines) et de 419 à 1047 $\mu\text{S}/\text{cm}$ (eaux de surface). L'ordre d'abondance des principaux cations pour les eaux souterraines est $\text{Na}^+ > \text{Mg}^{2+} > \text{Ca}^{2+}$ et presque tous les échantillons ont dépassé les concentrations maximales acceptables de sodium dans l'eau potable (50 mg/l).

L'abondance des principaux anions est $\text{HCO}_3^- > \text{Cl}^- > \text{SO}_4^{2-}$ et la plupart des échantillons ont des teneurs inférieures à la norme de l'eau potable pour le Cl^- (200 mg/l), à l'exception de cinq échantillons (P2, P6, P12, P14 et P17), alors que tous les échantillons ne dépassent pas la concentration maximale acceptable en SO_4^{2-} pour l'eau potable (200 mg/l).

Dans la nappe, la concentration en nitrates varie de 0.53 à 7.94 mg/l avec une valeur moyenne de 3.08 mg/l et de 0.53 à 3.85 mg/l au niveau des eaux de surface. Par contre, la teneur en ammonium varie respectivement de 0 à 2.97 mg/l et de 0.01 à 1.77 mg/l pour les eaux souterraines et de surface, ce qui suggère une pollution locale de l'eau induite par l'activité agricole et les rejets des eaux usées domestiques.

L'absence d'une station d'épuration oblige le rejet des eaux usées dans le marécage et augmente ensuite la contamination des eaux de surface et puis souterraines par une simple infiltration. La lixiviation des engrais utilisés de manière excessive et sans contrôle en agriculture nuit sur la qualité des eaux souterraines dans la zone d'étude.

Dans les limites du marécage (zones d'alimentation), l'ordre d'abondance des principaux cations des eaux de surface est $\text{Na}^+ > \text{Ca}^{2+} > \text{Mg}^{2+}$ et l'abondance des anions principaux est $\text{HCO}_3^- > \text{Cl}^- > \text{SO}_4^{2-}$. Cependant, à la sortie du lac, l'ordre d'abondance des cations majeurs est $\text{Ca}^{2+} > \text{Na}^+ > \text{Mg}^{2+}$ et $\text{HCO}_3^- > \text{Cl}^- > \text{SO}_4^{2-}$ pour les anions majeurs. Ceci explique la relation eaux de surface et eaux souterraines et leur mode d'écoulement.

Tableau 3 : Paramètres statistiques des éléments chimiques dans les eaux souterraines et superficielles; Max: maximum; Min: minimum; ET: écart type; CV: coefficient de variation; concentration en mg / l Eh: potentiel de redox (mv) et CE: conductivité électrique ($\mu\text{s} / \text{cm}$)

Table 3: Statistical parameters of the chemical elements in groundwater and superficial water; Max: maximum; Min: minimum; ET: Standard deviation; CV: coefficient of variation; concentration in mg/l Eh: Redox potential (mv) and CE: conductivity electric ($\mu\text{s}/\text{cm}$)

Paramètre	Type d'eau	Min	Moy	Max	ET	CV	Norme OMS
T°C	Eau souterraine	16,8	18,91	20,6	1,02	0,05	25
	Eau de Surface	17,7	22,39	26,5	2,77	0,12	
pH	Eau souterraine	5,45	6,47	7,22	0,52	0,08	6,5-8,5
	Eau de Surface	6,72	7,49	8,9	0,53	0,07	
CE	Eau souterraine	518	1081,5	2230	361,45	0,33	2500
	Eau de Surface	419	627,06	1047	186,27	0,30	
Eh	Eau souterraine	-86	187,4	300	82,06	0,44	/
	Eau de Surface	64	162,94	217	44,25	0,27	
Ca ²⁺	Eau souterraine	8,02	27,33	48,10	9,60	0,35	160
	Eau de Surface	15,23	33,12	50,50	12,16	0,37	
Mg ²⁺	Eau souterraine	19,93	50,20	89,91	21,90	0,44	50
	Eau de Surface	8,748	24,33	51,03	15,44	0,63	
Na ⁺	Eau souterraine	47,70	98,00	175,80	33,52	0,34	200
	Eau de Surface	28,3	57,92	103,1	23,75	0,41	
K ⁺	Eau souterraine	0,7	3,42	6,8	1,69	0,49	12
	Eau de Surface	0,8	5,13	8,1	2,12	0,41	
HCO ₃ ⁻	Eau souterraine	53,68	237,29	453,84	128,15	0,54	/
	Eau de Surface	61	211,06	451,4	86,67	0,41	
Cl ⁻	Eau souterraine	63,90	177,86	443,75	85,68	0,48	200
	Eau de Surface	39,05	71	166,85	31,46	0,44	
SO ₄ ²⁻	Eau souterraine	2,58	15,89	32,70	7,86	0,49	250
	Eau de Surface	0	5,280	11,8846	4,038	0,765	
NO ₃ ⁻	Eau souterraine	0,53	3,08	7,94	2,72	0,88	50
	Eau de Surface	0,53	1,17	3,85	0,86	0,74	
NO ₂ ⁻	Eau souterraine	0,00	0,01	0,05	0,02	1,25	0,1
	Eau de Surface	0,00	0,13	0,63	0,18	1,36	
NH ₄ ⁺	Eau souterraine	0,00	0,45	2,97	0,66	1,46	0,5
	Eau de Surface	0,01	0,55	1,77	0,47	0,85	

5-Conclusion

L'étude bathymétrique montre que les eaux de surface du marécage présentent une relation proportionnelle avec les variations saisonnières des précipitations. Elle montre aussi que ce marécage reçoit une alimentation souterraine par la nappe selon le sens d'écoulement principal Sud-Est vers Nord-Ouest.

La présentation des analyses chimiques sur le diagramme de Piper montre deux types de familles des eaux dominantes : la famille chlorurée pour les eaux souterraines et bicarbonatée pour les eaux de surface.

La comparaison des analyses chimiques avec les normes montre l'existence d'une pollution organique pour les eaux de surfaces, liée probablement aux activités agricoles pratiquées dans la région, ainsi que les rejets des eaux usées domestiques de la station de refoulement qui ne fonctionne pas dans la plupart du temps.

Pour protéger cette zone humide il faut une bonne connaissance de l'évolution spatio-temporelle de celle-ci à travers un suivi détaillé du marécage et une analyse complète des paramètres physiques, dynamiques et chimiques qui rentrent dans son fonctionnement ainsi qu'une bonne pratique de gestion et de sensibilisation.

Références bibliographiques

- [1] Cowardin, L.M. & al., *Classification of Wetlands and Deepwater Habitats of the United States*. U.S. Fish and Wildlife Service Report No. FWS/OBS/-79/31. Washington, D.C., 1979.
- [2] Le Manuel de la Convention de Ramsar, 6^e édition, 2013.
- [3] Ferren, W.R., & al., *Classification and description of wetlands of the central and southern California coast and coastal watersheds*. Part II Madroño 43 :125–182, 1996.
- [4] Fustec E., & al., *Les fonctions des zones humides : revue bibliographique*, Paris : Agence de l'Eau Seine - Normandie, Université Paris 6, 144 P, 1996.
- [5] Fustec E., Lefeuvre J. C., *Fonctions et valeurs des zones humides*, Paris : Dunod, 426 p, 2000.
- [6] Mitsch William J., Gosselink James G., *The value of wetlands: importance of scale and landscape Setting.*, Revue Ecological Economics 35, pp 25–33, 2000.
- [7] Zaafour, M D., *Impact des décharges sauvages sur les Zones Humides de la région d'El-Tarf.*, Mémoire de magistère univ. Badji Mokhtar, Annaba 166p, 2012.
- [8] Boumezbeur, A., *Atlas des zones humides algériennes*. DGF, 102 p, 2004.
- [9] Bensizerara, D., *Ecologie des oiseaux de Sebket Djendli (Batna, Est Algérie)*, thèse de doctorat, Université Mohamed Khidher – Biskra–, 163p, 2014.
- [10] Benhallouche née Bendahmane I., *Ecologie de la reproduction des oiseaux d'eau à Dayet El-Ferd (W. Tlemcen).*, Thèse de Doctorat Université Abou-Bekr Belkaid, 123p, 2015.
- [11] Koul Naïma, *Etude phytoécologique spatiotemporelle des zones humides du Nord-est du Sahara septentrional algérien (Région de Ouargla et de l'Oued Righ)*. Thèse de doctorat, université Kasdi Merbah Ouargla, 185p, 2015.
- [12] Zedam, A., *Etude de la flore endémique de la zone humide de Chott El Hodna ; Inventaire-préservation.*, Thèse Doctorat, Univ. Ferhat Abbas 1, 197p, 2015.
- [13] Abdi S., *Structure et écologie des Canards plongeurs (Anatides) dans les zones humides de Guerbes Sanhadja (Wilaya de Skikda, Nord-est de l'Algérie).*, Thèse de Doctorat Université Mohamed Chérif Messaadia – Souk Ahras, 119p, 2017.
- [14] Kherifi W., Kherici-Bousnoubra H., *Evolution saisonnière de la qualité microbiologique des eaux du lac Mellah (Nord-Est Algérie).*, Larhyss Journal, ISSN 1112-3680, n° 11, pp. 109-118, 2012.



- [15] Bensaci E., *Contribution à l'étude de la pollution des eaux des zones humides des régions arides d'Algérie*, International Journal of Environment & Water ISSN 2052-3408, Vol 03 p 61-67, 2014.
- [16] Bendjamaa, A., *La contamination métallique des eaux lacustres des zones humides du PNEK située au Nord-Est algérien*, Actes de la conférence internationale sur l'énergétique appliquée et la pollution, organisée par le laboratoire LEAP, décembre 14-15, Constantine, 2014.
- [17] Kouti A., *L'état de santé de L'Eco-complexe des zones humides de Guerbes Sanhadja : cas de Garaet Hadj Tahar (Skikda, Nord-Est de l'Algérie)*, Third International Conference on Energy, Materials, Applied Energetics and Pollution ICEMAEP, Constantine, Algeria, 364-370, 2016.
- [18] De Bélair G., & Samraoui B., *Le complexe de zones humides de Beni-Belaid, un projet de réserve naturelle*. Revue Sci. Tech. Univ. Constantine n°14 : 115–124, 2000.
- [19] Mayache B., Houhamdi M. & Samraoui B., *Ecologie des sarcelles d'hiver anas crecca crecca L. hivernants dans l'eco-complexe de zones humides de Jijel (Nord-Est de l'Algérie)*. Eur. Jour. Of Scien. Resea. Vol.21, pp. 104-119, 2008.
- [20] Bouldjedri M., *Contribution à l'Etude Ecologique d'un Hydro-système de la région de Jijel : cas de la zone humide de Beni-Belaid (Algérie)*, Thèse de Doctorat, univ. Badji Mokhtar Annaba, 152p, 2013.
- [21] Rodier, J., *L'analyse de l'eau : eaux naturelles, eaux résiduaires, eaux de mer*, 9 Edition Dunod, Paris, 1383 p, 2009.
- [22] Piper A.M., *A graphic procedure in the geochemical interpretation of water analyses*. – American Geophysical Union, Transcript, 25: 914-923, 1944.
- [23] Derron M., *Géochimie des eaux de sources et interaction eau-roche dans les Alpes*. Quanterra, Lausanne et Genève. pp1-18, 2000.
- [24] Adiaffi B., & al., *Approche semi-quantitative de la minéralisation des aquifères schisteux en zone équatoriale de transition : cas de la région Sikensi-Agboville (Côte d'Ivoire)*, Int. J. Biol. Chem. Sci. 6(5): 2228-2240, 2012.
- [25] Frapet S.K., Fritz P., McNutt R.H., *Water-rock interaction and chemistry of groundwater from the Canadian shield*, Geochim. Cosmochim. Acta. 48, 1617-1627, 1984.
- [26] Garrels, R.M., MacKenzie, F.T., *Origin of the chemical composition of some springs and lakes*, in: *Equilibrium Concepts in Natural Water Systems*: American Chemical Society, Advanced in Chemistry Series N° 67, pp. 222-242, 1967.
- [27] Hem, J.D., *Study and interpretation of the chemical characteristics of natural water*, third ed., Scientific Publishers, Jodhpur, 1991.
- [28] Boudoukha, A., Athamena M., *Caractérisation de l'eau thermale du sud de Sétif, Est de l'Algérie*. Revue Science Eau N°25, 103-119, 2012.
- [29] Apodaca L.E., Bails J.B., Smith C.M., *Water quality in shallow alluvial aquifers, upper Colorado river basin, Colorado*, Journal Am. Water Res. Assoc. N°38, 133-149, 1997.
- [30] Domenico P.A., Schwartz W., *Physical and chemical Hydrogeology*, second ed., Wiley, New Yourk, NY, 1998.
- [30] Wallick E., Toth J., *Methods of regional groundwater flow analysis with suggestion for the use of environmental isotope and hydrochemical data in groundwater hydrology*, IAEA, Vienna, pp 37-64, 1976.
- [32] Kumar M., & al., *Identification and evaluation of hydrogeochemical processes in the groundwater environment of Delhi, India*, Journal Environ Geol., N°50, 1025-1039, 2006.
- [33] Belkhiri A., Boudoukha A., Mouni L., *Qualité des eaux souterraines et aptitude à la consommation et à l'agriculture dans la plaine d'Ain Azel, Algérie*, Journal Geog. Reg. Plan. 3, 152-157, 2010.



[34] Blowes, D.W., Ptacek, C.J., Jurjovec, J., Mill tailing., Hydrogeology and geochemistry, in Jambor, J.L., Blowes, D.W., Ritchie, A.I.M. Eds), *Environmental Aspect of Mine Wastes, Short Course Series*, Mineralogical Association of Canada, Nepean, ON, vol. 31, pp 95-116, 2003.



OPTIMIZATION OF REINFORCED CONCRETE SLABS ACCORDING TO EUROCODE 2-EC2

OPTIMISATION DES DALLES EN BÉTON ARMÉ SELON EUROCODE 2-EC2

FEDGHOUCHE Ferhat

Dr., École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), Département Infrastructures de Base (DIB), Laboratoire des Travaux Publics ingénierie de Transport et Environnement (LTPiTE)
1, Rue Sidi Garidi, B.P.32 Vieux Kouba, 16051, Algiers, Algeria
E-mail: ferfed2002@yahoo.fr; f.fedghouche@enstp.edu.dz
Tel.: +213(0)23 70 19 07; Fax: +213(0)23 70 19 07

Réception: 02/09/2018

Acceptation: 09/09/2018

Publication: 08/01/2019

Abstract- This work presents a method for optimizing the cost of reinforced ordinary concrete and high strength concrete slabs at ultimate limit state according to Eurocode2 (EC-2). The objective function includes the costs of concrete, steel and formwork. All the constraints functions are set to meet design requirements of Eurocode2 and current practices rules. The optimization process is developed through the use of the Generalized Reduced Gradient algorithm. Two example problems are considered in order to illustrate the applicability of the proposed design model and solution methodology. It is concluded that this approach is economically more effective comparing to conventional design methods used by designers and engineers and can be extended to deal with other sections without major alterations.

Keywords: Optimization, High strength concrete, Reinforced concrete slabs, Eurocode2 (EC-2), Algorithm.

Résumé- Ce travail présente une méthode pour optimiser le coût du béton armé ordinaire et du béton à haute résistance des dalles à l'état limite ultime selon l'Eurocode2 (EC-2). La fonction **objectif** comprend les coûts du béton, de l'acier et du coffrage. Toutes les fonctions de contraintes sont définies pour répondre aux exigences de conception de l'Eurocode2 et aux règles de pratiques courantes. Le processus d'optimisation est développé grâce à l'utilisation de l'algorithme du Gradient Réduit Généralisé. Deux exemples sont considérés afin d'illustrer l'applicabilité du modèle de conception et de la méthodologie de la solution proposés. En conclusion, cette approche est économiquement plus efficace que les méthodes de conception classiques utilisées par les concepteurs et les ingénieurs et peut être étendue à d'autres sections sans altérations majeures.

Mots-clés : Optimisation, Béton à haute résistance, Dalles en béton armé, Eurocode2 (EC-2), Algorithme.



1. Introduction

Slabs are widespread structures, which constitute a very large part of the volume of all structures built for buildings and civil engineering. Slabs are the most vulnerable building elements and the most expensive to build and do not always offer the most economical solution. The remarkable advantages of solid reinforced concrete slabs that often justify its use and their mechanical performance. Slabs are used to prevent the building from twisting. The slab rigidifies the building on the horizontal plane, it makes the building steeper and less flexible. Because of the above mentioned advantages and the difficulty of the design, numerous journal articles have been published by researchers in recent years on the optimal cost design of reinforced concrete slabs [1, 2, 3, 4, 5].

High strength concrete slabs are frequently used in engineering practice. They are widely used for short to medium span highway bridges due to its moderate self weight, structural efficiency, ease of fabrication, fast construction and low maintenance. The majority of research studies conducted so far have focused on the optimization of ordinary concrete slabs whose strength class is between 12MPa and 50MPa, however only few studies have been done with regard to the optimization of high strength concrete slabs whose resistance class is between 50Mpa and 100MPa. The present optimization model is developed for ordinary and HSC slabs in flexure. Recent developments in the technology of materials have lead to the use of the high strength concrete. This is due mainly to its efficiency and economy. The reduction in the quantities of construction materials has enabled both a gain in weight reduction and in foundation's cost. HSC has a high compressive strength in the range of 50 to 100MPa; it has not only the advantage of reducing member size

and story height but also the volume of concrete and the area of formwork. In terms of the amount of steel reinforcement, there is a substantial difference between the normal strength concrete structure compared to high strength concrete structures [6, 7].

In this work, it presents a detailed objective function that considers the ratios cost not the absolute cost. It considers both shaping and material costs. Advances in numerical optimization methods, computer based numerical tools for analysis and design of structures and availability of powerful computing hardware have significantly helped the design process to ascertain the optimum design. The generalized reduced gradient (GRG) method is used to solve nonlinear programming problems. It is a very reliable and robust algorithm; also, various numerical methods have been used in engineering optimization [8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17].

This work presents a method for optimizing the cost of reinforced ordinary and high strength concrete slabs at ultimate limit state according to Eurocode2 (EC-2) [18]. The objective function includes the costs of concrete, steel and formwork. All the constraints functions are set to meet design requirements of Eurocode2-EC2 and current practices rules. The optimization process is developed through the use of the Generalized Reduced Gradient algorithm. Two example problems are considered in order to illustrate the applicability of the proposed design model and solution methodology. It is concluded that this approach is economically more effective comparing to conventional design methods used by designers and engineers and can be extended to deal with other sections without major alterations.

2. Ultimate limit state design of reinforced concrete slab under bending

The assumptions used for the typical reinforced slab cross section are respectively illustrated in Fig. 1(a), (b).

Consider the one-way continuous reinforced concrete slab shown in the Fig. 1 with uniform thickness h and two equal spans.

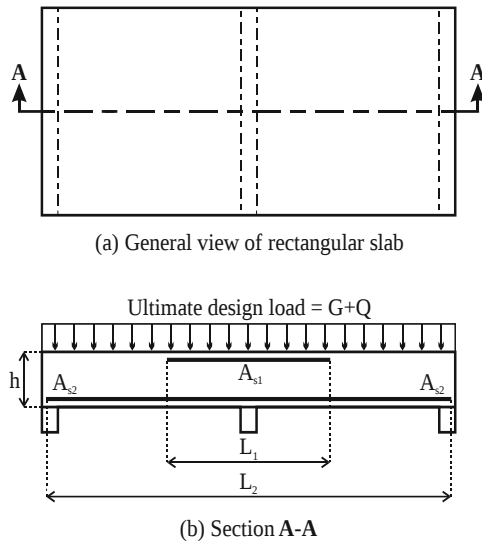


Figure 1: Reinforced concrete slab: (a) General view, (b) Section A-A.

Figure 1: Dalle en béton armé: (a) Vue générale, (b) Section A-A.

The slab is assumed without loss of generality is only in one direction so that the study of the problem is reduced to that of a continuous beam with two equal spans (rectangular section: width $b = 1.00\text{m}$, effective depth $d = 0.9h$ and h is the total thickness). The effect of shear is neglected. The rectangular stress block is used in this study (simplified stress block for ultimate limit state). The bending-stress constraints must be considered for all n potentially critical sections. It should be noted that the bending moments are functions of the slab weight, they must be expressed in terms of the total thickness h .

3. Formulation of the optimization problem

3.1 Design variables

The design variables selected for the optimization are presented in Table 1.

