ALGÉRIE ÉQUIPEMENT

Revue Scientifique de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

ISSN 1111 - 5211
Dépôt légal 483 - 1991

ENSTP

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

28éme Année | Semestrielle | N°61 | Juin 2019

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	Hacéne	MCA	Enstp, Alg.
Bouchair	Abdelhamid	Pr.d.U	U. Clermont 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	Pr.	Enstp, Alg.

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

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	Noureddine	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
DJILALI	Ammar-Bouzid	Professeur	d_amarbouzid@yahoo.fr	Université de Blida	Algérie

GHERBOUDJ	Faouzi	Maître de Recherche	gherboudj_faouzi@yahoo.fr	CGS	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
KHEMISSA	Mohamed	Professeur	khemissa_mohamed@yahoo.fr	Université de M'sila	Algérie
KASSOUL	Amar	Professeur	amarkassoul@gmail.com	Universite Hassiba Benbouali-Chlef	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.ummto.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
PESSEL	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
TAIBI	Habib	Maître de Recherche A	taibihabib@ymail.com	Centre des Techniques Spatiales	Algérie
TAKI	Mohamed	Professeur	atik_med@yahoo.fr	École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson	Algérie
ZEGHICHI	Leila	Professeur	zeghichi2004@yahoo.fr	Université de Biskra	Algérie

SOMMAIRE

OUZANDJA Djamel, MESSAAD Mokhtar
EFFECT OF DYNAMIC FLUID-STRUCTURE INTERACTION PHENOMENON ON EARTHQUAKE RESPONSE OF CONCRETE GRAVITY DAMS - CASE STUDY : OUED FODDA DAM …….....01

HADDAD Sabrina, MELBOUCI Bachir
INFLUENCE DE LA POLLUTION DES EAUX SUR LA DÉGRADATION DES ROCHES SCHISTEUSES.....11

OUZANDJA Djamel, TILIOUINE Boualem
FORMULES EMPIRIQUES DE CALCUL DES PÉRIODES FONDAMENTALES DE SYSTÈMES SOL-STRUCTURE : VALIDATION ET ÉTUDE PARAMÈTRIQUE ……19

FEDGHOUCHE Ferhat
OPTIMIZATION OF RIGID PAVEMENTS IN ACCORDANCE WITH PCA DESIGN METHOD….....26

GOURINE Bachir, BOUHOUCHE Nadia, BOUGHARI Youcef
ANALYSE DE DÉFORMATION D'UN BARRAGE PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS (MEF). CAS DU BARRAGE EN ENROCHEMENTS DE KERRADA (MOSTAGANEM).....36

HAOUARI Hocine, BOUAFIA Ali
ESSAIS SUR MODÈLES RÉDUITS CENTRIFUGÉS DE PIEUX ISOLÉS SOUS CHARGE LATÉRALE - ANALYSE DES COURBES P-Y ……...…….43

MESSAOUDI Akila, MEZOUAR Nourredine, HADID Mohamed, LAOUAMI Nasser
EFFETS DES HÉTÉROGÉNÉITÉS DU SOL SUR SES RÉPONSES SISMIQUES EN CHAMP LIBRE.....53

ZAHAFI Amina, HADID Mohamed
EFFET DE LA VARIATION VERTICALE DES PROPRIÉTÉS DE SOL SUR LA FONCTION D'AMPLIFICATION D'UN PROFIL DE SOL NON-HOMOGÈNE…...……..62

EFFECT OF DYNAMIC FLUID-STRUCTURE INTERACTION PHENOMENON ON EARTHQUAKE RESPONSE OF CONCRETE GRAVITY DAMS - CASE STUDY: OUED FODDA DAM

EFFET DU PHÉNOMENE D'INTERACTION DYNAMIQUE FLUIDE-STRUCTURE SUR LA RÉPONSE SISMIQUE DES BARRAGES-POIDS EN BÉTON - ÉTUDE DE CAS : BARRAGE D'OUED FODDA

Réception : 23/12/2018 **Acceptation : 21/03/2019** **Publication : 30/06/2019**

OUZANDJA Djamel[1], MESSAAD Mokhtar[2]
[1]Laboratory of Materials and Mechanics of Structures (LMMS), University of Msila, Algeria
E-mail: djamel.ouzandja@univ-msila.dz, dj_ouzandja@yahoo.com
[2]Laboratoire d'Aménagements Hydrauliques et Environnement (LAHE), Université de Biskra, Algérie

Résumé - Cet article présente une étude numérique de l'effet du phénomène d'interaction dynamique fluide-structure sur la réponse sismique non-linéaire des barrages-poids en béton. A cet effet, le barrage-poids en béton d'Oued Fodda, situé à Chlef (nord-ouest de l'Algérie), est sélectionné dans cette étude. Les analyses sismiques non-linéaires sont effectuées à la fois pour le cas du barrage à vide et du barrage plein afin de présenter l'effet de la pression hydrodynamique de l'eau du réservoir sur le comportement sismique du barrage en béton. L'interface d'interaction entre le barrage et le réservoir d'eau est modélisée à l'aide des éléments de contact surface-surface à trois dimensions (3D) basés sur la loi de frottement de Coulomb, assurant l'interaction entre le barrage et le réservoir d'eau. La pression hydrodynamique de l'eau du réservoir est modélisée à l'aide des éléments finis fluides à trois dimensions (3D) basés sur l'approche lagrangienne. Le modèle de Drucker-Prager est pris en compte dans l'analyse non-linéaire du béton du corps du barrage. Selon les analyses par éléments finis, les déplacements horizontaux maximaux et les contraintes principales dans le corps du barrage sont présentés et le comportement sismique du barrage est étudié pour le cas du barrage à vide et du barrage plein. De plus, les situations de dommages potentiels du béton du barrage sont évaluées. Les différentes analyses numériques sont effectuées à l'aide du logiciel ANSYS.

Mots - clés : Barrage-poids en béton, Interaction dynamique fluide-structure, Approche lagrangienne, Éléments de contact, Réponse sismique non-linéaire.

Abstract - This paper presents a numerical investigation of the effect of dynamic fluid-structure interaction phenomenon on nonlinear seismic response of concrete gravity dams. For this purposes, the Oued Fodda concrete gravity dam, located in Chef (northwestern part of Algeria), is selected in this study. Nonlinear seismic analyses are carried out by using both empty and full reservoir cases, to present the effect of hydrodynamic pressure of the reservoir water on the seismic behavior of the concrete dam. The interaction interface between the dam and reservoir of water is modeled by using three-dimensional (3D) surface-to-surface contact elements based on the Coulomb's friction law, which ensure interaction between the dam and the water reservoir. The hydrodynamic pressure of reservoir water is modeled using three-dimensional (3D) fluid finite elements based on lagrangian approach. The Drucker-Prager model is considered in the nonlinear analysis for concrete of dam body. According to finite element analyses, the maximum horizontal displacements and principal stresses in the dam body are shown and seismic behavior of the dam is investigated for empty and full reservoir cases. In addition, potential damage situations of dam concrete are evaluated. The different numerical analyses are performed using ANSYS software.

Keywords: Concrete gravity dam, Dynamic fluid-structure interaction, Lagrangian approach, Contact elements, Nonlinear seismic response.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

1. Introduction

Concrete gravity dams represent complex constructive systems of strategic importance. They are particularly used for electricity generation, water supply, flood control, irrigation, recreation, and other purposes. They are a fundamental part of the society's infrastructure system.

The building of new dams as well as the evolution and improvement of existing ones create an important need of developing modern tools and design methods allowing for taking into account realistically and completely the soil-structure-fluid interaction [1-6]. The seismic response of concrete gravity dams is a complex problem due to the fluid-structure and soil-structure interaction phenomenon. During an earthquake ground motion, the dam is exposed to dynamic forces due to hydrodynamic pressures of reservoir fluid that may produce crack and damage in the body dam [7-9].