Table 1: Definition of design variables

Tableau 1: Définition des variables de conception

Design variables	Defined variables
h	Thickness of slab
d	Effective depth
A_{si}	Area of reinforcing corresponding to the critical considered section ($i=1, \dots, n$)
α_i	Relative depth of compressive concrete zone

3.2 Cost function

The objective function to be minimized in the optimization problems is the total cost of construction material of the slab. This function can be defined as:

$$C_0 = C_c Lhb + C_s \sum L_i A_{si} + C_f [L + 2b]h \rightarrow \text{Minimum} \quad (1)$$

Thus, the cost function to be minimized can be written as follows:

$$C = \frac{C_0}{C_c} = Lhb + \left(\frac{C_s}{C_c}\right) \sum L_i A_{si} + \left(\frac{C_f}{C_c}\right) [L + 2b]h \rightarrow \text{Minimum}$$

- C_0 Total cost of slab
- C_s Cost of unit steel area per unit area of slab
- C_c Cost of concrete per unit volume
- C_f Cost of unit formwork area per unit area of slab

The values of the cost ratios C_s/C_c and C_f/C_c vary from one country to another and may eventually vary from one region to another for certain countries [19, 20].

3.3 Design constraints

a)- Behavior constraints:

$$M_{Ed}(h) \leq \eta \lambda f_{cd} b_w d^2 \alpha_i (1 - 0.5 \lambda \alpha_i) \quad (3)$$

(External moment $\leq$ Resisting moment of the cross section)

$$\alpha_i = \left(\frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right) \left(\frac{A_{si}}{\eta \lambda d} \right) \quad (4)$$

(Internal force equilibrium with rectangular stress block)

$$\frac{A_{si}}{bd} \geq p_{min} \quad (5)$$

(Minimum steel percentage)

$$\frac{A_{si}}{bd} \leq p_{max} \quad (6)$$

(Maximum steel percentage)

Conditions on strain compatibility in steel:

$$\varepsilon_{cu3} \left(\left(\frac{1}{\alpha_i} \right) - 1 \right) \geq \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (7)$$

(Elasto-plastic behavior for steel and the pivot point is B, optimal use of steel requires that strains in steel must be limited to plastic region at the ultimate limit state (ULS))

$$\lambda \alpha_i (1 - 0,5 \lambda \alpha_i) \leq \mu_{limit} \quad (8)$$

b)- Geometric design variable constraint

$$h_{min} \leq h \leq h_{max} \quad (9)$$

In accordance with EC-2, the possibility is offered to work with a rectangular stress distribution. This requires the introduction of a factor λ for the depth of the compression zone and a factor η for the design strength. The λ and η factors are both linearly dependent on the characteristic strength f_{ck} in accordance with the following equations [18]:

$$\lambda = 0.8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \quad (10)$$

$$\mu = 1.0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \quad (11)$$

With: $50 \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$ and $\lambda=0.8$, $\eta=1.0$ for $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$

3.4. Optimization based on minimum cost design of reinforced concrete slabs

The optimum cost design of reinforced concrete slabs under ultimate limits state can be stated as follows:

For given material properties, loading data and constant parameters, find the design variables defined in Table (1) that minimize the cost function defined in Eq. (2) subjected to the design constraints given in Eq.(3) through Eq.(9).

3.5. Solution methodology: Generalized Reduced Gradient method

The objective function Eq. (2) and the constraints equations, Eq.(3) through Eq.(9), together form a nonlinear optimization problem. The reasons for the nonlinearity of this optimization problem are essentially due to the expressions of the cross sectional area, bending moment capacity and other constraints equations. Both the objective function and the constraint functions are nonlinear in terms of the design variables. In order to solve this nonlinear optimization problem, the generalized reduced gradient (GRG) algorithm is used. GRG nonlinear should be selected if any of the equations involving decision variables or constraints is nonlinear.

The Generalized Reduced Gradient method is applied as it has the following advantages: i) The GRG method is widely recognized as an efficient method for solving a relatively wide class of nonlinear optimization problems. ii) The program can handle up to 200 constraints, which is suitable for reinforced ordinary and HSC slabs design optimization problems. iii) GRG transforms inequality constraints into equality constraints by introducing slack variables. Hence all the constraints are of equality form.

4. Numerical results and discussion

4.1 Design example A for reinforced ordinary concrete slabs

The numerical example A corresponds to a concrete slab belonging to a pedestrian deck, with two continuous and equal spans pre-designed (initial design) in accordance with provisions of EC-2 design code.

The pre-assigned parameters are defined as follows:

$$L_1 = 2\text{m}, L = L_2 = 5\text{m} + 5\text{m};$$

Span length for the first and second span: $l = 5\text{m}$

Live loads $= Q = 0.35 \text{ (t/m)}$; dead loads $= G = 2.5 \text{ h (t/m)}$, uniform distribution loading

$M_{Ed}(h) = 1.35M_G + 1.5M_Q = 0.05932h + 0.00922 \text{ MNm}$, critical section near the central region of the span $M_{Ed}(h) = 1.35M_G + 1.5M_Q = 0.10546h + 0.01641 \text{ MNm}$, critical section at the central support

Input data for ordinary concrete characteristics: C20/25; $f_{ck} = 20\text{MPa}$; $\gamma_c = 1.5$; $f_{cd} = 11.33\text{MPa}$; $\lambda = 0.80$; $\eta = 1.00$; $\varepsilon_{c3}(\text{‰}) = 3.5$; $h_{min} = 0.15\text{m}$; $h_{max} = 0.40\text{m}$

Input data for steel characteristics:

S400; $f_{yk} = 400\text{MPa}$; $\gamma_s = 1.15$; $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 348\text{MPa}$

$E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa}$; $p_{min} = 0.26f_{ctm}/f_{yk} = 0.00143$;

$p_{max} = 4\%$

$f_{yd}/f_{cd} = 30.71$ for classes (S400, C20/25)

$\mu_{limit} = 0.392$; for S400 and C20/25

Input data for units costs ratios of construction materials:

$C_s / C_c = 30$ for ordinary concrete

$C_f / C_c = 0.01$ for wood formwork

4.2 Comparison between the minimum cost design of ordinary concrete slabs

The optimal solutions using the minimum weight design is shown in Table 2 below.

Table 2: Comparison of the optimal solution with ordinary concrete to the initial design

Tableau 2 : Comparaison de la solution optimale à base de béton ordinaire avec la conception initiale

Design Variables Vector	Initial Design (Classical Solution)	Optimal solution with minimum cost (S400, C20/25) $C_s/C_c=30, C_f/C_c=0.01$ wood formwork
b(m)	1.00	1.00
h(m)	0.18	0.15
d(m)	0.16	0.135
$A_{s1}(\text{m}^2)$	6.9×10^{-4}	7.5×10^{-4}
$A_{s2}(\text{m}^2)$	4.2×10^{-4}	4×10^{-4}
α_1	0.166	0.213
α_2	0.10	0.115
Gain		18%

From the above results, it is clearly shown that a significant cost saving of the order of 18 % through the use of minimum cost design approach.

4.3 Design example B for reinforced high strength concrete slabs

The numerical example B corresponds to a high strength concrete slab belonging to a bridge deck, with two continuous equal spans pre-designed (initial design) in accordance with provisions of EC-2 design code.

The corresponding pre-assigned parameters are defined as follows:

$L_1 = 2\text{m}, L = L_2 = 5\text{m} + 5\text{m}$; span length for the first and second span: $l = 5\text{m}$

Live loads $= Q = 0.45 \text{ (t/m)}$; dead loads $= G = 2.5 \text{ h (t/m)}$, uniform distribution loading

$M_{Ed}(h) = 1.35M_G + 1.5M_Q = 0.05932h + 0.01185 \text{ MNm}$, critical section near the central region of the span

$M_{Ed}(h) = 1.35M_G + 1.5M_Q = 0.10546h + 0.0211 \text{ MNm}$, critical section at the central support

Input data for HSC characteristics:

C70/85; $f_{ck} = 70\text{MPa}$; $\gamma_c = 1.5$; $f_{cd} = 46.67\text{MPa}$;
 $\lambda = 0.75$; $\eta = 0.90$; $\varepsilon_{cu3}(\%) = 2.7$; $h_{min} = 0.12\text{m}$;
 $h_{max} = 0.30\text{m}$

Input data for steel characteristics:

S500; $f_{yk} = 500\text{MPa}$; $\gamma_s = 1.15$; $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 435\text{MPa}$;
 $E_s = 2 \times 10^5\text{MPa}$; $p_{min} = 0.26f_{ctm}/f_{yk} = 0.002392$;

$p_{max} = 4\%$.

$\mu_{limit} = 0.329$; for S500 and C70/85

Input data for units costs ratios of construction materials:

$C_s / C_c = 25$ for high strength concrete
 $C_f / C_c = 0.10$ for metal formwork

4.4 Comparison between the minimum cost design of high strength concrete slabs

The vector of design variables including the geometric dimensions of the slab cross section and the area of tension reinforcement as obtained from the standard design approach solution and the optimal cost design solution using the proposed approach, are shown in Table 3.

The optimal solutions using the minimum cost design is shown in Table 3 below.

Table 3: Comparison of the optimal solution with HSC to the initial design

Tableau 3: Comparaison de la solution optimale à base de béton à haute résistance avec la conception initiale

Design Variables Vector	Initial Design (Classical Solution)	Optimal solution with minimum cost (S500, C70/85) $C_s/C_c=25, C_f/C_c=0.10$ metal formwork
b(m)	1.00	1.00
h(m)	0.14	0.12
d(m)	0.126	0.108
$A_{s1}(\text{m}^2)$	6.8×10^{-4}	7.4×10^{-4}
$A_{s2}(\text{m}^2)$	3.7×10^{-4}	4.1×10^{-4}
α_1	0.07	0.09
α_2	0.04	0.05
Gain		14%

From the above results, it is clearly shown that a significant cost saving of the order of 14% through the use of minimum cost design approach.

5. Conclusions

The following important conclusions are drawn on the basis of this research:

- The problem formulation of the optimal cost design of reinforced concrete slabs can be cast into a nonlinear programming problem, the numerical solution is efficiently determined using the Generalized Reduced Gradient method in a space of only a few variables representing the concrete cross section dimensions.
- -The optimal values of the design variables are only affected by the relative cost values of the objective function and not by the absolute cost values.
- The observations of the optimal solutions results reveal that the use of the optimization based on the optimum cost design concept may lead to substantial savings in the amount of the construction materials to be used in comparison to classical design solutions of reinforced concrete slabs.
- The objective function and the constraints considered in this paper are illustrative in nature. This approach based on nonlinear mathematical programming can be easily extended to other sections commonly used in structural design. More sophisticated objectives and considerations can be readily accommodated by suitable modifications of the optimal cost design model.
- In this work, we have included the additional cost of formwork which makes a significant contribution to the total costs.
- The suggested methodology for optimum cost design is effective and more economical comparing to the classical methods. The results of the analysis show that the optimization process presented herein is effective and its application appears feasible.



References

- [1] Kirsch, U., *Optimum structural design.*, McGraw - Hill Inc., New York, 1981.
- [2] Hanna, A.S. and Senouci, A.B., *Design optimization of concrete-slab forms.*, Construct Eng Manage, Vol. 12, n° 2, pp 215-21, 1995.
- [3] Medeiros, G.F. and Kripka, M., *Structural optimization and proposition of pre-sizing parameters for beams in reinforced concrete buildings.*, Computers and Concrete, Vol.11, pp253-270, 2013.
- [4] Sahab, M.G., Ashour, A.F. and Toropov, V.V., *Cost optimization of reinforced concrete flat slab buildings.*, Eng. Struct., Vol.27 n°3, pp313-322, 2005.
- [5] Fedghouche, F. and Tiliouine, B. , *Minimum cost design of reinforced concrete T-beams at ultimate loads using Eurocode 2.*, Engineering Structures, Vol. 42, pp43-50, 2012.
- [6] Ozbay, E., Oztas, A. and Baykasoglu, A. , *Cost optimization of high strength concretes by soft computing techniques.*, Computers and Concrete, Vol.7, pp221-237, 2010.
- [7] Tiliouine, B. and Fedghouche, F., *Cost optimization of reinforced high strength concrete T-sections in flexure.*, Structural Engineering and Mechanics, Vol.49, n°1, pp65-80, 2014
- [8] Nocedal, J. and Wright, S.J., *Numerical optimization.*, Second edition, Springer Verlag, New York., 2006.
- [9] Fedorik, F., Kala, J., Haapala, A. and Malaska, M., (2015), *Use of design optimization techniques in solving typical structural engineering related design optimization problems.* Structural Engineering and Mechanics, Vol. 55, pp1121-1137, 2015.
- [10] Ozturk, H.T. and Durmus, A , *Optimum design of a reinforced concrete beam using artificial bee colony algorithm.*, Computers and concrete, Vol.10, pp 295-306, 2012.
- [11] Fedghouche, F. , *Cost optimum design of doubly reinforced high strength concrete T-beams.*, Scientia Iranica A, Vol. 24, n°2, pp 476-486, 2017.
- [12] Fedghouche, F. , *Minimum cost plastic design of steel beams using Eurocode3.*, KSCE Journal of Civil Engineering, Vol. 22, n°2, pp 629-636, 2018.
- [13] Ahmadkhanlou, F. and Adeli, H., *Optimum cost design of reinforced concrete slabs using neural dynamic model.*, Eng Applic Artificial Intell., Vol.18, n°1, pp65-72, 2005.
- [14] Sahab, M.G., Ashour, A.F. and Toropov, V.V., *A hybrid genetic algorithm for reinforced concrete flat slab buildings.*, Comput Struct., 2005; Vol.83, n°8, pp 551-9.11, 2005.
- [15] Varatee, B. and Ahmadi-Nedushan, H., *Minimum cost design of concrete slabs using particle swarm optimization with time varying acceleration coefficients*, World Appl Sci. J., Vol.13, n°12, pp2484-2494, 2011.
- [16] Kaveh, A and Abadi, A.S., *Cost optimization of reinforced concrete one way ribbed slabs using harmony search algorithm.*, Arabian J. Sci Eng., Vol. 36 , n°7, pp1179-1187, 2011.
- [17] Ahmadkhanlou, F. and Adeli, H., *Optimum cost design of reinforced concrete slabs using neural dynamics model.*, Engineering Applications of Artificial Intelligence, Vol. 8, n°1, pp65-72, 2005.
- [18] Eurocode 2., *Design of concrete structures-part 1-1: general rules for buildings.*EN 1992-1-1:2004., European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2004.
- [19] Pratt, D. J., *Fundamentals of construction estimating.*3rd ed., Delmar Cengage Learning, Australia, 2011.
- [20] Davis, L., *Spon's Architects' and Builders' Price Book 2011.*, 136th ed., Taylor & Francis Ltd., 2010.



Appendix

The following symbols are used in this paper:

C20/25	Class of ordinary concrete
C70/85	Class of HSC
S400	Grade of steel
S500	Grade of steel
f_{ck}	Characteristic compressive cylinder strength of ordinary or HSC at 28 days
f_{cd}	Design value of concrete compressive strength
γ_c	Partial safety factor for concrete
η	Design strength factor
λ	Compressive zone depth factor
ε_{cu3}	Ultimate strain for the rectangular stress distribution compressive concrete design stress-strain relation
f_{yk}	Characteristic elastic limit for steel reinforcement
γ_s	Partial safety factor for steel.
f_{yd}	Design yield strength of steel reinforcement
ε_{yd}	Elastic limit strain
E_s	Young's elastic modulus of steel
p_{min}	Minimum steel percentage
p_{max}	Maximum steel percentage
α_i	Relative depth of compressive concrete zone
μ_{limit}	Limit value of reduced moment
l	Length of beam span
M_{Ed}	Ultimate bending moment
M_G	Maximum design moments under dead loads
M_Q	Maximum design moments under live loads
b	Width of slab ($b=1.00m$)
h	Total thickness of slab
d	Effective depth
A_{si}	Area of reinforcing steel
C_0	Total cost of slab
C_s	Cost of unit steel area per unit area of slab
C_c	Cost of concrete per unit volume
C_f	Cost of unit formwork area per unit area of slab

ANALYSE PROBABILISTE D'ALÉA SISMIQUE EN ALGÉRIE : SPECTRE DE RÉPONSE (UHS) ET CHOIX DU SCÉNARIO

PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS FOR ALGERIA: RESPONSE SPECTRUM (UHS) AND SCENARIO SELECTION

Réception : 19/10/2018

Acceptation : 26/11/2018

Publication : 08/01/2019

GHERBOUDJ Faouzi¹, LAOUAMI Nasser²

¹Maître de Recherche (B) fgherboudj@cgs-dz.org & ²Directeur de Recherche n_laouami@hotmail.com - Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, CGS, Alger, Algérie,

Résumé - L'étude de l'aléa sismique et la définition de la force sismique représentent la première étape dans le calcul et la conception parasismique des structures. Dans cet article, en premier lieu, la méthode de calcul probabiliste PSHA est présentée brièvement. Ensuite, une application de cette méthode pour un site rocheux situé à Alger est menée. Les résultats obtenus sont présentés ici sous forme de courbes d'aléa sismique, spectres de réponse et scénario sismique (magnitude et distance). Le spectre de réponse obtenu (UHS) est comparé avec le spectre réglementaire défini dans le règlement parasismique. Bien que le spectre de réponse calculé dans cette étude soit en conformité avec le spectre réglementaire pour les courtes périodes en termes d'amplitude et de contenu fréquentiel, il paraît clairement que le spectre réglementaire surestime significativement la réponse pour les structures flexibles (période fondamentale supérieure à 1,5 s). Une mise à jour du spectre réglementaire pour les longues périodes est nécessaire dans les futures révisions du RPA

Mots - clés : Aléa sismique, PSHA, GMPE, Spectre de Réponse, UHS, Désagrégation

Abstract - The study of seismic hazard and the definition of design seismic forces represent the first step in the seismic design of structures. In this article, in the first step, the PSHA probabilistic calculation method is presented briefly. Then, an application of this method for a rock site located in Algiers is conducted. The results obtained are presented here in the form of seismic hazard curves, response spectra and seismic scenario (magnitude and distance). The resulting response spectrum (UHS) is compared with the design spectrum defined in the seismic code. Although the response spectrum calculated in this study conforms well with the regulatory spectrum for short periods in terms of amplitude and frequency content, it is clear that the regulatory spectrum significantly overestimates the response for flexible structures (higher fundamental period to 1,5 s). An update of the regulatory spectrum for longer periods is required in future revisions to the RPA.

Keywords: Seismic hazard, PSHA, GMPE, response spectrum, UHS, Deaggregation



1-Introduction

L'Algérie a connu plusieurs séismes destructeurs dans son Histoire. Durant le dernier siècle, le séisme le plus violent est celui d'El Asnam (Chlef actuellement) de magnitude Ms 7,3. Il a causé plus de 2000 morts et la destruction quasi-totale de la ville de Chlef située à moins de 15 Km de l'épicentre. Le gouvernement algérien a décidé donc de mettre en place le règlement parasismique de construction dans sa première version appelée RPA 81. Depuis, plusieurs modifications et mises à jour de ce règlement ont été effectuées conjointement avec l'évolution des connaissances en aléa sismique et génie parasismique (RPA 83, RPA 88, RPA 99 et RPA 99 version 2003 suite au séisme de Boumerdès en 2003).

La prévention du risque sismique dans la plupart des codes parasismiques implique donc en premier lieu l'établissement d'un zonage sismique sur la base des résultats du calcul de l'aléa sismique. La force sismique à considérer dans le calcul des structures est définie pour chaque zone par le pic d'accélération (PGA) et le spectre de réponse ou les accélérogrammes.

En effet, deux approches existent dans la littérature pour le calcul de l'aléa sismique : l'approche probabiliste et l'approche déterministe. La première consiste à calculer la probabilité de dépassement de chaque niveau d'intensité sismique pour un site spécifique en considérant toutes les sources sismiques qui existent dans la région, l'occurrence des séismes est souvent modélisée par un processus de Poisson ainsi que l'occurrence des accélérations (ou l'occurrence d'une accélération supérieure à un niveau cible). La probabilité de dépassement est donc calculée sur la base du modèle de Poisson. Le résultat final est exprimé sous forme de courbe d'aléa sismique, carte d'aléa et spectre de réponse de type UHS (Uniform Hazard Spectrum) correspondant à toutes les sources sismiques actives. En revanche, l'approche déterministe consiste en la sélection d'une seule source (une faille bien caractérisée par sa magnitude maximale et sa distance par rapport au site) qui provoque une intensité sismique

maximale au niveau du site choisi pour la construction.

Le premier zonage sismique en Algérie mis en application reposait essentiellement sur l'étude probabiliste d'aléa sismique réalisée par (Mortgat et Shah [1]) dont le catalogue utilisé couvre la période 1790-1975. Bezzeghoud et al., [2] ont publié une mise à jour de toutes ces cartes à partir d'un catalogue de la sismicité algérienne compilé pour la période de 1365-1992. Dans cette carte sept zones ont été définies, il s'agit des zones aux intensités de X-XI, X, IX, VIII, VII, VI et $\leq V$. Depuis, d'autres études plus détaillées, ont été réalisées pour différentes régions d'Algérie à l'exemple de Chlef (WCC [3]), Alger (CGS – Geomatrix, [4]), Oran (Bouhadad et al., [10,11]). D'autres études ont concerné tout le territoire telles que (Hamdache et al., [6], Aoudia et al., [7], Pelaez et al., [8,9]).

Dans les deux méthodes probabiliste et déterministe, l'étude de l'aléa sismique repose sur deux éléments principaux : 1) le modèle sismotectonique qui définit la sismicité pour les différentes sources et les failles actives ; 2) le modèle de propagation des ondes sismiques générées de l'hypocentre jusqu'au site de l'étude. Dans cette étude, le modèle de sismicité utilisé est basé sur un catalogue de sismicité récent et disponible sur le Net (Hamdache et al., [12,9]). Ce dernier est mis à jour manuellement pour couvrir la sismicité allant jusqu'à 2017. Le zonage sismotectonique adopté est celui défini par Aoudia et al., [7] avec quelques modifications apportées pour tenir compte de la sismicité. Par ailleurs, trois équations de prédiction du mouvement du sol GMPEs (loi d'atténuation) sont choisies pour modéliser la propagation des ondes. Il s'agit des modèles d'Akkar et al., [15], Boore et al., [17] et Laouami et al., [18]. Les résultats finaux du calcul, obtenus pour un site rocheux à Alger, sont présentés sous forme de courbes d'aléa et spectres de réponse et comparés avec le spectre réglementaire issu des RPA 99 (version 2003) [19].

2-Méthode d'analyse probabiliste de l'aléa sismique (PSHA)

2.1-Formulation mathématique

L'analyse probabiliste de l'aléa sismique consiste à déterminer les probabilités de dépassement de chaque niveau d'intensité sismique pour une période de temps donnée (la durée de vie de l'ouvrage par exemple). L'intensité sismique la plus utilisée dans les études probabilistes est le pic d'accélération ; mais la vitesse, le déplacement ou d'autres paramètres peuvent également être utilisés pour représenter le mouvement sismique.

Pour une accélération cible donnée A^* , la probabilité annuelle de dépassement de cette accélération cible est calculée comme suit (Cornell, [13]) :

$$\lambda_{A^*} =$$

$$\sum_{i=1}^N \lambda_i \int_{m=M_{min}}^{M_{max}} \int_r P[A > A^* | m, r] f_{Mi}(m) f_{Ri}(r) dm dr$$

(1) λ_{A^*} est le taux annuel de séismes de magnitude supérieure ou égale à la magnitude minimale choisie M_{min} pour la zone source i . $f_{Mi}(m)$ et $f_{Ri}(r)$ sont respectivement les fonctions de densité de probabilité en magnitude et distance. $P[A > A^* | m, r]$ est la probabilité qu'un séisme de magnitude m à la distance r du site engendre une accélération supérieure à A^* . Cette probabilité est calculée à partir d'une équation de propagation des ondes sismiques GMPes (figure 1).

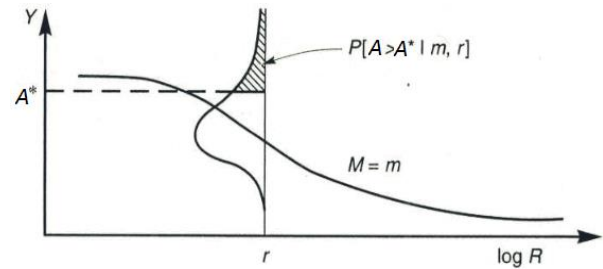


Figure 1 : Probabilité de dépassement de mouvement fort en fonction de la magnitude et de la distance

Figure 1: Exceedance probability of ground motion given magnitude and distance

2.2-Modèle sismotectonique

Le pays est situé sur la plaque africaine qui est en perpétuelle collision avec la plaque eurasiatique avec un taux de rapprochement de l'ordre de 5 mm/an. Cette géodynamique est à l'origine d'une sismicité importante diffusée dans la partie nord du pays. Plusieurs séismes destructeurs ont eu lieu dans cette région durant le dernier siècle, les plus violents sont les séismes d'El Asnam le 10/10/1980 et de Boumerdès le 21/05/2003.

Afin d'analyser l'aléa sismique, un modèle sismotectonique pour la région d'étude doit être développé à la lumière des études géologique, sismologique et historique. Ce modèle serait capable de prédire la distribution spatio-temporelle des séismes dans la région en fonction de leur taille (magnitude). Les sources sismiques dans le modèle peuvent être représentées de deux manières : soit par une faille sismique bien identifiée ou bien par une zone surfacique pour la sismicité diffuse. L'occurrence des séismes pour chaque source sismique est caractérisée par sa loi de récurrence appelée loi de Gutenberg Richter.

La figure 2 montre la distribution de la sismicité et les zones de source utilisées dans cette étude. Ce zonage est adapté à partir du modèle proposé par Aoudia et al., [7]. Ces zones sont modélisées comme étant des zones surfaciques dans lesquelles la sismicité se produit selon le modèle de Poisson. Cette hypothèse amène de nombreuses études probabilistes à « nettoyer » le catalogue de sismicité des répliques. Hamdache et al., [12] a proposé un catalogue « nettoyé » sans répliques et contenant donc uniquement les chocs principaux de magnitude supérieure à quatre ($M_w > 4$) et qui s'étend de l'an 856 à 2008. Ce catalogue est complété manuellement dans cette étude par des événements indépendants de magnitude $M > 4$ jusqu'à 2017 afin de mener le calcul d'aléa PSHA. Le logiciel Wizmap II est utilisé dans cette étude pour l'analyse de la sismicité([http://wizmap-](http://wizmap-ii.software.informer.com/)

[ii.software.informer.com/](http://wizmap-ii.software.informer.com/)). Les valeurs a et b de la loi de Gutenberg Richter [12] servant à calculer les taux annuels d'occurrence des séismes sont calculées. Ainsi, la valeur b est estimée pour chaque magnitude sur une période de temps appelée « date de complétude » où le catalogue est exhaustif pour cette magnitude. La valeur de b est calculée d'abord pour toute la région tellienne avec la prise en compte des magnitudes $M > 4$ en raison de la non-homogénéité temporelle et spatiale du catalogue. La figure 3 montre une valeur b égale à 0,68. Cette dernière est comparable avec celles calculées par d'autres auteurs (Hamdache, [12]; López Casado et al.,[14]). Ensuite, la valeur de a est calculée pour chaque zone sismique. Les valeurs des paramètres de sismicité calculés, pour les zones sources définies, sont récapitulées dans le tableau 1.

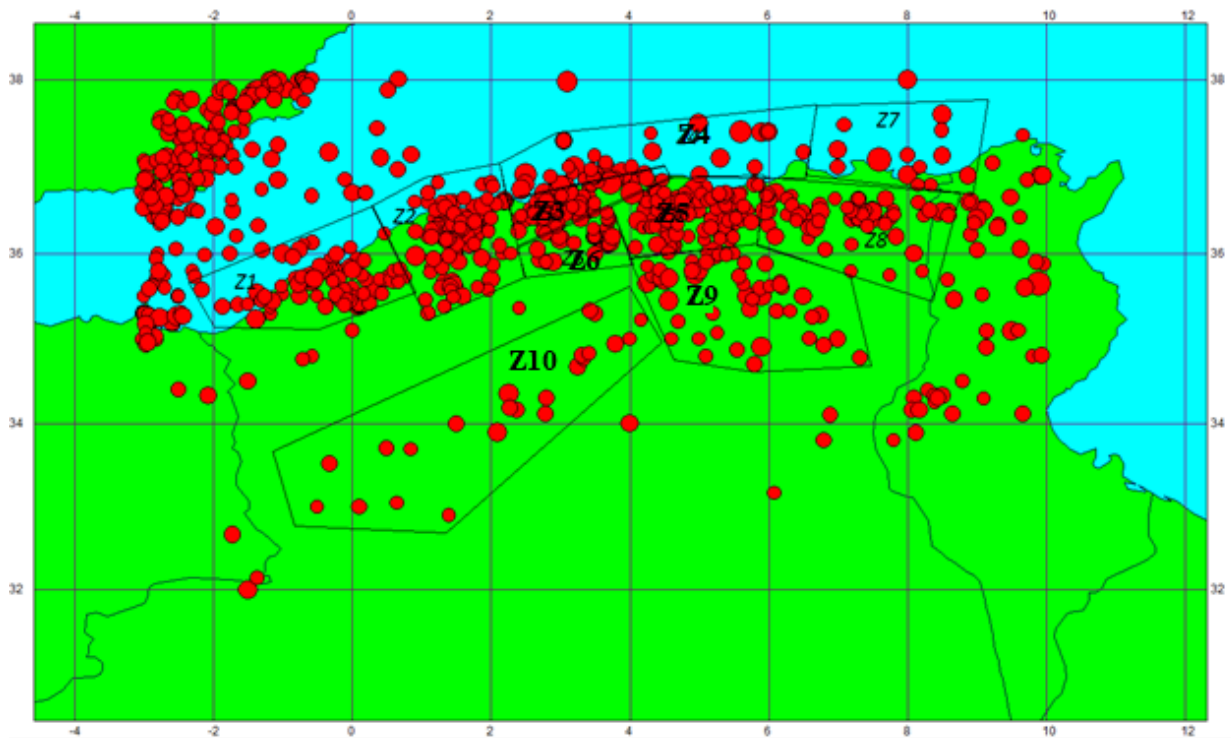


Figure 2 : Zonage sismique (Aoudia et al., [7])

Figure 2: Seismic Zoning (Aoudia & al., [7])

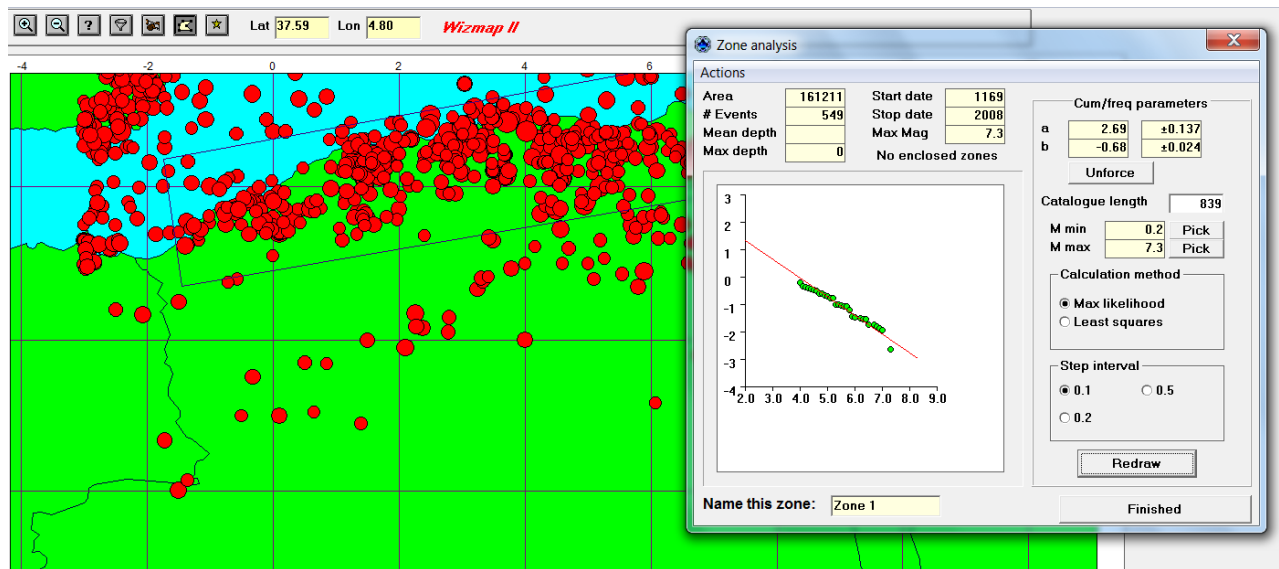


Figure 3 : Calcul de la val3 : de b pour tout le Nord algérien.

Figure 3: b value computation for the North of Algeria

Tableau 1 : les valeurs de a et b calculées pour toutes les zones sismiques.

Table 1: a and b values computed for each seismic zone.

	a	b	$\lambda(M_{min}=4)$	M_{max}
Z1	2.46	0.68±0.05	0.55±0.05	7.0±0.5
Z2	2.34	0.68±0.05	0.41±0.05	7.3±0.5
Z3	2.33	0.68±0.05	0.41±0.05	7.3±0.5
Z4	1.79	0.68±0.05	0.12±0.05	6.4±0.5
Z5	1.14	0.68±0.05	0.026±0.05	6.4±0.5
Z6	2.15	0.68±0.05	0.27±0.05	7.0±0.5
Z7	1.55	0.68±0.05	0.067±0.05	7.0±0.5
Z8	1.86	0.68±0.05	0.14±0.05	5.8±0.5
Z9	2.4	0.68±0.05	0.48±0.05	6.8±0.5
Z10	2.08	0.68±0.05	0.23±0.05	5.8±0.5

Des lignes sources sismiques (failles) peuvent être définies dans le modèle sismotectonique. En effet, plusieurs failles actives ou supposées actives sont mises en évidence par des travaux de recherches publiées dans la littérature. Cependant, une étude détaillée sur chaque faille est nécessaire afin d'estimer son taux d'activité. Pour cela, nous avons

considéré uniquement les zones de surface ce qui pourrait sous-estimer l'aléa sismique dans les sites proches de ces failles. Une étude spécifique est nécessaire pour les sites stratégiques avec prise en compte des failles actives dans le modèle des zones sismiques.

2.3-Sélection des équations de prédiction du mouvement fort (GMPMs)

Trois équations récentes de prédiction des mouvements du sol ont été choisies pour calculer l'accélération maximale et les accélérations spectrales (PGA et PSA). Ces modèles sont ceux développés par Laouami et al., [18], Boore et al., [17], Akkar et al., [15].

La relation d'Akkar et al., [15] est une mise à jour de la relation d'Akkar et al., [16]. Elle a été développée à partir d'une base de données composée de 1041 enregistrements et de 221 séismes de type crustal de la région européenne, le Moyen-Orient et les deux rives méditerranéennes. La distance à la surface R_{jb} est utilisée. Boore et al., [17] présentent une équation empirique pour des séismes peu

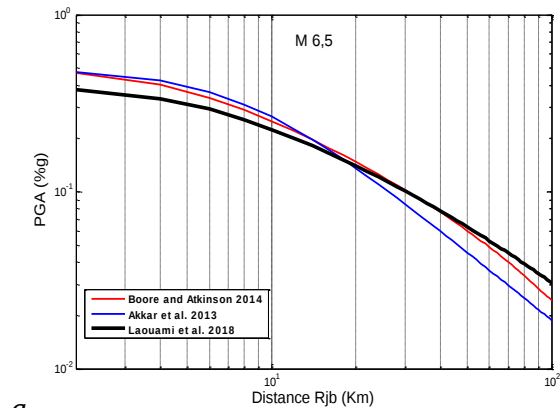
profonds pour la prédiction du PGA, PGV et PSA. Elle est développée avec l'utilisation de la base des données PEER (NGA- West2). L'effet du site dans cette loi est pris en compte en fonction de la vitesse moyenne des ondes de cisaillement de la partie supérieure du sol (profondeur 30m : V_{s30}). L'équation de Laouami et al., [18] a été développée récemment sur la base d'une banque de données contenant 1391 enregistrements et 153 séismes de type crustal avec plus de 700 signaux enregistrés en Algérie et le reste en zone euro-méditerranéenne, ce qui justifie largement son utilisation dans le

contexte algérien. La distance utilisée est la distance hypo-centrale. Le mécanisme inverse qui correspond à la plupart des séismes algériens a été utilisé. L'effet de site dans cette loi est pris en compte en fonction du type de sol (rocher, ferme et meuble). Le tableau 2 récapitule les différentes équations avec leurs caractéristiques et domaine de validité. La figure 4 montre la comparaison entre les 3 modèles en termes de : a) variation du PGA avec la distance, et b) variation du PSA avec la période pour un scénario ($M_w=6.5$, $R_{jb}=20$ Km).

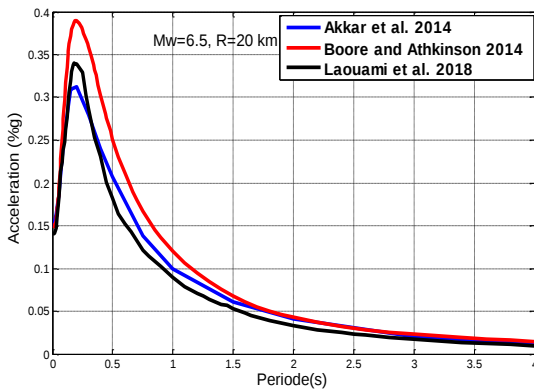
Tableau 2 : Caractéristiques des trois équations GMPEs utilisées

Table 2: Characteristics of selected GMPEs for this study

	Database	M	M	R(km)	période	Classification des sols	Mécanisme de faille
Akkar et al. (2013)	Europe, Moyen-Orient et région méditerranéenne	M_w	5.0-7.6	R_{jb}	0.05-3.0s	Fonction continue de $V_{s30m/s}$.	N, R, S
Boore et al. (2014)	Worldwide	M_w	4.2-7.9	R_{jb}	0.01-10.0s	Fonction continue de $V_{s30m/s}$.	N, R, S
Laouami et al. (2018)	Algérie et Euro-Méditerranée	M_w	3.0 – 7.4	R hypo	0.02-4.0s	$V_{s30} < 360$ Meuble à très meuble $360 \leq V_{s30} < 760$ Ferme $V_{s30} \geq 760m/s$ Rocher	R



a



b

Figure 4 : Comparaison entre les équations de prédictions du mouvement fort (GMPEs) choisies dans cette étude : a) PGA ($M_w 6.5$) et b) spectre de réponse ($M_w 6.5$, R 20 km).

Figure 4: Comparison of ground motion equations selected in this study: a) PGA ($M_w 6.5$) and b) response spectrum ($M_w 6.5$, R 20km).

2.4-Constitution de l'arbre logique

L'aléa sismique pour le site choisi dans la région d'Alger est calculé en préparant un fichier input (entrée) qui contient toutes les caractéristiques des zones de surface définies précédemment ainsi que les trois équations de prédictions GMPEs. Le calcul de l'aléa sismique est le domaine des incertitudes par excellence. La prise en compte de ces incertitudes est possible grâce à l'utilisation de l'arbre logique. En effet, l'arbre logique permet de mener le calcul d'aléa correspondant à tous les choix possibles des paramètres alternatifs du modèle à

savoir le choix des équations GMPEs, la valeur de b , magnitude maximale M_{max} , magnitude minimale M_{min} .

Ainsi, un poids de 0.4 est attribué à l'équation de Laouami et al., [18], les deux autres lois ont un poids de 0.3 pour chaque équation. La figure 5 montre l'arbre logique adopté dans cette étude.

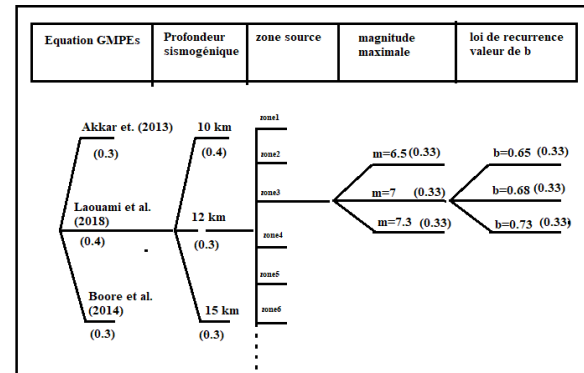


Figure 5 : Arbre logique élaboré pour PSHA.

Figure 5 : Logic tree elaborated for PSHA

3-Application et discussion des résultats

3.1-Courbes d'aléa sismique

Les courbes d'aléa sont généralement calculées pour le PGA. Elles donnent la probabilité annuelle de dépassement pour chaque niveau d'intensité sismique (PGA, PSA), le modèle de Poisson est considéré pour le calcul de la probabilité de dépassement pour chaque fréquence d'occurrence (l'inverse de la période de retour). Nous avons choisi un site situé à Alger de coordonnée 3,04E et 36,75N et considéré comme un site rocheux dont la vitesse de cisaillement dans les premiers trente mètres (V_{s30}) est supérieure à 800 m/s. Les pics d'accélération (PGA) sont obtenus pour chaque probabilité annuelle de dépassement (figure 6a). Une valeur moyenne de $PGA = 0,24g$ est obtenue pour une période de retour de 475 ans, ce qui correspond à une probabilité de dépassement de 10% en une période de 50 ans. Le tableau 3 montre les valeurs obtenues pour chaque période de retour. La dispersion des résultats (figure 6b.) autour de la courbe

moyenne montre l'importance des incertitudes liée aux paramètres pris en compte dans l'arbre logique. Pour une période de retour de 1000 ans par exemple, l'accélération obtenue varie entre 0.26 et 0.38g. L'analyse en détail de l'origine de ces incertitudes est d'une grande importance afin de réduire la dispersion des résultats pour une meilleure caractérisation du risque sismique en Algérie.

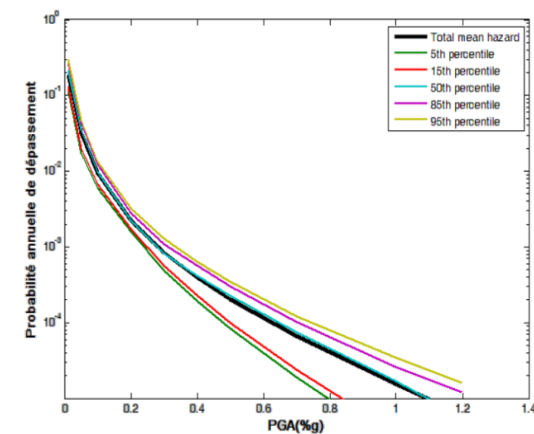
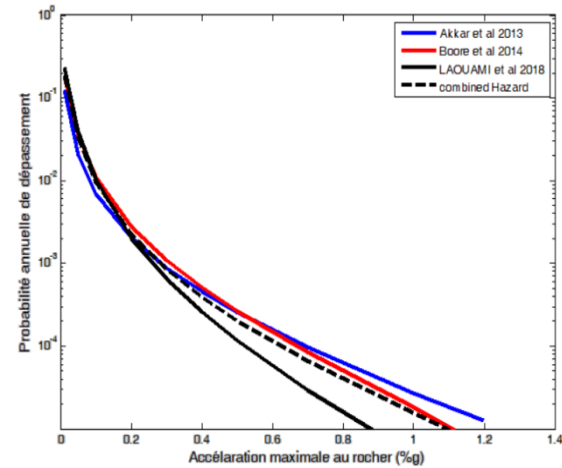
L'incertitude liée au choix de l'équation de prédiction GMPE dans le calcul d'aléa est prise en compte dans cette analyse. La figure 6a montre les courbes d'aléa obtenues pour chaque équation. Les courbes tracées mettent en évidence une faible dispersion des équations d'atténuation choisies jusqu'à une période de retour $T = 2000$ ans (probabilité annuelle de dépassement = 0.0005). L'incertitude épistémique dans le choix de ces équations GMPEs (figure4) n'influe pas significativement sur le résultat obtenu jusqu'à une période de retour de 2000 ans. Pour les périodes de retour supérieures à 2000 ans, la dispersion des résultats augmente. Une analyse des incertitudes détaillée pour les grandes périodes de retour est nécessaire afin de comprendre l'impact de chaque élément défini dans l'arbre logique sur le résultat final.

Tableau 3 : Valeurs d'accélération PGA pour les différentes périodes de retour

Table 3: Obtained PGA values for different return period

Période de retour (ans)	PGA (%g)
100	0.11
200	0.16
475	0.24
975	0.32
2475	0.41

a.)



b.)

Figure 6 : Courbe d'aléa sismique pour un site rocheux à Alger : a) effet des différents GMPE's ; b) dispersion des résultats due aux incertitudes épistémiques.

Figure 6: Hazard curves for rock site: a) different GMPEs; b) dispersion of results due to epistemic uncertainty

3.2-Choix du Scénario (Désagrégation)

Les résultats obtenus par la méthode PSHA sous forme de courbe d'aléa sismique correspondent à toutes les sources sismiques définies dans le modèle sismotectonique. Or, les Ingénieurs ont souvent besoin de scénarii sismiques en termes de magnitude et distance pour choisir les accélérographes dans le calcul non-linéaire des structures. Ainsi, choisir un

séisme pour un scénario raisonnable dans les études de risque urbain est une étape indispensable. Le scénario raisonnable choisi peut être obtenu avec la technique de désagrégation pour chaque période de retour. Cette technique permet de calculer l'impact de chaque couple magnitude-distance sur la probabilité de dépassement de chaque niveau d'intensité sismique.

L'analyse de désagrégation est effectuée pour la valeur de $PGA=0.24g$ qui correspond à une période de retour de 475 ans. La figure 7 montre les résultats obtenus. Une distribution uniforme pour les séismes en champs proche caractérise l'aléa sismique pour le PGA. Les séismes de distance entre 5 et 25 km et les magnitudes de 5 à 6.5 dominent l'aléa sismique à Alger. Le séisme moyen obtenu pour cette analyse est celui ayant ($M_u=6.0$, $R_u=25$ km). Il correspond à une période de retour de 475 ans.

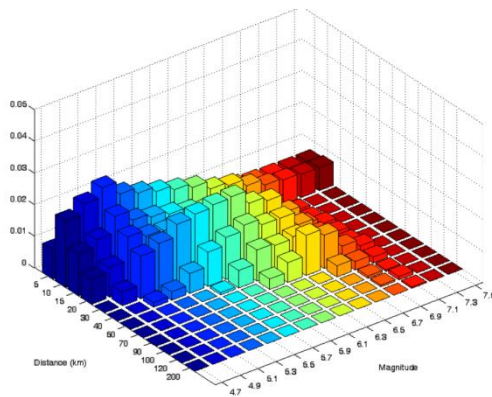


Figure 7 : Désagrégation du PGA pour une PR de 475 ans ($M_u=6.0$, $R_u=25$ km)

Figure 7: PGA deaggregation for 475 years RP ($M_u=6.0$, $R_u=25$ km)

3.3-Spectre de réponse (Uniform Hazard Spectrum UHS)

Le spectre de réponse est largement utilisé par les Ingénieurs pour considérer la force sismique dans le calcul dynamique des structures par la méthode modale spectrale. En effet, les spectres de réponse réglementaires sont élaborés généralement sur la base d'un calcul probabiliste pour une période de retour de 475 ans. Dans

cette étude, le spectre de réponse appelé UHS (Uniform Hazard Spectrum) est calculé par la méthode PSHA pour les différentes périodes de retour (figure 9). Les spectres obtenus pour la période de retour $T=475$ ans et $T=975$ ans sont comparés avec le spectre réglementaire défini dans les RPA 2003 (figure 10). La comparaison fait ressortir une bonne concordance en termes de contenu fréquentiel. Le spectre à $T=475$ ans présente des amplitudes inférieures par rapport au spectre réglementaire. La non-prise en compte des failles sismiques actives peut expliquer cette différence. L'analyse de plusieurs scénarii et une confrontation avec la base de données accélérométriques algérienne sont nécessaires pour une mise à jour du spectre réglementaire dans les prochaines révisions du règlement.

La figure 10 montre également une comparaison du spectre UHS calculé (475 et 975 ans) avec le spectre de réponse des enregistrements du séisme de Boumerdès du 21/05/2003 ($M_w 6.8$) au niveau de la station accélérométrique de Keddara située à environ 20 km de l'hypocentre. On remarque une bonne similitude entre le spectre UHS et le spectre de réponse des enregistrements de Keddara dans la range de période des structures de 0,1s à 2s. L'amplitude spectrale moyenne de l'UHS qui semble être sous-estimée par rapport au spectre des enregistrements de la station de Keddara pour les basses périodes s'explique par la magnitude du séisme de Boumerdès ($M_w=6.8$) supérieure à celle du scénario sismique obtenu par la désagrégation (figure 7). Cependant, pour les longues périodes (structures flexibles), il est clair que les enregistrements de Keddara donnent des réponses maximales inférieures aux valeurs obtenues par l'UHS. Une attention particulière pour le choix des accélérogrammes dans l'analyse non linéaire des structures doit être faite en fonction du type de la structure et du niveau de risque décidé.

4-Conclusion

Les résultats de l'analyse PSHA pour un site rocheux situé à Alger sont présentés dans cet article sous forme de courbes d'aléa pour le PGA. L'analyse de désagrégation est menée afin de définir les différents scénari sismiques possibles en termes de magnitude et distance (**M** et **R**) correspondant à la période de retour de 475 ans. Ces résultats montrent en général que le risque sismique à Alger, en terme d'accélération, est de l'ordre de 0,25g pour 475ans, 0,3g pour 1000ans et 0,38g pour 2500 ans. Le scénario moyen issu de la désagrégation est de l'ordre de $\mu = 6.2$ à une distance de $R=25$ km entre le site et l'hypocentre du futur séisme. Une dispersion des résultats obtenus autour de la valeur moyenne semble être importante et cela est dû à l'importance des incertitudes liée à plusieurs paramètres à savoir : la magnitude minimale M_{min} , magnitude maximale M_{max} et le choix de l'équation de prédiction GMPE.

En plus, le spectre de réponse de type UHS est calculé dans cette étude. Il a été comparé avec le spectre réglementaire défini dans le règlement parasismique. Bien que le spectre de réponse calculé dans cette étude soit conforme avec le spectre réglementaire pour les courtes périodes, il paraît clairement que le spectre réglementaire surestime significativement les accélérations pour les structures flexibles (période fondamentale supérieure à 1,5 s. En comparant le spectre de réponse UHS avec celui de l'enregistrement du séisme de Boumerdès à Keddara ($M=6.8$, 20 km), on peut constater clairement qu'il y a une sous-estimation des accélérations dans les hautes fréquences. Cela pourrait être expliqué par la taille importante du séisme et la proximité de la station de l'hypocentre. Cette différence a été observée dans plusieurs cas de séismes forts dans les zones épicentrales [20].

Le choix des accélérogrammes dans les analyses non linéaires est une étape clé. Les résultats de désagrégation peuvent aider les Ingénieurs à choisir les magnitudes et distance à retenir. Ce scénario dépend aussi bien du niveau

de risque de l'analyse que du type de structure (rigide ou flexible).

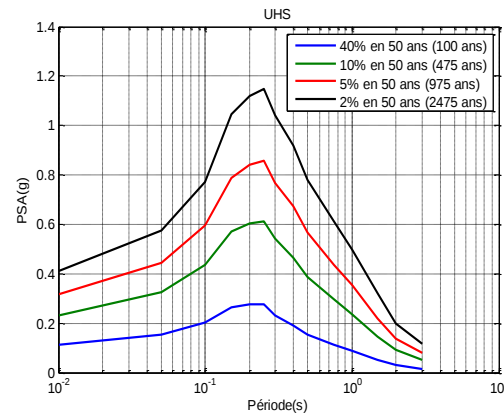


Figure 9 : Spectre de réponse (UHS) pour les différents périodes de retour (100, 475, 975 et 2475 ans)

Figure 9: response spectrum (UHS) for 100, 475, 975 and 2475 years return period.

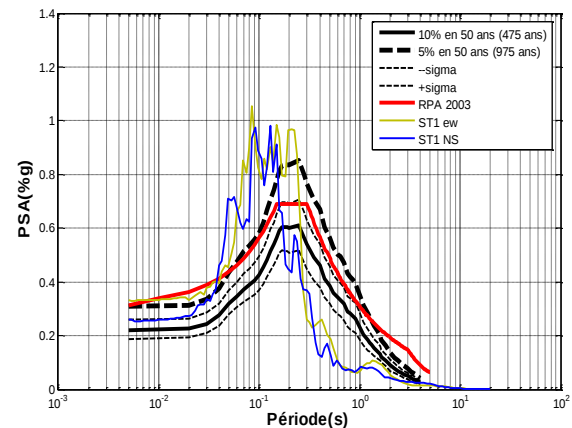


Figure 10 : Comparaison du spectre à risque uniforme avec le spectre réglementaire (RPA2003) et les spectres enregistrés par la station de Keddara lors du séisme de Boumerdès ($M_w=6.8$) du 21/05/2003.

Figure 10: Comparison of UHS with spectrum design code (RPA2003) and spectrum of recorded motions of $M_w=6.8$ earthquake at Keddara station.

Références bibliographiques

- [1] Mortgat CP, Shah H.C., (1978) Seismic hazard analysis of Algeria. Technical report, the John A Blume Earthquake Engineering Center, California, p 97
- [2] Bezzeghoud M., Ayadi A., Sebaï A., Aït Messaoud M., Mokrane A. and Benhallou H., (1996), *Seismicity of Algeria between 1365 and 1989: Map of Maximum Observed Intensities (MOI)*. Avances en Geofísica y Geodesia, Ministeria de Obras Publicas, Transportes y medio Ambiente, volumen num. 1.
- [3] Woodward Clyde consultants (WCC) (1984) Microzonation sismique de la région de Ech-chelif. Technical report V1, p 145
- [4] Geomatrix, CGS (1998) *Probabilistic seismic hazard assessment in the Algiers region*. Technical report, p 68
- [5] Benouar D., (1994), Materials for the investigation of the seismicity of Algeria and adjacent regions during the twentieth century. Ann Geofis XVII(4):459–860
- [6] Hamdache M., Bezzeghoud M., Mokrane A., (1998), *Estimation of seismic hazard parameters in the northern part of Algeria*. Pure Appl. Geophys 151:101-117.
- [7] Aoudia, A., Vaccari, F., Suhadolc, P., Meghraoui, M., *Seismogenic potential and earthquake hazard assessment in the Tell Atlas of Algeria* ». Journal of Seismology (2000) 4, 79-98
- [8] Peláez, J.A., Hamdache, M. and Lopez C, C., 2003. Seismic hazard in Northern Algeria using spatially smoothed seismicity. Results for peak ground acceleration. Tectonophysics. 372, 105-119.
- [9] Peláez, J.A., Hamdache, M., and López C, C., (2005). Updating the probabilistic seismic hazard values of northern Algeria with the 21 May 2003 M 6.8 Algiers earthquake included. Pure Appl. Geophys. 162, 2163-2177.
- [10] Bouhadad, Y. & Laouami N., 2002. *Earthquake hazard assessment in the Oran region (northwest Algeria)*. Journal natural hazard, 26, 3, 227-243.
- [11] Bouhadad, Y.; Nour, A., Slimani, A., Laouami, N.; Belhai, D., 2004. *The Boumerdès (Algeria) earthquake of May 21, 2003 MW=6.8): Ground deformation and intensity*. J. of Seismology, 8, 497-506.
- [12] Hamdache, M., Pelaez J.A., Talbi, A., and Lopez Casado, C., (2010). A unified catalog of main earthquakes for Northern Algeria from A.D. 856 to 2008. Seism. Res. Lett. 81, 732-739.
- [13] Cornell, C. A., 1968, *Engineering seismic risk analysis*. Bull. seismol. Soc. Am., 58, 1583- 1606.
- [14] Lopez C, C., Molina, S., Giner, J.J. and Delgado, J., 2000. Magnitude-Intensity relationships in the Ibero-Magrebhian region. Nat. Hazards 22, 269-294
- [15] Akkar. S., Sandikaya M. A., Bommer, J, J. (2013) *Empirical ground-motion models for point- and extended-source crustal earthquake scenarios in Europe and the Middle East*
- [16] Akkar S, Bommer J.J., (2010) *Empirical equations for the Prediction of PGA, PGV, and Spectral Accelerations in Europe, the Mediterranean Region, and the Middle East*. Seismological Research Letters 81:195–206.
- [17] Boore, D. M., Stewart J. P., Sayhane E. and Atkinson G. M., (2014), *NGA-West 2 equation for prediction PGA, PGV and 5% damped PSA for shallow crustal earthquakes*, Earthquake Spectra. Vol 30, p 1057-1085
- [18] Laouami, N., Sliman N., Larbes S., (2018) Ground motion prediction equation for Algeria and surrounding region using site classification based H/V spectral ratio. Bulletin Earthquake Engineering (2018) 16:2653–2684. doi.org/10.1007/s10518-018-0310-3.
- [19] RPA-99, 2003. Règles Parasismiques Algériennes 1999 (version 2003). Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, (CGS). Alger
- [20] Iunio I., Giorgio M., Pasquale C., (2018). The peak over the design threshold in strong earthquakes Bulletin of Earthquake Engineering. DOI:10.1007/s10518-018-0503-9



ANALYSE DES PLAQUES SANDWICHES FGM SOUS L'EFFET DES CHARGES MÉCANIQUES ET DANS UN ENVIRONNEMENT THERMIQUE

ANALYSIS OF FGM SANDWICH PLATES UNDER THE EFFECT OF MECHANICAL LOADS AND IN A THERMAL ENVIRONMENT

SAOULA Abdelkader¹, BOUDERBA Bachir².

¹ Université Ibn Khaldoun de Tiaret, BP 78 Zaaroura, 14000, Algérie, e-mail :

saoulaaek@hotmail.com

² Centre universitaire El Wancharissi, Ben Hamouda BP 38004 Tissemsilt, Algérie, e-mail :

bouderbabachir38@yahoo.fr

Réception : 31/05/2018

Acceptation : 12/ 07/2018

Publication : 08/01/2019

Résumé : L'objectif de cet article est de présenter un modèle qui utilise une nouvelle fonction de gauchissement pour l'analyse en flexion des plaques sandwiches fonctionnellement graduées « FGM » simplement appuyées sous des charges mécaniques et dans un environnement thermique. La nouvelle fonction de cisaillement doit satisfaire la nullité des contraintes de cisaillement transverse aux surfaces supérieures et inférieures de la plaque. Les propriétés matérielles de la plaque sandwich FGM varient selon une distribution de loi de puissance en termes de fraction volumique des différents constituants. Les résultats numériques obtenus par notre analyse sont présentés et comparés avec ceux disponibles dans la littérature (la théorie classique, la théorie de déformation de cisaillement du premier ordre et les autres théories d'ordre supérieur). Les résultats sont en bon accord avec la solution de Reddy (la théorie de déformation de cisaillement du troisième ordre -TSDT-).

Mots - clés : FGM, Plaques sandwiches, Fonction de gauchissement, Charges thermiques.

Abstract: The purpose of this paper is to present a model that uses a new warping function for bending analysis of functionally graded "FGM" sandwich plates simply supported under mechanical loads and in a thermal environment. The new shear function must satisfy the nullity of transverse shear stresses at the upper and lower faces of the plate. The material properties of the FGM sandwich plate vary according to a power law distribution in terms of the volume fractions of the different constituents. The numerical results obtained by our analysis are presented and compared with those available in the literature (classical theory, first order shear deformation theory, and other higher order theories). The results are in good agreement with the Reddy solution (the third-order shear deformation theory -TSDT-).

Keywords: FGM, Sandwich plates, Warping function, Thermal loads.

1-Introduction

Les matériaux fonctionnels (FGMs) sont actuellement à l'avant-garde de la recherche sur les matériaux et bénéficient d'une attention mondiale, Réf.[1]. Ces nouveaux matériaux composites, connus en tant que matière à fonction graduée (FGM), sont largement utilisés dans les applications d'ingénierie en raison de leur résistance à gradient élevé de température tout en maintenant l'intégrité structurale, Réf.[2]. Ils sont généralement fabriqués à partir d'un mélange de céramique et de métaux pour atteindre l'exigence importante des propriétés du matériau. Les avantages considérables offerts par les FGMs par rapport aux matériaux conventionnels et la nécessité de surmonter les

défis techniques liés aux environnements à haute température ont conduit à une utilisation accrue des structures sandwiches et à incorporer dans leur construction les FGMs comme feuilles de façade, Réf.[1, 3]. Les matériaux composites sandwichs sont couramment utilisés dans les avions ainsi que dans de nombreuses sortes d'ouvrages de génie civil en raison de leurs excellents rapports de haute résistance/poids et rigidité/poids. Une construction avancée typique de deux plaques sandwichs constituées de ((a) : Céramique-FGM-Métal, (b) : FGM-Céramique-FGM), sont considérées dans le présent article. Les modèles classiques, voir par exemple Allen, Réf.[4] et Plantema, Réf.[5], ont supposé que les plaques frontales ont seulement une rigidité à la flexion, tandis que le noyau n'a qu'une rigidité au cisaillement. La plupart des modèles classiques

ignoraient les effets de l'âme transversalement flexible, tels que les changements de hauteur de la plaque sandwich, la non-linéarité du plan de coupe après déformation et les différentes conditions aux limites des feuilles de face supérieure et inférieure. Les propriétés matérielles varient de façon progressive et continue à travers l'épaisseur selon une distribution en loi de puissance de la fraction volumique des constituants.

Diverses théories de déformation de cisaillement ont été développées. On peut citer à titre d'exemple, celles d'Ambartsumain, Réf.[6], Kaczowski, Panc and Reissner, Réf. [7], Levy, Stein, Touratier, Réf. [8], Mantari, & al., Réf. [9], Mantari & al., Réf. [10], Karama & al., Réf. [11], Aydogdu, Réf. [12], Mantari & al., Réf. [13], El Meiche & al., Réf. [14], Soldatos, Réf. [15], Akavci and Tanrikulu, Réf. [16].

Reddy, Réf. [17, 18] a présenté la formulation théorique et modèles éléments finis à base de théorie de déformation de cisaillement du troisième ordre pour l'analyse statique et dynamique des plaques FGMs. Il a obtenu des solutions de Navier pour une plaque carrée simplement appuyée sous charge sinusoïdale distribuée, y compris l'effet de la déformation de cisaillement. Récemment, des modèles HSDT à cinq inconnues ont été développés pour des plaques sandwiches FGM à savoir : Zenkour, Réf. [19, 20, 21] a présenté une théorie de déformation de cisaillement généralisée pour l'analyse de flexion des plaques FGM où les propriétés matérielles de la plaque obéissent à une distribution en loi de puissance à travers l'épaisseur en termes de fraction de volume des constituants.

Dans ce travail, nous allons utiliser une nouvelle théorie hyperbolique de déformation de cisaillement pour analyser les plaques FGM sous l'effet des charges mécaniques et dans un environnement thermique. Cette fonction est utilisée dans le champ de déplacement pour tenir compte de la déformation de cisaillement. Des exemples numériques sont présentés pour examiner la précision et l'efficacité de la présente théorie en comparant les résultats obtenus avec ceux calculés à l'aide de diverses autres théories.

2-Formulations théoriques

Considérons deux plaques sandwiches, chacune est composée de trois couches. Pour la première, les couches sont de haut en bas : Céramique-FGM-Métal et pour la deuxième : FGM-Céramique-FGM (Fig. 1).

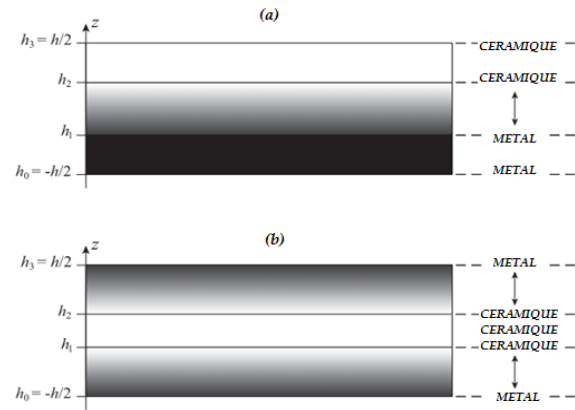


Figure 1: composition des plaques sandwich FGM :
(a) Céramique-FGM-Métal, (b) FGM-Céramique-FGM.

Figure 1: composition of FGM sandwich plates:
(a) Ceramic-FGM-Metal, (b) FGM-Ceramic-FGM.

Les plaques sont soumises à une charge sinusoïdalement distribuée $q(x,y)$ et un champ de température $T(x,y,z)$. Les propriétés matérielles P de la plaque sandwich en FGM sont telles que le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , et le coefficient de dilatation thermique α sont données par :

$$P(z) = P_M + (P_C - P_M) \left(\frac{1}{2} + \frac{z}{h} \right)^k \quad (1)$$

Où : P_C et P_M sont les propriétés correspondantes de la céramique et du métal, respectivement, et k l'exposant (l'indice) de la fraction volumique. La fraction volumique $V^{(n)}$ varie à travers l'épaisseur de la plaque sandwich suivant une simple loi de puissance et elle est donnée pour la plaque (a) comme suit :

$$\begin{aligned} V^{(1)} &= 0, & z &\in [h_0, h_1], \\ V^{(2)} &= \left(\frac{z-h_2}{h_3-h_2} \right)^k, & z &\in [h_1, h_2], \\ V^{(3)} &= 1, & z &\in [h_2, h_3] \end{aligned} \quad (2-a)$$

Et pour la plaque (b) :

$$V^{(1)} = \left(\frac{z-h_0}{h_1-h_0} \right)^k, \quad z \in [h_0, h_1], \quad (2-b)$$

$$V^{(2)} = 1, \quad z \in [h_1, h_2],$$

$$V^{(3)} = \left(\frac{z-h_3}{h_2-h_3} \right)^k, \quad z \in [h_2, h_3]$$

Le champ de déplacement d'un point matériel situé aux coordonnées (x, y, z) dans la plaque s'écrit comme suit :

$$\begin{aligned} U(x, y, z) &= u(x, y) - z \frac{\partial w}{\partial x} + g(z) \gamma_{xz}^0(x, y), \\ V(x, y, z) &= v(x, y) - z \frac{\partial w}{\partial y} + g(z) \gamma_{yz}^0(x, y), \quad (3) \\ W(x, y, z) &= w(x, y). \end{aligned}$$

Où U, V, W sont les déplacements dans les directions x, y, z respectivement ; u, v et w sont les déplacements du plan médian ; γ_{xz}^0 et γ_{yz}^0 sont les rotations des plans xz et yz dues à la flexion, respectivement ; g(z) est la fonction de gauchissement qui représente la fonction de forme déterminant la distribution des contraintes et des déformations transversales suivant l'épaisseur.

Le champ de déplacement de la théorie classique des plaques (CPT) est obtenu en posant g(z) = 0. La théorie du premier ordre (FSDT) est obtenue en posant g(z) = z.

En plus, la théorie des déformations du troisième ordre (TSDT) de Reddy, Réf.[17,18] est obtenue par :

$$g(z) = z \left(1 - \frac{4z^2}{3h^2} \right) \quad (4)$$

La théorie de déformation de cisaillement sinusoïdal (SSDT) de Touratier, Réf.[22] est déduite par :

$$g(z) = \frac{h}{\pi} \sin\left(\frac{\pi z}{h}\right) \quad (5)$$

En plus, la théorie de déformation de cisaillement exponentielle (ESDPT) de Karama M. et Mitsou S., Réf.[11] est obtenue en posant

$$g(z) = ze^{-2\left(\frac{z}{h}\right)^2} \quad (6)$$

La présente théorie de déformation de cisaillement sinusoïdal de Mechab et al., [23] est obtenue par :

$$\psi(z) = \left(\frac{z \cos\left(\frac{1}{2}\right) - h \sin\left(\frac{z}{h}\right)}{-1 + \cos\left(\frac{1}{2}\right) - 1 + \cos\left(\frac{1}{2}\right)} \right) \quad (7)$$

Les composantes de déformation sont liées aux déplacements proposés :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx}^0 \\ \varepsilon_{yy}^0 \\ \gamma_{xy}^0 \end{Bmatrix} + z \begin{Bmatrix} k_{xx} \\ k_{yy} \\ k_{xy} \end{Bmatrix} + g(z) \begin{Bmatrix} \eta_{xx} \\ \eta_{yy} \\ \eta_{xy} \end{Bmatrix} \quad (8)$$

$$\begin{Bmatrix} \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \end{Bmatrix} = g'(z) \begin{Bmatrix} \gamma_{yz}^0 \\ \gamma_{xz}^0 \end{Bmatrix} \quad (9)$$

Où (') indique la dérivée par rapport à z, avec :

$$\varepsilon_{xx}^0 = \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \varepsilon_{yy}^0 = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \gamma_{yz}^0 = \varphi_y, \quad \gamma_{xz}^0 = \varphi_x$$

$$\gamma_{xy}^0 = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}, \quad k_{xx} = -\frac{\partial^2 w}{\partial x^2},$$

$$\begin{aligned} k_{yy} &= -\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}, \quad k_{xy} = -2 \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}, \quad \eta_{xx} = \frac{\partial \varphi_x}{\partial x}, \\ \eta_{yy} &= \frac{\partial \varphi_y}{\partial y}, \quad \eta_{xy} = \frac{\partial \varphi_y}{\partial x} + \frac{\partial \varphi_x}{\partial y}. \end{aligned}$$

Les relations de contrainte-déformation pour la nième couche peuvent être exprimées par :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}^{(n)} = \begin{bmatrix} \frac{E}{1-\nu^2} & \frac{\nu E}{1-\nu^2} & 0 \\ \frac{\nu E}{1-\nu^2} & \frac{E}{1-\nu^2} & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} - \alpha^{(n)} T \\ \varepsilon_{yy} - \alpha^{(n)} T \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (10)$$

$$\begin{Bmatrix} \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix}^{(n)} = G^{(n)} \begin{Bmatrix} \gamma_{yz} \\ \gamma_{xz} \end{Bmatrix}^{(n)} \quad (11)$$

Où E⁽ⁿ⁾(z) et ν⁽ⁿ⁾(z) sont le module de Young et coefficient de Poisson. Le module de cisaillement G⁽ⁿ⁾(z) prend la forme :

$$G^{(n)} = \frac{E^{(n)}}{2(1 + \nu^{(n)})} \quad (12)$$

2.1- Equations d'équilibre

Les équations d'équilibre sont obtenues à partir du principe des déplacements virtuels :

$$\frac{\partial N_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial N_{xy}}{\partial y} = 0;$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial N_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial N_{yy}}{\partial y} &= 0; \\ \frac{\partial^2 M_{xx}}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_{yy}}{\partial y^2} + q &= 0; \\ \frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y} - Q_{xz} &= 0; \\ \frac{\partial S_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} - Q_{yz} &= 0 \end{aligned} \quad (13)$$

2.2- La solution exacte pour les plaques sandwiches FGM

Pour résoudre ce problème, Navier a présenté les charges transversales mécaniques et thermiques q et T_i et qui sont données comme suit :

$$\begin{Bmatrix} q \\ T_1 \\ T_2 \\ T_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} q_0 \\ \bar{T}_1 \\ \bar{T}_2 \\ \bar{T}_3 \end{Bmatrix} \sin(\lambda x) \sin(\mu y) \quad (14)$$

$$T(x, y, z) = T_1(x, y) + \frac{z}{h} T_2(x, y) + \frac{g(z)}{h} T_3(x, y) \quad (15)$$

Avec : $\lambda = \pi / a$, $\mu = \pi / b$, q_0 et T_i constants.

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \\ \varphi_x \\ \varphi_y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} U \cos(\lambda x) \sin(\mu y) \\ V \sin(\lambda x) \cos(\mu y) \\ W \sin(\lambda x) \sin(\mu y) \\ X \cos(\lambda x) \sin(\mu y) \\ Y \sin(\lambda x) \cos(\mu y) \end{Bmatrix} \quad (16)$$

Où : U , V , W , X et Y sont des paramètres arbitraires à déterminer sous condition que la solution de l'équation (Eq.16) satisfasse les équations d'équilibre (Eq.13).

On obtient l'équation opérateur suivante : $[C]\{\Delta\} = \{F\}$, avec : $\{\Delta\} = \{U, V, W, X, Y\}^t$, et $[C]$ est la matrice symétrique. Les composants du vecteur de force généralisé $\{F\} = \{F_1, F_2, F_3, F_4, F_5\}^t$ sont donnés par :

$$\begin{aligned} F_1 &= \lambda(A^T T_1 + B^T T_2 + {}^a B^T T_3), \\ F_2 &= \mu(A^T T_1 + B^T T_2 + {}^a B^T T_3), \\ F_3 &= -q_0 - h(\lambda^2 + \mu^2)[(B^T T_1 + D^T T_2 + {}^a D^T T_3)], \\ F_4 &= \lambda h({}^a B^T T_1 + {}^a D^T T_2 + {}^a F^T T_3), \\ F_5 &= \mu h({}^a B^T T_1 + {}^a D^T T_2 + {}^a F^T T_3) \end{aligned} \quad (17)$$

avec:

$$\begin{aligned} \{A^T, B^T, D^T\} &= \sum_{n=1}^3 \int_{h_{n-1}}^{h_n} \frac{E^{(n)}}{1 - \nu^{(n)}} \alpha^{(n)} \{1, \bar{z}, \bar{z}^2\} dz, \\ \{{}^a B^T, {}^a D^T, {}^a F^T\} &= \sum_{n=1}^3 \int_{h_{n-1}}^{h_n} \frac{E^{(n)}}{1 - \nu^{(n)}} \alpha^{(n)} \bar{g}(z) \{1, \bar{z}, \bar{g}(z)\} dz, \end{aligned} \quad (18)$$

dans laquelle : $\bar{z} = z/h$ et $\bar{g} = g(z)/h$.

3- Illustrations

Les propriétés matérielles utilisées sont :

- Métal (Titanium, Ti-6Al-4V) : $E_M = 66.2$ GPa ; $\nu = 1/3$; $\alpha_M = 10.3 \times (10^{-6}/C^\circ)$.
- Céramique (Zirconia, ZrO₂) : $E_C = 117.0$ GPa ; $\nu = 1/3$; $\alpha_C = 7.11 \times (10^{-6}/C^\circ)$.

Plusieurs configurations des plaques sandwiches sont représentées :

- La plaque (1-1-1), $h_1 = -h/6$ et $h_2 = h/6$.
- La plaque (2-1-2), $h_1 = -h/10$ et $h_2 = h/10$.
- La plaque (3-1-3), $h_1 = -h/14$ et $h_2 = h/14$.

Différentes grandeurs sont utilisées pour le chargement thermomécanique comme :

$$\begin{aligned} \text{déflexion : } W_f &= \\ \frac{10^3}{q_0 a^4 / (E_0 h^3) + 10^3 \alpha_0 T_2 a^2 / h} W \left(\frac{a}{2}, \frac{b}{2} \right) ; \end{aligned}$$

contrainte axiale :

$$\hat{\sigma}_{xx} = \frac{10}{q_0 a^2 / h^2 + 10 E_0 \alpha_0 T_2 a^2 / h^2} \sigma_{xx} \left(\frac{a}{2}, \frac{b}{2}, -\frac{h}{2} \right) ;$$

contrainte de cisaillement :

$$\hat{\tau}_{xz} = \frac{1}{q_0 a / h + E_0 \alpha_0 T_2 a / (10h)} \tau_{xz} \left(0, \frac{b}{2}, 0 \right).$$

Les valeurs de référence sont $E_0 = 1$ GPa et $\alpha_0 = 10^{-6}/K$. Le facteur de correction de cisaillement de FSDPT est fixé $K = 5/6$. Les résultats de la déflexion, les contraintes de cisaillement transverse et les contraintes normales pour les différentes configurations des plaques sandwiches en FGM soumises à une combinaison linéaire et non-linéaire de champ de température sont exposés dans les figures qui suivent.

Les figures 2a et 2b ci-dessous montrent la variation de la déflexion W_f en fonction de l'élancement (a/h) pour une plaque sandwich (1-1-1) soumise à un chargement uniquement mécanique ($q_0 = 100, T = 0$) et ce pour les deux types A et B avec $k = 2$. On remarque nettement que les résultats de la présente théorie sont identiques à ceux obtenus par les autres théories et ce pour les deux types de plaques A (1-1-1) et B (1-1-1). Les déflexions des plaques sandwiches en FGM diminuent à mesure que le rapport d'élancement (a/h) augmente.

Néanmoins, pour des rapports $a/h \geq 10$, la déflexion pour la plaque type A est moins importante par rapport à celle de type B.

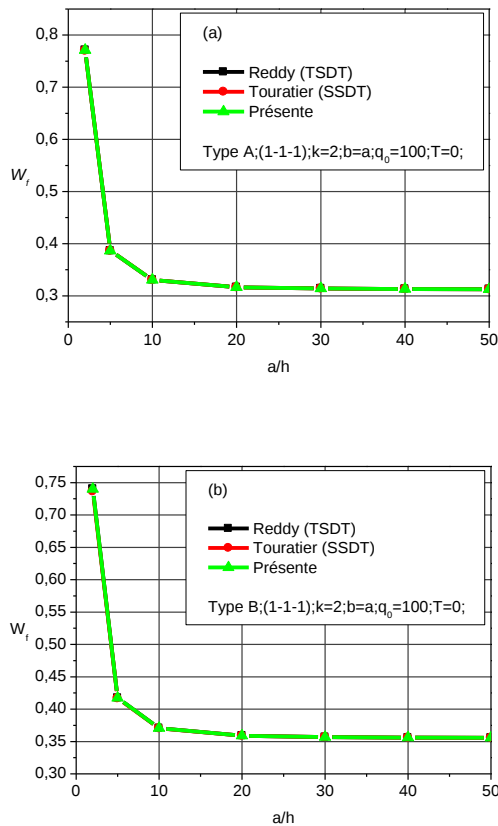


Figure 2: La déflexion W_f en fonction du rapport d'élancement (a/h) pour une plaque carrée sandwich type : (a) A(1-1-1) et (b) B(1-1-1) avec $k = 2$, sous l'effet des charges mécaniques ($q_0 = 100, T = 0$).

Figure 2: The deflection W_f as a function of the aspect ratio (a/h) for a square sandwich plate type: (a) A (1-1-1) and (b) B (1-1-1) with $k = 2$, under the effect of the mechanical loads ($q_0 = 100, T = 0$).

Les figures 3a et 3b ci-après illustrent la distribution à travers l'épaisseur de la contrainte de cisaillement transversal $\hat{\tau}_{xz}$ des plaques sandwiches FGM carrées de type A (1-1-1) et B(1-1-1) pour $k = 0$ et $a = 10h$. Les plaques sont soumises à un chargement mécanique et thermique ($q_0 = 100, T_1 = 0, T_2 = T_3 = 100$).

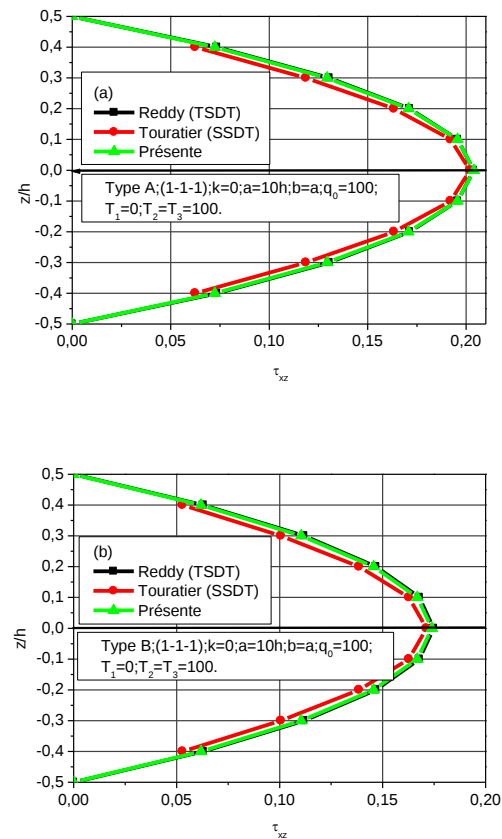


Figure 3: contrainte de cisaillement non dimensionnelle (τ_{xz}) à travers l'épaisseur d'une plaque sandwich carrée en FGM avec $q_0 = 100, T_1 = 0, T_2 = T_3 = 100$ et $a/h = 10, k = 0$: (a) plaque sandwich type A(1-1-1) et (b) plaque sandwich type B(1-1-1).

Figure 3: The non-dimensional shear stress (τ_{xz}) through the thickness of a square sandwich plate FGM with $q_0 = 100, T_1 = 0, T_2 = T_3 = 100$ and $a/h = 10, k = 0$: (a) sandwich plate type A (1-1-1) and (b) sandwich plate type B (1-1-1).

On remarque aussi que les résultats de la présente théorie sont semblables à ceux obtenus par la théorie (TSDT) et ce pour les deux types de plaques A(1-1-1) et B(1-1-1). Les valeurs maximales se produisent à un point situé sur le plan médian de chaque plaque et son amplitude est plus grande pour la plaque type A. Les valeurs obtenues montrent la grande influence jouée par les charges thermiques et les charges mécaniques sur l'analyse des contraintes de cisaillement transversal.

Pour les figures 4a et 4b, il s'agit de la variation de la déflexion W_f en fonction de l'élancement (a/h) pour les plaques sandwich A(1-1-1) et B(1-1-1) soumises à un chargement mécanique et thermique ($q_0 = 100, T = 100$).

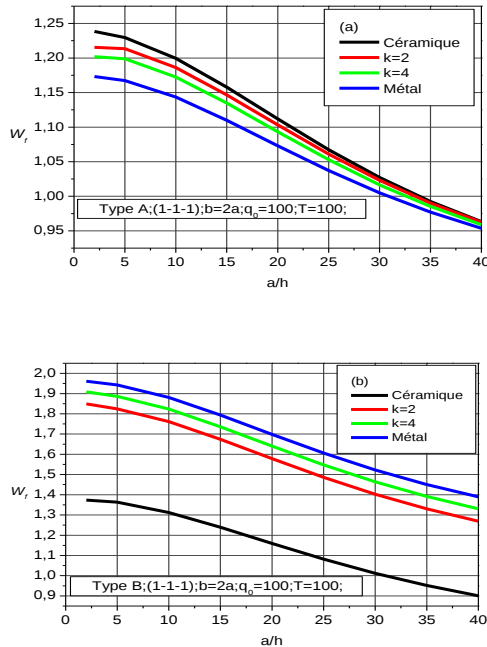


Figure 4: la déflexion W_f en fonction du rapport d'élancement (a/h) pour une plaque sandwich type (a) A(1-1-1) et (b) B(1-1-1) pour : céramique, $k=2$, $k=4$, métal avec : $b=2a$ sous l'effet des charges thermiques et mécaniques ($q_0 = 100, T = 100$).

Figure 4: The deflection W_f as a function of the aspect ratio (a/h) for a sandwich plate type (a) A (1-1-1) and (b) B (1-1-1) for : ceramic, $k = 2$, $k = 4$, metal with: $b = 2a$ under the effect of thermal and mechanical loads ($q_0 = 100, T = 100$).

Les déflexions des plaques sandwichs en FGM diminuent à mesure que le rapport d'élancement (a/h) augmente. Autrement dit, la déflexion de la plaque céramique se trouve à la plus grande amplitude et celle de la plaque métallique se trouve à la plus petite amplitude et ce pour le type A. Par contre, pour le type B, la déflexion de la plaque métallique se trouve à la plus grande amplitude et celle de la plaque céramique se trouve à la plus petite amplitude. Pour de grands rapports a/h , les déflexions de la plaque type A convergent vers les mêmes valeurs, tandis que

celles de la plaque type B sont toujours divergentes.

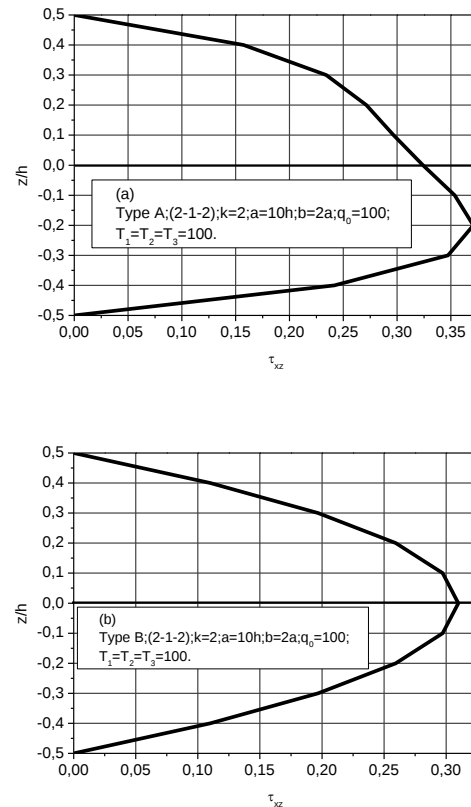


Figure 5: contrainte de cisaillement non dimensionnelle (τ_{xz}) à travers l'épaisseur pour une plaque sandwich type (a) A(2-1-2) et (b) B(2-1-2) avec : $b=2a$, $a/h=10$ et $k=2$ sous l'effet des charges thermiques et mécaniques ($q_0 = 100, T_1 = T_2 = T_3 = 100$).

Figure 5: Non-dimensional shear stress (τ_{xz}) across the thickness for a sandwich plate type (a) A (2-1-2) and (b) B (2-1-2) with: $b = 2a$, $a/h = 10$ and $k = 2$ under the effect of thermal and mechanical loads ($q_0 = 100, T_1 = T_2 = T_3 = 100$).

Dans les figures 5a et 5b, nous montrons la distribution à travers l'épaisseur de la contrainte de cisaillement transversal $\hat{\tau}_{xz}$ des plaques sandwichs FGM carrées de type A(2-1-2) et B(2-1-2) pour $k=2$ et $a=10h$. Les plaques sont soumises à un chargement mécanique et thermique ($q_0 = 100, T_1 = T_2 = T_3 = 100$). On notera que la valeur maximale se produit à un point situé sur le plan médian de la plaque B. Alors que pour la plaque A, cette même valeur se trouve à un rapport $z/h = -0,20$ (plaque métallique).

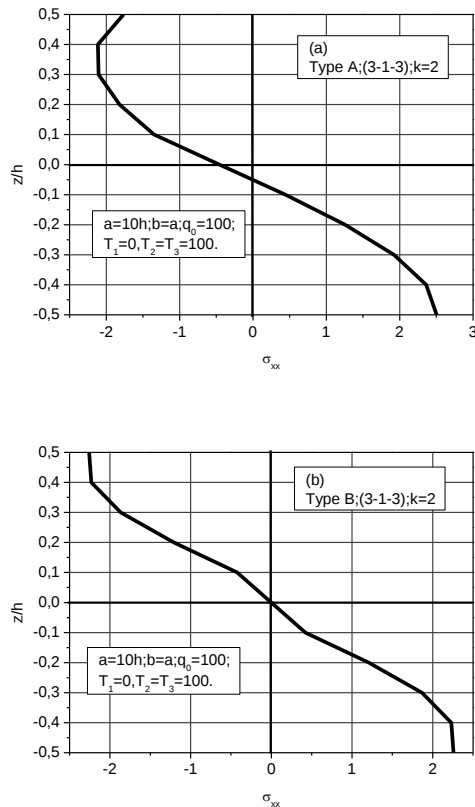


Figure 6 : contrainte normale non dimensionnelle (σ_{xx}) à travers l'épaisseur pour une plaque sandwich carrée type (a) A(3-1-3) et (b) B(3-1-3) avec : $a/h=10$ et $k=2$ sous l'effet des charges thermiques et mécaniques ($q_0 = 100, T_1 = 0, T_2 = T_3 = 100$).

Figure 6: The normal non-dimensional stress (σ_{xx}) across the thickness for a square sandwich plate type (a) A (3-1-3) and (b) B (3-1-3) with: $a/h = 10$ and $k = 2$ under the effect of thermal and mechanical loads ($q_0 = 100, T_1 = 0, T_2 = T_3 = 100$).

Les dernières figures 6a et 6b illustrent la distribution à travers l'épaisseur de la contrainte axiale $\hat{\sigma}_{xx}$ des plaques sandwiches FGM de type A(3-1-3) et B(3-1-3) pour $k=2$, $b=2a$ et $a=10h$. Le chargement mécanique et thermique des plaques correspond à ($q_0 = 100, T_1 = 0, T_2 = T_3 = 100$). La distribution des contraintes est asymétrique par rapport au plan médian et les valeurs maximales se trouvent au voisinage du milieu de la plaque céramique ($z/h=0,35$) ainsi qu'à la surfaces externe de la plaque métallique. Par contre, cette même distribution est symétrique pour la plaque type B où les contraintes sont nulles sur le plan médian

et les valeurs maximales se trouvent aux surfaces externes (plaques métalliques).

4- Conclusion

Dans le cadre de ce travail, un modèle a été proposé pour l'analyse des plaques homogènes et des plaques sandwiches en FGM sous l'effet de chargements mécaniques et thermiques. A cet effet, deux plaques ont été considérées : Céramique-FGM-Métal et FGM-Céramique-FGM. Plusieurs exemples ont été illustrés pour montrer les effets de changement des paramètres du matériau sur la déflexion et la distribution des contraintes et ce sous différentes conditions thermiques. Les résultats obtenus indiquent que les contraintes thermomécaniques peuvent être relaxées pour des paramètres du matériau donné. Ce modèle offre des solutions précises et fiables par comparaison avec les autres théories de déformation de cisaillement.

Dans son application technologique, cette caractéristique présente beaucoup d'avantages et permet de choisir des paramètres appropriés du matériau pour fabriquer les plaques en matériaux à gradient de propriétés, tout en respectant l'intégrité structurale dans le cas d'un champ de température élevé.

Références bibliographiques

- [1] Shen Shen H. and Rong Li S, "Postbuckling of Sandwich Plates with FGM Face Sheets and Temperature Dependent Properties," Compos: Part B 39, pp332–344, 2008.
- [2] Koizumi M., "FGM activities in Japan", Compos. B 28, pp1–4, 1997.
- [3] Zhao J., Li Y., Ai X., "Analysis of Transient Thermal Stress in Sandwich Plate with Functionally Graded Coatings", Thin Solid Films 516, pp 7581–7587, 2008.
- [4] Allen H.G., "Analysis and Design of Structural Sandwich Panels," Pergamon Press, London, 1969.
- [5] Plantema F.J., "Sandwich Construction," Wiley, New York, 1966.
- [6] Ambartsumyan, S. A., "On the theory of Anisotropic Shells and Plates, Non-



Homogeneity in Elasticity and Plasticity,” Symposium, Edited by Olszak W., Warsaw, September 2-9,1958.

[7] Reissner, E., Stavsky, Y., “*Bending and stretching of certain types of heterogeneous aeolotropic elastic plates*,” J Appl Mech-T-ASME, 28, pp 402–408,1961.

[8] Stein, M., “*Nonlinear theory for plates and shells including the effects of transverse shearing*,” AIAA J, 24, 9, pp 1537–1544,1986.

[9] Mantari, J.L., et al., “*Bending and free vibration analysis of isotropic and multilayered plates and shells by using a new accurate higher order shear deformation theory*” Compos Part B-Eng, 43,8, pp3348–3360,2012.

[10] Mantari, J.L., et al., “*A new trigonometric shear deformation theory for isotropic, laminated composite and sandwich plates*,” Int J Solids Struct, 49, 1, pp 43–53,2012.

[11] Karama, M., et al., “*Mechanical behavior of laminated composite beam by the new multi-layered laminated composite structures model with transverse shear stress continuity*,” Int J Solids Struct, 40, 6, pp 1525–1546,2003.

[12] Aydogdu, M., “*A new shear deformation theory for laminated composite plates*,” Compos Struct, 89, 1, pp 94–101,2009.

[13] Mantari, J.L., et al., “*A new tangential-exponential higher order shear deformation theory for advanced composite plates*,” Compos Part B-Eng, 60 (2014), pp 319–328, 2014.

[14] El Meiche, N. E., et al., “*A new hyperbolic shear deformation theory for buckling and vibration of functionally graded sandwich plate*,” Int J of Mech Sci, 53, 4, pp 237–247, 2011.

[15] Soldatos, K., “*A transverse shear deformation theory for homogeneous monoclinic plates*,” Acta Mech, 94, 3, pp 195–220,1992.

[16] Akavci, S.S., “*Two new hyperbolic shear displacement models for orthotropic laminated composite plates*,” Mech Compos Mater, 46, 2, pp 215–226, 2010.

[17] Reddy J.N., “*A simple higher-order theory for laminated composite plates*,” J. Appl Mech. 51,pp 745–752, 1984.

[18] Reddy J.N., “*Analysis of functionally graded plates*,” Int J Numer Method Eng. 47, pp 663–84, 2000.

[19] Zenkour A.M., “*A Comprehensive Analysis of Functionally Graded Sandwich Plates: Part-1 Deflection and Stresses*,” Int J.of Solids and Struct. 42, pp 5224–5242, 2005.

[20] Zenkour A.M., “*A Comprehensive Analysis of Functionally Graded Sandwich Plates: Part 2—Buckling and Free Vibration*,” Int J.of Solids and Struct. 42, pp 5243–5258, 2005.

[21] Zenkour AM., “*Generalized shear deformation theory for bending analysis of functionally graded plates*,” Appl Math Modell. 30, pp 67–84, 2006.

[22] Touratier M., “*An Efficient Standard Plate Theory*,” Int J. Eng Sci, 25, 16-901, 1991.

[23] Mechab, B., et al., “*Analysis of thick orthotropic laminated composite plates based on higher order shear deformation theory by the new function under thermo-mechanical loading*,” Compos Part B- Eng, 43, 3, pp 1453–1458, 2012.

MODÉLISATION DE L'ÉVAPORATION JOURNALIÈRE (EP) DES RÉSERVOIRS DE BARRAGES À L'AIDE D'UNE APPROCHE BASÉE SUR LES RÉSEAUX DE NEURONES À FONCTION DE RÉGRESSION GÉNÉRALE (GRNN) : CAS DU RÉSERVOIR DU BARRAGE D'EL AGRAM, JIJEL, A L'EST DE L'ALGÉRIE

MODELLING DAILY EVAPORATION (EP) FROM DAMS RESERVOIRS USING GENERALIZED REGRESSION NEURAL NETWORK BASED APPROACH: CASE STUDY OF EL AGRAM DAM RESERVOIR, JIJEL, EAST OF ALGERIA

Réception : 28 /10 /2018

Acceptation : 06/11/2018

Publication : 08/01/2019

SEBBAR Abderrazek^{*1}, HEDDAM Salim², DJEMILI Lakhdar³^{*1}Etudiant doctorant, Faculté des Sciences de l'ingénieur, Département d'Hydraulique, Université Badji-Mokhtar, Annaba, Algérie, e-mail: rsebbbar@yahoo.fr.²Maître de conférences (MCA), Faculté des Sciences, Département des Sciences Agronomiques, Section Hydraulique Agricole, Université 20 Août 1955, Route El Hadaik, BP 26, Skikda, Algérie, e-mail: heddamsalim@yahoo.fr.³Professeur, Faculté des Sciences de l'ingénieur, département d'Hydraulique, Université Badji-Mokhtar Annaba, Algérie, Algérie.lakhdardjemili@gmail.com

Résumé : le réseau de neurones à fonction de régression générale (GRNN) a été appliqué pour estimer l'évaporation journalière (EP) du réservoir du barrage EL AGRAM, dans la wilaya de Jijel, dans l'Est de l'Algérie, à l'aide de quatre données de variables climatiques mesurées. Pour démontrer la capacité et la robustesse du modèle GRNN, nous avons utilisé des données pour une période de 13 ans allant de 2003 à 2015. Pour développer les modèles, nous avons utilisé quatre variables d'entrée mesurées au pas de temps journalier, à savoir, la température journalière maximale de l'air ($T_{\max}$), la température journalière minimale de l'air ($T_{\min}$), la vitesse journalière du vent (W_s) et l'humidité relative journalière (H%). Les performances des modèles ont été évaluées à l'aide de la racine carrée de l'erreur quadratique moyenne (RMSE), l'erreur absolue moyenne (MAE), l'indice de Willmott (WI) et le coefficient de corrélation (R). Le modèle GRNN proposé a été comparé aux régressions linéaires multiples (MLR) en ce qui concerne leur capacité à modéliser l'EP journalière. D'après les résultats obtenus, il a été constaté que : (i) l'EP pouvait être estimée avec succès à l'aide du modèle GRNN ; (ii) le modèle GRNN, qui utilise les quatre variables d'entrée, est le meilleur modèle parmi tous les autres modèles testés. Les valeurs de R, WI, RMSE et MAE calculées pour les données de test étaient respectivement de 0.804, 0.879, 1.638 et 1.252.

Mots – clés : Modélisation, évaporation, GRNN, RLM, Barrage, EL AGRAM, Jijel.

Abstract: A generalized regression neural network (GRNN) has been applied to estimate daily evaporation (EP) from EL AGRAM Dam reservoir, Jijel, East of Algeria, by using four measured climatic variables data. To demonstrate the capability and robustness of the GRNN model, we used data for a period of 13 years: 2003 to 2015. For developing the models, we used four input variables measured at daily time step, namely, daily maximum air temperature ($T_{\max}$), daily minimum air temperature ($T_{\min}$), daily wind speed (W_s) and daily relative humidity (H%). The performances of the models were evaluated using the root mean square error (RMSE), mean absolute error (MAE), Willmott's Index (WI), and correlation coefficient (R) statistics. The proposed GRNN model was compared to the multiple linear regressions (MLR) with respect to their capability for modelling daily EP. According to the results obtained, it was found that: (i) the EP could be successfully estimated using the GRNN model; and (ii) the GRNN model, which uses all the four input variables is the best model among all others tested models. The R, WI, RMSE and MAE values calculated for the testing data were 0.804, 0.879, 1.638, and 1.252, respectively.

Keywords: Modeling, evaporation, GRNN, MLR, Dams, EL AGRAM, Jijel.

1. Introduction

Evaporation (EP) is a physical process requiring two basic conditions (Penman, 1948, 1956): (i) an energy supply to provide heat for vaporization; (ii) some transport mechanism for removing vapor for the evaporating surface (Meyer et al. 1989). Evaporation (EP) is a compound term describing the physical process of water transfer into the atmosphere by evaporation from soil and water surface; EP constitutes an important component of the hydrologic balance. However, it is difficult to accurately estimate EP because of complex interactions between the components of the land and atmosphere systems. Temperature, wind speed, atmospheric pressure, and solar radiation could all influence the amount of evaporation. In hydrological practice, the estimation can be achieved by direct or indirect methods. One of the direct methods for evaporation measurements is Pan Evaporation. Indirect methods, is mainly base on the use of models (Chang et al. 2010). Pan evaporation measurements have been used worldwide as a means of estimating evapo-transpiration and free water surface evaporation. The availability of pan evaporation measurements is critical to many applications including, irrigation scheduling, hydrologic modeling, and irrigation system design. The ability to predict daily pan evaporation based on limited meteorological observations is highly desirable (Cahoon et al. 1991).

During the last few years the use of the artificial neural network (ANN) for modeling hydrological process have gain much popularity. ANN's are capable for mapping a set of inputs variables to an output variable without prior knowledge (Bruton et al., 2000; Kim and Kim 2008; Kim et al., 2009, 2012 ; Kisi 2006, 2009; Arunkumar and Jothiprakash 2013; Guven And Kisi 2011; Sudheer et al., 2002; Jothiprakash et al., 2011; Raza and Jothiprakash 2014). Hence, the main objective of the present investigation is to propose a new kind of model called generalized regression neural network (GRNN) for modeling and estimating daily EP using only limited climatic data. EL AGRAM Dam reservoir at Jijel, East of Algeria is selected as a case study.

2. Study Area and data Availability

Daily measured climatic data for 13 years (from 2003 to 2015) period were obtained from EL AGRAM Dam reservoir located in Jijel, east of Algeria country. The location of the EL AGRAM dam reservoir in Algeria is shown in Fig. 1. The daily statistical parameters of each data are given in Table 1. In the table, the X_{mean} , X_{max} , X_{min} , S_x and C_v denote the mean, maximum, minimum, standard deviation, variation coefficient, the correlation coefficient with EP, respectively.

Table 1. The daily statistical parameters of data set

Table 1. Paramètres statistiques journaliers de l'ensemble de données

Data set	T_{max}	T_{min}	H (%)	W_s	EP
Unit	°C	°C	m/s	%	mm
X_{mean}	23.52	13.58	72.98	2.54	4.05
X_{max}	43.00	29.20	95.70	14.10	18.30
X_{min}	6.00	0.10	20.50	0.00	0.07
S_x	6.31	5.60	10.20	1.73	2.75
C_v	0.27	0.41	0.14	0.68	0.68
R	0.78	0.69	-0.41	-0.06	1.00

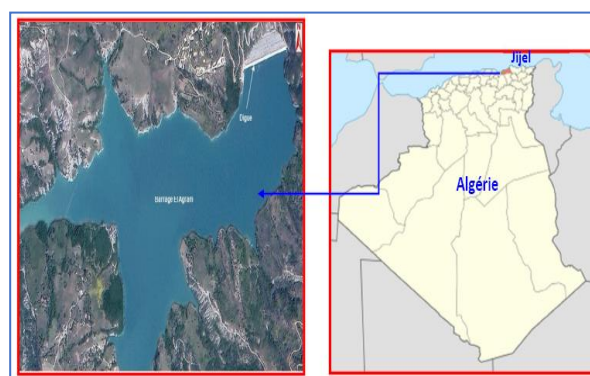


Fig. 1. Location of El Agram dam reservoir at Jijel Northern of Algeria Country

Fig. 1. Localisation du réservoir du barrage EL Agram, Jijel, Nord Est de l'Algérie

3. Models development

3.1. Generalized Regression Neural Network (GRNN)

Generalized regression neural network (GRNN) is a special kind of artificial neural network (ANN) proposed by Specht (1991). Figure 2 shows the block diagram of the GRNN architecture. A GRNN consists of exactly four layers. They are (i) input layer, (ii) pattern or radial layer, (iii) summation or regression layer, and a (iv) output layer. The number of neurons in the input layer is equal to the number of inputs variables or regressors, while the number of neurons in the pattern layer is exactly equal to the number of data sets used for the training (Bendu et al. 2016). The pattern layer is connected to the Summation layer. Each pattern layer unit is connected to the two neurons in the summation layer called respectively, S and D summation neurons Specht (1991).

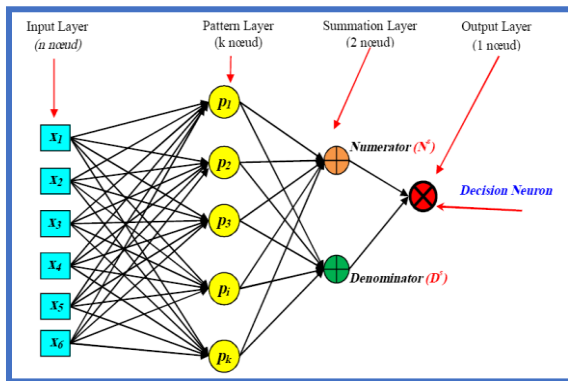


Fig. 2. Architecture of GRNN used for modeling daily EP

Fig. 2. Architecture de GRNN utilisée pour la modélisation EP journalière

3.2. Multiple linear regression (MLR) model

Multiple linear regression (MLR) is a well-known method of mathematically modeling the relationship between a dependent variable and one or more independent variables. In general, response variable Y may be related to n regressor variables (x_i). The following model:

$$Y = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \beta_3 x_3 + \dots + \beta_n x_n \quad (1)$$

Is called a multiple linear regression model with n regressor variables. Where β_0 is a constant and β_i , $i = 1 \dots n$ are regression coefficients.

4. Result and discussion

In this study, four statistical indices were selected to evaluate the different models. These indices are: the coefficient of correlation (R), the Wilmot's Index (WI), the root mean squared error ($RMSE$) and the mean absolute error (MAE), calculated as follow:

$$R = \frac{\frac{1}{N} \sum (O_i - O_m)(P_i - P_m)}{\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^n (O_i - O_m)^2} \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^n (P_i - P_m)^2}} \quad (2)$$

$$WI = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (P_i - O_i)^2}{\sum_{i=1}^N (|P_i - O_m| + |O_i - O_m|)^2} \quad 0 \leq d \leq 1 \quad (3)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (O_i - P_i)^2} \quad (4)$$

$$MAE = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N |O_i - P_i| \quad (5)$$

In this study, the GRNN and MLR models for the EP were developed and compared. The 4474 daily samples of 4 input variables (climatic data) and one output variable (EP) were used for the models. In both the models, 60% of the data set was randomly assigned as the training set, 20% was used for validation, and 20% was used for testing the performance of the model predictions. The R , WI , $RMSE$, and the MAE as computed for the training, validation and test data sets used for the GRNN and MLR models are presented in Table 2. As seen from Table 2, the GRNN models have shown significant variations based on the four performance criteria. In the training phase, the lowest values of the $RMSE$ and MAE were 1.596 and 1.212 using GRNN; and the highest value of the Rand WI were 0.816 and 0.885, also for GRNN. In addition, in the validation phase the lowest values of the $RMSE$ and MAE were 1.695 and 0.310 also

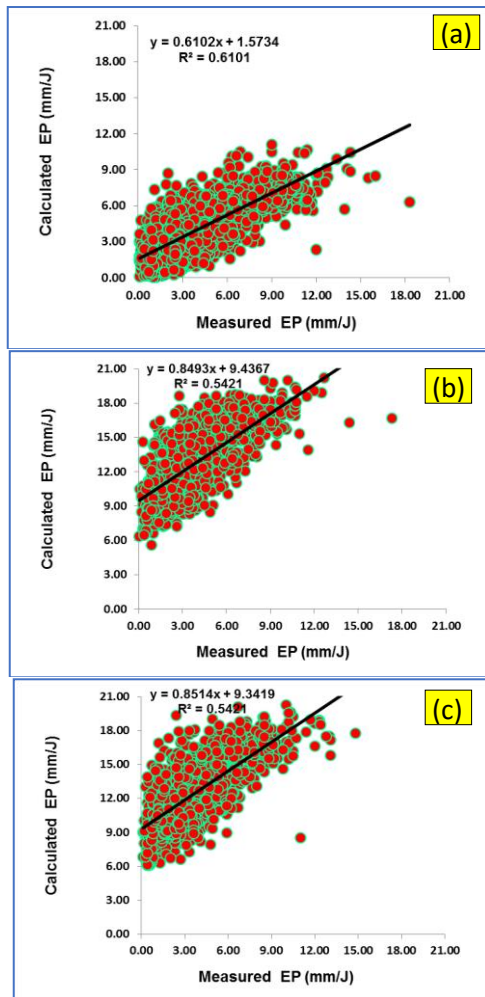


Fig. 3. Scatter plots of calculated versus observed values of EP for the MLR model (a) training, (b) validation and (c) testing.

Fig. 3. Diagramme de dispersion des valeurs calculées et observées de EP pour le modèle RLM : (a) apprentissage, (b) validation et (c) tests.

for GRNN. Finally, in the test phase, the highest value of the R and WI were 0.804 and 0.879, also for GRNN. Therefore, the accuracy of a GRNNs model in prediction is clearly demonstrated by its performance on the testing dataset. The Scatterplots of observed versus calculated values of EP for the GRNN and MLR models are shown in Figure 3 and 4.

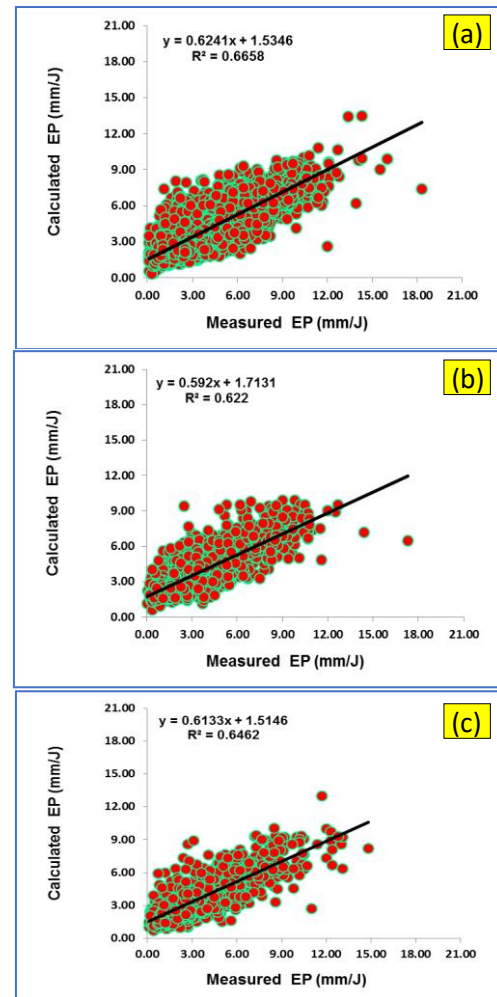


Fig. 4. Scatter plots of calculated versus observed values of EP for the GRNN model: (a) training, (b) validation and (c) testing.

Fig. 4. Diagramme de dispersion des valeurs calculées et observées de EP pour le modèle GRNN : (a) apprentissage, (b) validation et (c) tests.

5. Conclusion

Regarding the importance of the evaporation estimation and quantification, especially in the arid and semi-arid country as Algeria, an attempt is made in the present investigation to propose an alternative method to the standard and well know pan evaporation, for estimating daily evaporation using only the easily measured climatic variable. As results of the study, we have demonstrated that GRNN model is a good alternative and provide results higher than the standard MLR model. Finally, it will be

much appreciated if the proposed model can be generalized to others dams reservoirs across Algeria country.

Table 2. Performances of the GRNN and MLR models in different phases

Table 2. Performances des modèles GRNN et RLM dans les différentes phases

Model	Training (60%)			
	R	WI	RMSE	MAE
GRNN	0.816	0.885	1.596	1.212
MLR	0.781	0.867	1.718	1.324
	Validation (20%)			
	R	WI	RMSE	MAE
GRNN	0.789	0.866	1.695	1.31
MLR	0.736	0.401	9.074	8.808
	Testing (20%)			
	R	WI	RMSE	MAE
GRNN	0.804	0.879	1.638	1.252
MLR	0.736	0.379	9.025	8.761

Reference

- [1] Specht, D.F. (1991). A general regression neural network. IEEE Transactions on Neural Networks, 420 2, 568-576.
- [2] Bendu H., et al., (2016). Application of GRNN for the prediction of performance and exhaust emissions in HCCI engine using ethanol. Energy Conversion and Management 122 165-173.
- [3] Chang F.J., et al., (2010). Assessing the effort of meteorological variables for evaporation estimation by self-organizing map neural network. Journal of Hydrology 384 118-129.
- [4] Cahoon, J.E., et al., (1991). Estimating pan evaporation using limited meteorological observations. Agric. For. Meteorol. 55:18 1-190.
- [5] Meyer, S.J., et al., (1989). Estimating potential evapo-transpiration: the effect of random and systematic errors. Agric. For. Meteorol. 46: 285-296.
- [6] Penman, H.L., (1948). Natural evaporation from open water, bare soil, and grass. Proc. R. Soc. London, Ser. A, 193: 120-145.
- [7] Penman, H.L., (1956). Estimating evaporation. Trans. Am. Geophys. Union, 37: 43-50.
- [8] Bruton J.M., et al., (2000) Estimating daily pan evaporation with artificial neural networks. Trans ASAE 43(2):491-496.
- [9] Kim S., Kim H.S., (2008). Neural networks and genetic algorithm approach for nonlinear evaporation and evapotranspiration modeling. J. Hydrol. 351(3-4):299-317.
- [10] Kim S., et al., (2009). Statistical learning theory for the disaggregation of the climatic data. Proc. 33rd IAHR Congress 2009, IAHR, Vancouver, Canada, 1154-1162.
- [11] Kim S., et al., (2012) Pan evaporation modeling using neural computing approach for different climatic zones. Water Resour Manag 26(11):3231-3249.
- [12] Kisi O., (2006). Daily pan evaporation modeling using a neuro-fuzzy computing technique. J Hydrol 329 (3-4):636-646.
- [13] Kisi O., (2009). Modeling monthly evaporation using two different neural computing technique. Irrig. Sci. 27 (5):417-430.
- [14] Arunkumar, R., Jothiprakash, V., (2013). Reservoir evaporation prediction using data driven techniques. J. Hydrol. Eng. 18(1), 40-49.
- [15] Guven A., Kisi O., (2011). Daily pan evaporation modeling using linear genetic programming technique. Irrig. Sci. 29 (2), 135-145.
- [16] Sudheer K.P, et al., (2002) Modeling evaporation using an artificial neural network algorithm. Hydrol. Process. 16(16), 3189-3202
- [17] Jothiprakash.V., et al., (2011). Prediction of meteorological variables using artificial neural networks. Int. J. Hydrol. Sci. Technol. 1(3/4), 192-206 (2011)
- [18] Raza K., Jothiprakash V., (2014). Multi-output ANN model for prediction of seven meteorological parameters in a weather station. J. Inst. Eng. Ser. A 95, 221-229.



ASPECTS THÉORIQUES ET EXPÉRIMENTAUX DES ESSAIS D'INFILTRATION EN PLACE

THEORETICAL AND EXPERIMENTAL ASPECTS OF FLOW TESTS IN SITU

Réception : 16/10/2018

Acceptation : 13/11/2018

Publication : 08/01/2019

ZADJAOUI Abdeldjalil¹, HOUMADI Youcef²¹Faculté de Technologie, Université de Tlemcen (Algérie), email : a.zadjaoui@gmail.com²Smart Structures Laboratory (SSL), Centre Universitaire Ain Témouchent, (Algérie).

Résumé : Les conditions de saturation complète se produisent rarement in situ lors de l'infiltration dans une zone non saturée. Ceci est dû au piégeage d'air lors de l'écoulement. Dans ces conditions, nous avons plutôt une saturation au champ caractérisée par la présence d'air bloqué dans certains pores. Cet air a tendance à s'opposer à l'écoulement et, par conséquent, réduit la conductivité hydraulique du sol. Les méthodes de mesure in situ évaluent donc une perméabilité dans des conditions de saturation au champ (norme ASTM D 5126-90). Ainsi, la perméabilité à la saturation au champ est estimée à la moitié de celle à saturation complète. Étant donné que la mesure au laboratoire s'effectue sur des échantillons de faibles dimensions, la mesure est loin d'être représentative. Les essais in situ, bien que difficiles, sont préférables dans la mesure où ils offrent l'opportunité de tester le sol sur un volume plus représentatif et d'inclure l'écoulement à travers les macro-pores et les fissures. Le présent article se veut comme un éclaircissement des connaissances dans ce sens. Après une présentation des méthodes et principes suivis pour l'interprétation des essais d'infiltration, des instruments permettant la quantification de l'infiltration in situ seront décrits. Par la suite, les auteurs exposeront les résultats d'un cas réel. Des analyses, commentaires et interprétations seront donnés avec des conclusions utiles à la pratique de l'ingénieur.

Mots - clés : Conductivité hydraulique, Charge, Succion, In-situ, Infiltration, Perméamètre.

Abstract: Full saturation conditions rarely occur in situ when infiltrating an unsaturated zone, this is due to air trapping during flow. In these conditions we have rather a saturation in the field characterized by the presence of air blocked in some pores, this air tends to oppose the flow and consequently reduces the hydraulic conductivity of the soil. In situ measurement methods therefore evaluate permeability under saturation conditions in the field (ASTM D 5126-90). Thus, the permeability to saturation in the field is estimated at half that of full saturation. Since the measurement in the laboratory is carried out on samples of small dimensions, the measurement is far from being representative. In situ tests, although difficult, are preferable in that they offer the opportunity to test the soil on a more representative volume and to include flow through the macropores and cracks. This paper is intended as a clarification of the knowledge in this sense, after a presentation of the methods and principles followed for the interpretation of the infiltration tests, instruments allowing the quantification of the infiltration in situ will be described, the authors expose the results of a real case. Analyzes, comments and interpretations will be given with conclusions useful to the practice of the engineer.

Keywords: Hydraulic conductivity, Charge, Suction, In-situ, Infiltration, Permeameter.

1-Introduction et état de l'art

Dans le but de réaliser une mesure fiable et représentative de la conductivité hydraulique, des essais d'infiltration in situ se sont développés afin de contourner les inconvénients des mesures effectuées au niveau des laboratoires.

Philip (1985) [8] prévoit que le flux issu d'un puits creusé dans un sol non saturé dans lequel on maintient un niveau d'eau constant est un processus tridimensionnel qui doit atteindre rapidement le régime permanent à l'intérieur d'une zone de dimension finie. Cette hypothèse a été validée expérimentalement par Amraoui 1993 [1].

La détermination de la conductivité hydraulique à saturation à partir de mesures d'infiltration réalisées dans un puits cylindrique a été proposée pour la première fois par Magnan et Zadjaoi (2006) [7]. Ils ont pris pour hypothèse un milieu saturé et un gradient de charge unitaire. L'analyse de Glover ne décrit pas correctement l'écoulement car elle considère un sol uniformément saturé, alors que le flux à partir d'un puits crée un petit bulbe saturé au voisinage du puits qu'un plus grand volume non saturé englobe, Stephens et Neuman a, b 1982 ; Philip, 1985 [8], Elrick et al., 1989 selon Cazaux (1998) ([2]). Cette analyse ne tient compte ni de l'influence de la gravité hors du puits Amraoui (1993) [1] ni de celle des propriétés capillaires de la zone non saturée Didier et al., (1996) [3] qui doivent pourtant affecter les valeurs de Q . Pour prendre en compte la composante non saturée du flux, des modifications ont été apportées à l'équation de Glover. Pour ce faire, des techniques numériques ont été employées pour résoudre l'équation de Richards pour un flux axisymétrique sous conditions saturées et non saturées. Amraoui et al. (1993) [1] ont développé une solution analytique en remplaçant le coefficient de forme de Glover ($C'G$) de l'équation de Glover par un terme ($C's$). Philip (1985) [8] et Reynolds et al. (1986) [9] ont proposé des expressions analytiques du flux prenant en compte le terme de flux non saturé sous la forme générique.

Philip (1985) [8] a utilisé une approximation géométrique des frontières de forme cylindrique du puits en remplaçant le puits par un demi-ellipsoïde.

Villey (2000) [13] a comparé les modèles de Reynolds et al. (1987) [10] et de Philip (1985) [8] et a constaté qu'ils fournissaient des relations similaires entre Q , k_{sat} et ϕ_m . Seuls les coefficients changent entre les deux relations. En conséquence, c'est la relation de Reynolds et al. (1985) [8] qui est la plus utilisée actuellement pour l'interprétation des essais d'infiltration.

2- Matériau et matériel utilisé dans cette étude.

Les objectifs de cet article sont multiples et concernent d'une part, la qualification des sols du gisement de la société BENTAL (Bentonite Algérie) au niveau de la ville Hammam Bouharrara de leurs aptitudes à se laisser infiltrer par l'eau et d'autre part, l'évaluation de l'intérêt des techniques alternatives dans la conception et le dimensionnement des ouvrages dans la région.

Des essais in situ ont été réalisés. Ils ont pour but de quantifier les paramètres de l'infiltration tels que la conductivité hydraulique du sol à l'état saturé et son potentiel d'écoulement matriciel qui représente la contribution de la capillarité à l'écoulement lors de l'infiltration.

2.1- Caractéristiques du sol utilisé

Les caractéristiques d'identification sont résumées dans le Tableau 1. La surface spécifique S_p déterminée à l'aide de l'essai au bleu est de 749,18 cm²/g ($VBS = 7,39$), donc il s'agit d'une argile ayant une minéralogie type montmorillonite (Magnan, 1998).

Tableau 1 : Principales caractéristiques physiques.

Table 1 : Main physical characteristics.

γ_s/γ_w	γ_{s0}/γ_w	w_{opt} (%)	w_l (%)	w_p (%)	I_p (%)	VB	% CaCO ₃	% MO
2,66	1,29	18,79	125,78	62,07	63,71	7,39	45	4,15

En conclusion, le sol en question est une argile marneuse faiblement organique très plastique classe (fO-At) selon la classification LCPC.

2.2- Dispositif et procédure expérimentale

L'infiltromètre à simple anneau permet de mesurer de faibles débits. Il sera donc utilisé dans cette étude. Le principe de l'essai consiste à mesurer, en fonction du temps, la quantité d'eau infiltrée en millimètre (mm) ainsi que la vitesse d'infiltration d'eau dans le sol. Au fur et à mesure que le sol se sature, cette vitesse diminue et tend asymptotiquement vers une valeur constante qui traduit l'établissement d'un régime d'écoulement permanent au sein du sol. La mise en place du dispositif ainsi que la procédure d'essai ont été une tâche délicate malgré la simplicité apparente. Trois essais d'infiltration à différentes charges hydrauliques (10, 15 et 20 cm) ont été réalisés.

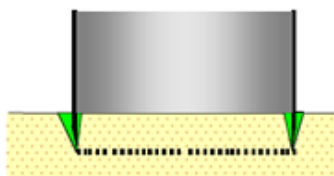


Figure 1 : Schéma du principe.

Figure 1 : Diagram of the principle.



Photo 1 : Dispositif de mesure d'infiltration.

Photo 1 : Infiltration measuring device.

3-Analyses et interprétations des résultats

3.1- Volume infiltré et infiltration cumulée

La Figure 2 représente les données relatives au volume infiltré dans le sol au cours du temps. Cette figure montre nettement que la quantité d'eau infiltrée augmente rapidement, d'autant plus que la charge hydraulique est importante. Par contre, la Figure. 3 présente les résultats des trois essais. Ces courbes donnent la cinétique d'infiltration. Elles montrent

nettement que l'augmentation de la charge hydraulique se traduit par un accroissement de la vitesse de pénétration de l'eau dans le sol. Ces courbes illustrent donc l'influence de la charge hydraulique imposée sur le processus d'infiltration.

Les allures linéaires des courbes d'infiltration, qui définissent l'obtention du régime d'écoulement permanent, sont obtenues à partir de la durée de 69 mn pour le premier essai qui correspond à la charge hydraulique de 20 cm. Cette durée devient plus importante pour de faibles charges ($h_0 = 10$ cm). Cette constatation permet de souligner, qu'au cours des premiers instants d'infiltration, le phénomène diffusionnel qu'on attribue à la succion initiale du sol, l'emporte sur celui de la convection qui fait intervenir les forces de gravités et la charge extérieure. En général, la durée de ce phénomène diffusionnel est d'autant plus importante que la teneur en eau initiale du sol (ou le degré de saturation initial) est plus faible.

Au cours de ces essais d'infiltration, les charges hydrauliques positives jouent le même rôle que les forces de succion. Elles sont couplées aux forces de gravitation et agissent au profit de la vitesse d'avancement du front d'humidification.

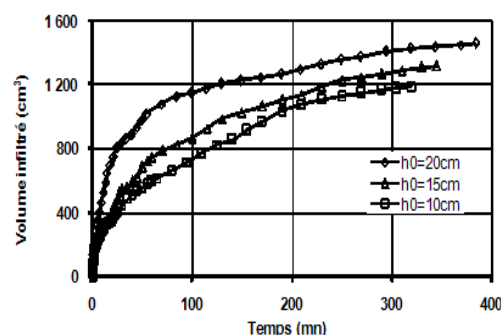


Figure 2 : Evolution du volume d'eau infiltré.

Figure 2: Evolution of the volume of infiltrated water.

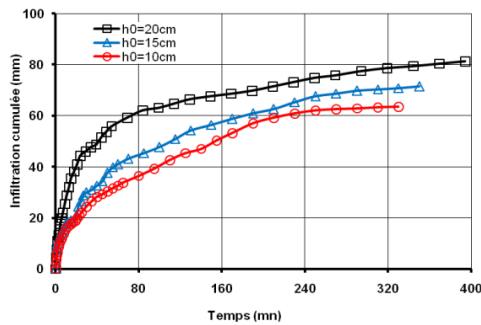


Figure 3 : Evolution de l'infiltration en fonction du temps.

Figure 3: Evolution of infiltration as a function of time.

3.2- Volume infiltré et infiltration cumulée

L'évolution en fonction du temps du débit d'infiltration obtenue pour chaque essai est représentée sur la Figure 4. Quel que soit la charge appliquée, les débits élevés au début diminuent avec le temps jusqu'à ce qu'un régime permanent soit établi. Les débits élevés, correspondant à une charge hydraulique de 20 cm, augmentent avec la charge. En effet, quand la charge augmente, la contribution au flux de la composante hydrostatique devient importante par rapport à celle de la capillarité faisant ainsi accroître le débit. Pour mieux apprécier cette illustration, le détail de la Figure 4 est représenté sur les deux figures suivantes (5 et 6).

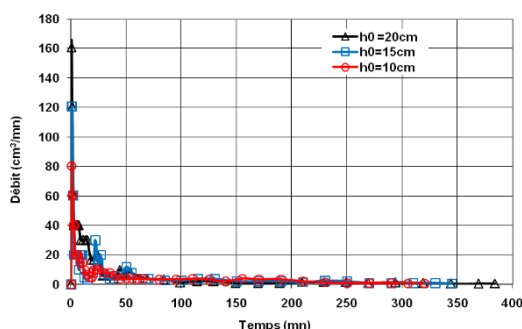


Figure 4 : Evolution du débit en fonction du temps

Figure 4 : Evolution of the flow as a function of time

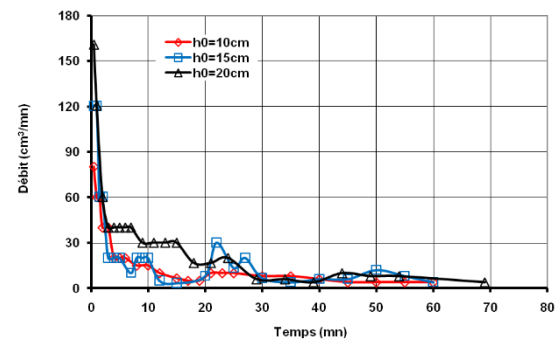


Figure 5 : Evolution du débit en fonction du temps [0, 80 mn].

Figure 5: Evolution of the flow as a function of time [0, 80 mn].

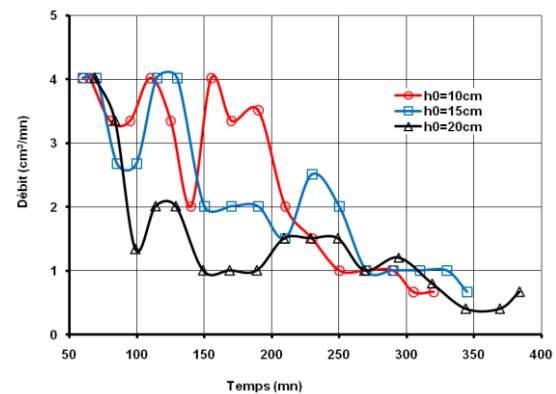


Figure 6 : Evolution du débit en fonction du temps [80, 500 mn].

Figure 6 : Evolution of the flow as a function of time [80, 500 mn].

3.3- Caractéristiques hydrodynamiques du sol

Le mode opératoire d'infiltromètre à simple anneau ouvert préconise l'analyse de Richard qui concerne la décharge en régime permanent d'un puits cylindrique dans un sol non saturé. Elle tient compte de toutes les forces qui contribuent à l'écoulement tridimensionnel de l'eau dans le sol.

$$C'Q = \underbrace{2\pi H^2 k_{sat}}_{(1)} + \underbrace{C' \pi a^2 k_{sat}}_{(2)} + \underbrace{2\pi H \phi_m}_{(3)} \quad (1)$$

où a = rayon du puits (m) ; H = charge hydraulique appliquée (m) ; ϕ_m = potentiel d'écoulement matriciel (m^2) ; k_{sat} = conductivité à la saturation (m/s) ; Q = débit d'infiltration en régime permanent (m^3/s) ; C' = facteur de forme, sans dimension qui dépend premièrement du rapport H/a mais aussi de k_{sat}/ϕ_m . Il est obtenu par la lecture d'abaques donnant le facteur en fonction du rapport H/a pour trois sols types distincts (sables, limons structurés et argiles, argiles non structurées) Zadjiaoui (2009) [12] et Villey (2000) [13].

Le terme (1) de l'Eq (1) définit la poussée hydraulique de l'eau dans le sol due à la pression hydrostatique de l'eau dans le puits. Le terme (2) représente la force gravitaire exercée par l'eau dans le puits. Le terme (3) représente la traction matricielle de l'eau due aux forces capillaires du sol environnant sur l'eau du puits. A l'aide d'infiltromètre à simple anneau ouvert, trois charges H_1 , H_2 et H_3 sont appliquées dans un puits. Q_1 , Q_2 et Q_3 sont les débits d'infiltration correspondants mesurés en régime stabilisé. $H_1 = 10$ cm $Q_1 = 5,024.10^{-9} m.s^{-1}$; $H_2 = 15$ cm $Q_2 = 8,373.10^{-9} m.s^{-1}$; $H_3 = 20$ cm $Q_3 = 10,718.10^{-9} m.s^{-1}$

3.4- Analyse de Glover

Cette analyse néglige la contribution à l'écoulement de la gravité et de la succion, l'Eq (1) se réduit à son premier terme, la conductivité hydraulique est donnée par : $k_{sat} = C'Q/2\pi H^2$.

Les valeurs des perméabilités obtenues par l'analyse de Glover (1953) [6] ($a = 7,6$ cm) pour chaque essai sont représentées dans le Tableau 2.

Tableau 2 : Récapitulatif des résultats obtenus par l'analyse de Glover.

Table 2 : Summary of the results obtained by the Glover analysis.

Charge appliquée (cm)	H = 10 cm	H = 15 cm	H = 20 cm
C'	0.592	0.817	1.006
$K_{sat} (m.s^{-1})$	$4.73.10^{-8}$	$4.83.10^{-8}$	$4.28.10^{-8}$

3.5- Analyse de Richard

Selon Richard (1931) [11] la conductivité à saturation au champ se calcule à partir de :

$$k_{sat} = G_2 Q_2 - G_1 Q_1$$

avec

$$G_2 = \frac{H_1 C'_2}{\pi [2H_1 H_2 (H_2 - H_1) + a^2 (H_1 C'_2 - H_2 C'_1)]}$$

$$G_1 = G_2 \frac{H_2 C'_1}{H_1 C'_2}$$

Le potentiel d'écoulement matriciel ϕ_m qui traduit la contribution de la composante capillaire à l'écoulement dans le sol initialement non saturé est donné par $\phi_m = J_1 Q_1 - J_2 Q_2$

avec

$$J_1 = \frac{(2H_2^2 + a^2 C'_2) C'_1}{2\pi [2H_1 H_2 (H_2 - H_1) + a^2 (H_1 C'_2 - H_2 C'_1)]}$$

$$J_2 = J_1 \left[\frac{(2H_1^2 + a^2 C'_1) C'_2}{(2H_2^2 + a^2 C'_2) C'_1} \right]$$

Le rapport k_{sat}/ϕ_m définit un paramètre appelé α^* qui caractérise la nature et la porosité du sol. Pour un rayon de puits égal à 7,6 cm et un sol argilo-marneux, nous obtenons les facteurs C' suivants : 0,7 ; 0,9 et 1,15 respectivement pour $H = 10, 15$ et 20 cm.

La résolution simultanée entre H_1 et H_2 est la suivante : $k_{sat} = G_2 Q_2 - G_1 Q_1 = 5,08.10^{-8} m/s$

avec

$$G_2 = \frac{H_1 C'_2}{\pi [2H_1 H_2 (H_2 - H_1) + a^2 (H_1 C'_2 - H_2 C'_1)]} = 20,27 m^2$$

$$G_1 = G_2 \frac{H_2 C'_1}{H_1 C'_2} = 23,65 m^{-2}$$

Pour trois charges appliquées, trois valeurs de k_{sat} sont ainsi obtenues. De la même façon, la résolution simultanée en termes de potentiel ϕ_m nous donne :

pour la résolution entre H_1 et H_2 , on obtient $\phi_m = J_1 Q_1 - J_2 Q_2 = -4,6.10^{-10} m^2 s^{-1}$

$$J_1 = \frac{(2H_2^2 + a^2 C'_2) C'_1}{2\pi [2H_1 H_2 (H_2 - H_1) + a^2 (H_1 C'_2 - H_2 C'_1)]} = 3,94 m^{-1}$$

$$J_2 = J_1 \left[\frac{(2H_1^2 + a^2 C'_1) C'_2}{(2H_2^2 + a^2 C'_2) C'_1} \right] = 2,42 m^{-1}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant (Tableau 3).

Tableau 3 : Récapitulatif des résultats obtenus par résolution simultanée.

Table 3: Summary of the results obtained by simultaneous resolution.

	H ₁ et H ₂	H ₁ et H ₃	H ₂ et H ₃
$k_{sat} (m.s^{-1})$	5,08.10 ⁻⁸	4,36.10 ⁻⁸	3,67.10 ⁻⁸
$\phi_m (m^2.s^{-1})$	- 4,6.10 ⁻¹⁰	4,69.10 ⁻¹⁰	1,78.10 ⁻⁹
$\alpha^* = k_{sat}/\phi_m (m^{-1})$	-----	93,0	20,64

Sur trois valeurs de ϕ_m calculées, une est négative. D'emblée le k_{sat} correspondant est éliminé. Il reste alors les k_{sat} et ϕ_m obtenus par la résolution entre H₁ et H₃ et entre H₂ et H₃ dont les rapports donnent respectivement un α^* égal à 93 et 20,6 m⁻¹.

3.6- Analyse de Laplace

Cette analyse ne tient pas compte de la contribution de la succion à l'écoulement dans le sol. Dans ce cas, l'Eq (1) se limite à ses deux termes. La conductivité hydraulique est donnée par :

$$k_{sat} = \frac{C' Q}{\pi(2 H^2 + a^2 C')}$$

Les valeurs des perméabilités obtenues par l'analyse de Laplace pour chaque essai sont : $k_{sat} (m.s^{-1}) = 4,66.10^{-8}$; $4,77.10^{-8}$ et $4,52.10^{-8}$ respectivement pour la charge la plus faible à la charge la plus élevée.

3.7- Analyse de d'Elrick

Cette analyse proposée par Elrick, 1989, tient compte de tous les paramètres de l'équation (1). Les valeurs mesurées de α^* varient généralement entre 1 m⁻¹ et 100 m⁻¹.

Le calcul de la perméabilité à la saturation et du potentiel d'écoulement matriciel par la méthode d'Elrick préconise l'utilisation des équations suivantes :

$$k_{sat} = \frac{C' Q}{2 \pi H^2 + \pi a^2 C' + \frac{2 \pi H}{\alpha^*}}$$

$$\phi_m = \frac{C' Q}{(2 \pi H^2 + \pi a^2 C') \alpha^* + 2 \pi H}$$

Nous avons fait varier α^* entre 1 et 12 m⁻¹ pour observer son influence sur k_{sat} et ϕ_m comme présentés respectivement dans le tableau 4 et le tableau 5.

Tableau 4 : k_{sat} en fonction de H et de α^* .

Table 4: k_{sat} according to H et and α^*

	$k_{sat} (m.s^{-1})$		
α^*	H=10 cm	H=15 cm	H= 20cm
	$C' = 0,7$	$C' = 0,9$	$C' = 1,15$
1	5.10 ⁻⁹	6,85.10 ⁻⁹	8,06.10 ⁻⁹
2	9,02 .10 ⁻⁹	1,98.10 ⁻⁸	1,36.10 ⁻⁸
4	1,51.10 ⁻⁸	1,91.10 ⁻⁸	2,1.10 ⁻⁸
6	1,95.10 ⁻⁸	2,39.10 ⁻⁸	2,55.10 ⁻⁸
8	2,28.10 ⁻⁸	2,73.10 ⁻⁸	2,87.10 ⁻⁸
10	2,54.10 ⁻⁸	3.10 ⁻⁸	3,09.10 ⁻⁸
12	2,75.10 ⁻⁸	3,19.10 ⁻⁸	3,27.10 ⁻⁸

Tableau 5 : ϕ_m en fonction de H et de α^* **Table 5:** ϕ_m according to H and α^*

α^*	ϕ_m (m.s ⁻¹)		
	H=10 cm	H=15 cm	H= 20cm
1	5.10 ⁻⁹	6,85.10 ⁻⁹	8,06.10 ⁻⁸
2	4,51.10 ⁻⁹	6.10 ⁻⁹	6,84.10 ⁻⁹
4	3,78.10 ⁻⁹	4,79.10 ⁻⁹	5,25.10 ⁻⁹
6	3,25.10 ⁻⁹	4.10 ⁻⁹	4,26.10 ⁻⁹
8	2,85.10 ⁻⁹	3,41.10 ⁻⁹	3,58.10 ⁻⁹
10	2,54.10 ⁻⁹	3.10 ⁻⁹	3,09.10 ⁻⁹
12	2,29.10 ⁻⁹	2,65.10 ⁻⁹	2,72.10 ⁻⁹

3.8- Analyse de Gardner

Cette méthode suppose que l'écoulement est dû uniquement à la composante capillaire et dans ce cas l'Eq (1) se limite à son dernier terme. Elle est utilisée pour évaluer le potentiel d'écoulement matriciel. Ce dernier s'écrit comme suit : $\phi_m = \frac{C'Q}{2\pi H}$. Les valeurs des potentiels

d'écoulement matriciel obtenues par l'analyse de Gardner pour les différentes charges sont : ϕ_m (m².s⁻¹) = 5,6.10⁻⁹; 7,98.10⁻⁹ et 9,8.10⁻⁹. La conductivité hydraulique et le potentiel d'écoulement matriciel ont été évalués avec les différentes méthodes d'analyse cités précédemment à savoir, l'analyse de Glover qui suppose que l'écoulement est dû uniquement à la pression hydrostatique ; l'analyse de Laplace qui tient compte de la gravité et de la pression hydrostatique dans le processus d'écoulement ; la méthode des équations simultanées (ou analyse de Richard) et l'analyse d'Elrick qui tiennent compte à la fois des composantes hydrostatique, gravitaire et capillaire dans le processus d'écoulement.

L'analyse de Gardner (1956, 1958)[4, 5] a été également utilisée pour évaluer le potentiel d'écoulement matriciel. Cette méthode suppose que l'écoulement est dû uniquement à la composante capillaire.

Le tableau 6 résume les perméabilités obtenues pour les différentes charges d'eau appliquées et en utilisant les différentes méthodes d'analyse

Tableau 6 : Coefficients de perméabilité à la saturation obtenus par différentes méthodes.**Table 6 :** Permeability coefficients at saturation obtained by different methods.

Calcul du coefficient de perméabilité k_{sat} (m.s ⁻¹)				
Charge en (cm)	Glover	Laplace	Equations simultanées	Elrick
10	4,73.10 ⁻⁸	4,66.10 ⁻⁸	-----	2,75.10 ⁻⁸
15	4,83.10 ⁻⁸	4,77.10 ⁻⁸	5,08.10 ⁻⁸	3,19.10 ⁻⁸
20	4,28.10 ⁻⁸	4,52.10 ⁻⁸	3,67.10 ⁻⁸	3,27.10 ⁻⁸

La perméabilité ainsi calculée est peu sensible à la charge appliquée. Cependant, cette conclusion n'est pas vraie dans le cas d'une analyse des équations simultanées. Cette faible sensibilité de la perméabilité à la charge d'eau appliquée ne présente pas en réalité une tendance bien définie (Figure 7).

Le coefficient de perméabilité calculé par l'analyse de Glover et celle de Laplace est presque le même. Ceci signifie que la contribution à l'écoulement de la composante gravitaire est faible. Par rapport à l'analyse d'Elrick, ces deux méthodes d'analyse surestiment la valeur de k_{sat} du fait qu'elles ne tiennent pas compte de la contribution de la composante capillaire à l'écoulement qui est très importante au début de l'infiltration. Les valeurs des perméabilités obtenues par la méthode des équations simultanées se rapprochent relativement plus de celles obtenues par l'analyse de Glover, alors que l'analyse d'Elrick donne de faibles perméabilités.

Le potentiel d'écoulement matriciel ϕ_m traduit la contribution de la succion initiale du sol à l'écoulement dans le puits. Les valeurs obtenues par les différentes méthodes d'analyse sont dans la Figure 8. Pour la première et la plus faible charge d'eau appliquée, l'analyse de Gardner et celle d'Elrick aboutissent à des valeurs de ϕ_m relativement proches. Ceci est dû au fait que pour de faibles charges, la contribution à l'écoulement

de la composante de succion est importante. Pour de fortes charges appliquées, l'analyse de Gardner surestime le potentiel d'écoulement car elle néglige la contribution au flux de la pression hydrostatique et de la gravité.

On remarque que les valeurs de potentiel matriciel ϕ_m obtenues par l'analyse des équations simultanées sont négatives, cela témoigne de l'hétérogénéité du profil vertical au sein du puits.

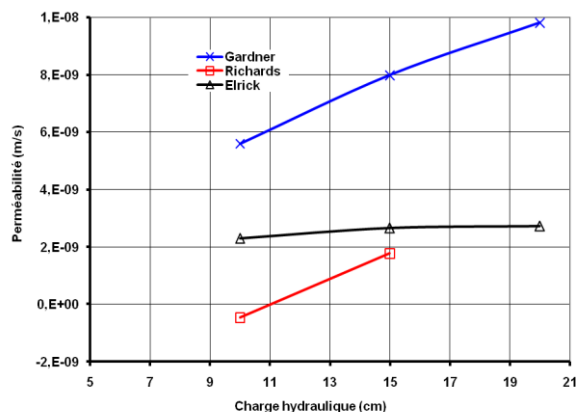


Figure 7 : Variation de k_{sat} en fonction de H .

Figure 7 : Variation k_{sat} according to H .

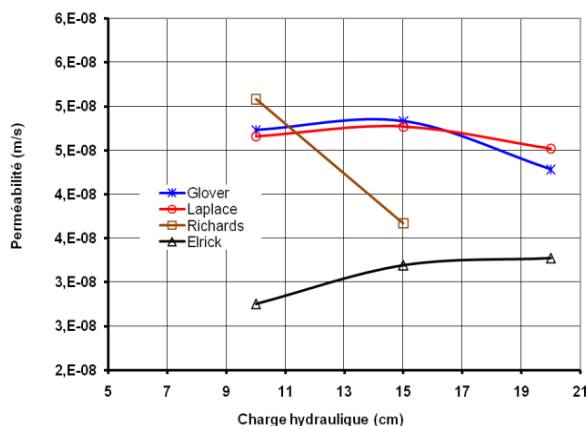


Figure 8 : Variation de ϕ_m en fonction de H .

Figure 8: Variation ϕ_m according to H .

4- Conclusion

L'étude de l'infiltration en place en utilisant l'infiltromètre à simple anneau ouvert aboutit aux conclusions décrites ci-dessous :

- L'analyse de Glover et celle de Laplace surestiment les valeurs de perméabilité surtout pour de faibles charges d'eau appliquées. L'analyse d'Elrick permet une meilleure évaluation de la conductivité et du potentiel d'écoulement matriciel du fait que les calculs se font pour chaque charge hydraulique appliquée et donc tiennent compte des hétérogénéités locales dans le puits. Cette méthode nécessite une bonne estimation du paramètre α^* qui doit se faire de préférence au laboratoire.
- L'analyse par la méthode des équations simultanées n'est valable que pour des milieux parfaitement homogènes. Ceci est lié au fait que le rapport entre les débits en régime permanent obtenus pour deux charges d'eau successives doit être compris dans un intervalle de valeurs bien précises.
- Les mesures sont longues à réaliser dans un sol argileux ce qui occasionne la création d'une couche mince de boue sur le sol en contact direct avec l'eau. Dans un matériau gonflant cette boue empêcherait l'infiltration : ceci limite l'utilisation de cet appareil dans des argiles gonflantes.

Références bibliographiques

- [1] Amraoui (N.). – Etude de l'infiltration dans les sols fins non saturés. Thèse de Doctorat. INPL, Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy. (France). 325p. (1996).
- [2] Cazaux (D.). – Mesure et contrôle in-situ de la perméabilité des matériaux utilisés dans les dispositifs d'étanchéité pour la protection de l'environnement, état de l'art et développement. DEA Génie Civil. INSA Lyon. (1998).
- [3] Didier (G.), Norotte (V.), Bentoumi (O.), Alimi-Ichola (I.) et Cazaux (D.) – Protocole opératoire de mesure de la perméabilité en laboratoire - Cas des sols fins non saturés. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. Laboratoire Géotechnique, Mars 1996, 274p. (1996).



- [4] Gardner (W.R.) – Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data. Soil Science Society of America, Vol. 20, pp.317-320. (1956).
- [5] Gardner (W.R.) – Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. Soil Science, Vol. 85, pp.228-232. (1958).
- [6] Glover, (R. E.). – Flow from a Test-Hole Located Above Groundwater Level. U.S. Bureau of Reclamation, Eng. Meng., 8:69–71, (1953).
- [7] Magnan (J.P.), Zadjiaoui (A.). – « Evaluation du coefficient de perméabilité du sol à partir de la connaissance de la profondeur du front d'humidification », Colloque National sur les propriétés de transfert dans les géomatériaux à l'Ecole Centrale de Lille - Villeneuve d'Ascq, France. 1 & 2 février 2006.
- [8] Philip, (J. R.). – Approximate Analysis of the Borehole Permeameter in Unsaturated Soil. Water Resources Research. 21(7):1025–1033, (1985).
- [9] Reynolds, (W.D.) and Elrick, (D. E.). – A Method for Simultaneous In-Situ Measurement in the Vadose Zone of Field-Sa Hydraulic Conductivity, Sorptivity and the Conductivity-Pressure Head Relationship. Groundwater. Monitoring Review, Vol 6, No. 4, pp. 84. (1986).
- [10] Reynolds, (W. D.) and Elrick, (D. E.). – A Laboratory and Numerical Assessment of the Guelph Permeameter Method. Soil Science, 144: 282–299, (1987).
- [11] Richards (L.A.). – Capillary conduction of liquids through porous medium. Physic 1, pp.318-333. (1931).
- [12] Zadjiaoui (A.). – Étude du transfert hydrique dans les sols non saturés : Échange sol – atmosphère. Thèse de doctorat Es Sciences. Université de Tlemcen. (2009).
- [13] Villey (N.). – Interprétation des essais en place. Thèse de doctorat. ENPC Paris. Géologie de l'ingénieur. (2000).