In the literature, two approaches may be used to model the fluid-structure interaction phenomenon, the coupling method and contact elements. For the first approach, the main objective of the coupling approach is to hold equal the displacements between two reciprocal nodes in the normal direction to the interaction interface. In the second approach, the contact interface between the structure and the fluid is modeled by contact elements which provide the friction contact. In recent years, the contact problems became a part of the discipline of contact mechanics [10-12], which has allowed to treat effectively the different contact phenomenons in engineering field and its applications.

This study aims to present the effect of dynamic fluid-structure interaction on the nonlinear earthquake response of concrete gravity dams. Oued Fodda concrete gravity dam, located in Chlef, Algeria, is chosen in this numerical investigation. For this purpose, a three-dimensional (3D) finite element discretization is used to model the dam-reservoir interaction system using the ANSYS finite element code [13]. The hydrodynamic pressure of reservoir water is modeled utilizing three-dimensional fluid finite elements based on lagrangian approach [14&15]. In the nonlinear analysis, the Drucker-Prager model [16] is employed for concrete of the dam. Dam-reservoir interaction interface is modeled with three-dimensional surface-to-surface contact elements based on the Coulomb's friction, which assure interaction between the dam and water reservoir.

2. Contact mechanics

Many contact problems involve deformations of the bodies that are in contact. To illustrate the contact concept, consider two bodies B^{α} approach each other during a finite deformation process and come into contact on parts of their boundaries denoted by Γ_c (Fig. 1). We observe that two points, X^1 and X^2, in the initial configuration of the bodies which are distinct can occupy the same position in the current configuration, $\varphi(X^1) = \varphi(X^2)$, within the deformation process. Let us consider two elastic bodies B^{α}, $\alpha = 1,2$, each occupying the bounded domain. The boundary Γ^{α} of a body B^{α} consists of three parts: Γ_{σ}^{α} with prescribed surface loads, Γ_{u}^{α} with prescribed displacements, and Γ_{c}^{α}, where the two bodies B^1 and B^2 come into contact [12].

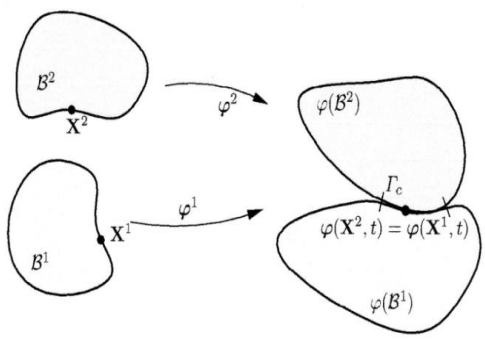


Figure 1 : Finite deformation contact

Figure 1 : Contact de déformation finie

We introduce two variables defining the contact: signed distance between the two surfaces or "gap" g and contact pressure P. The mathematical condition for non-penetration is stated as $g \geq 0$ which precludes the penetration of body B^1 into body B^2. Contact takes place when g is equal to zero. In this case, the contact pressure p in the contact interface must be non-

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

zero. If the bodies come into contact, $g = 0$ and $P < 0$. If there is a gap between the bodies, $g > 0$ and $P = 0$. This leads to the statements

$$g \geq 0; \quad P \leq 0; \quad P\,g = 0 \tag{1}$$

which are known as Hertz-Signorini-Moreau conditions [12].

Contact problems require significant computer resources to solve. They present two significant difficulties. First, the regions of contact are not known in general until the problem is run. Depending on the loads, material, boundary conditions, and other factors, surfaces can come into and go out of contact with each other in a largely unpredictable and abrupt manner. Second, most contact problems need to account for friction.

2.1. Friction model

In the basic Coulomb friction model, two contacting surfaces can carry shear stresses up to a certain magnitude across their interface before they start sliding relative to each other. This state is known as sticking. The Coulomb friction model below [13] shown in Fig. 2 defines an equivalent shear stress τ, at which sliding on the surface begins as a fraction of the contact pressure p. This stress is:

$$\tau = \mu p + c \tag{2}$$

where μ is the friction coefficient and c specifies the contact cohesion. Once the shear stress is exceeded, the two surfaces will slide relative to each other. This state is known as sliding. The maximum contact friction stress can be introduced so that, regardless of the magnitude of normal contact pressure, sliding will occur if the friction stress reaches this value. At the contact interface, the connection behavior is divided into two kinematic states:

If the shear stress is less than the maximum friction stress, no relative displacement takes place in the contact region. This is named sticking which can be described by the condition:

$$\tau_{max} < \mu p + c \tag{3}$$

Once the shear stress becomes higher than the maximum friction stress, the contact bodies move relative to each other. This is named sliding which can be formulated by :

$$\tau_{max} \geq \mu p + c \tag{4}$$

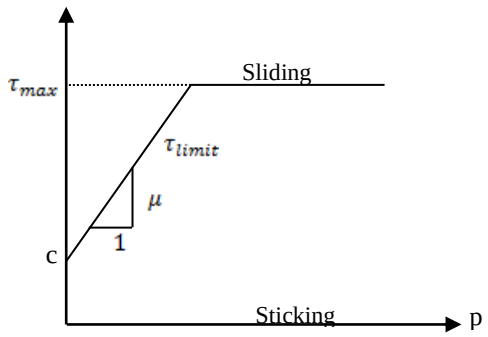


Figure 2 : Coulomb friction model [13]

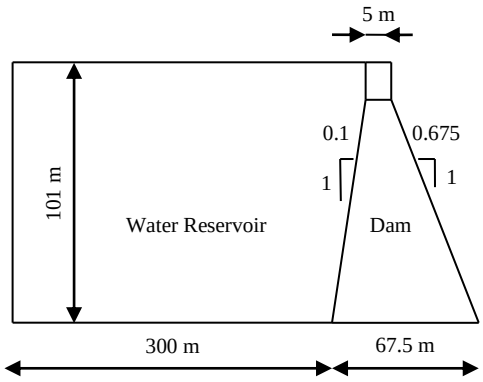
Figure 2 : Modèle de friction de Coulomb [13]

3. Numerical model

3.1. Material properties of Oued Fodda dam

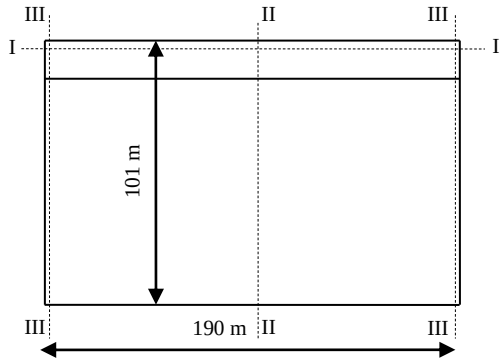
Chosen dam is situated on Oued Fodda River and approximately 20 km of Oued Fodda City, Chlef, Algeria. The reservoir is mainly used for irrigation purposes. The capacity of the dam is 125.5 hm^3. The maximum height and base width of the dam are 101 m and 67.5 m, respectively. The dam crest is 190 m in length and 5 m wide and the maximum height of the reservoir water is considered as 101 m. The reservoir width is 300 m. The transverse and longitudinal sections of the dam-reservoir coupled system are shown in Fig. 3.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr



a) Transverse section and dimensions

a) Coupe transversale et dimensions



b) Longitudinal section and dimensions

b) Coupe longitudinale et dimensions

Figure 3 : Sections and dimensions of the Oued Fodda concrete gravity dam

Figure 3: Sections et dimensions du barrage-poids en béton d'Oued Fodda

The material properties for both the dam and its water reservoir are given in Tab. 1. According to the Drucker-Prager model [16], the cohesion and the angle of internal friction of the dam body are assumed as to be 2.50 MPa and 35°, respectively. In addition, the tensile strength and the compressive strength of the concrete of the dam are 1.6 MPa and 20 MPa, respectively.

Table 1: Material properties of Oued Fodda concrete gravity dam and its water reservoir

Tableau 1 : Propriétés matérielles du barrage-poids en béton d'Oued Fodda et de son réservoir d'eau

Material	Material properties		
	Modulus of elasticity (MPa)	Poisson's ratio	Mass density (kg/m^3)
Dam (concrete)	24600	0.20	2640
Reservoir water	2070	-	1000

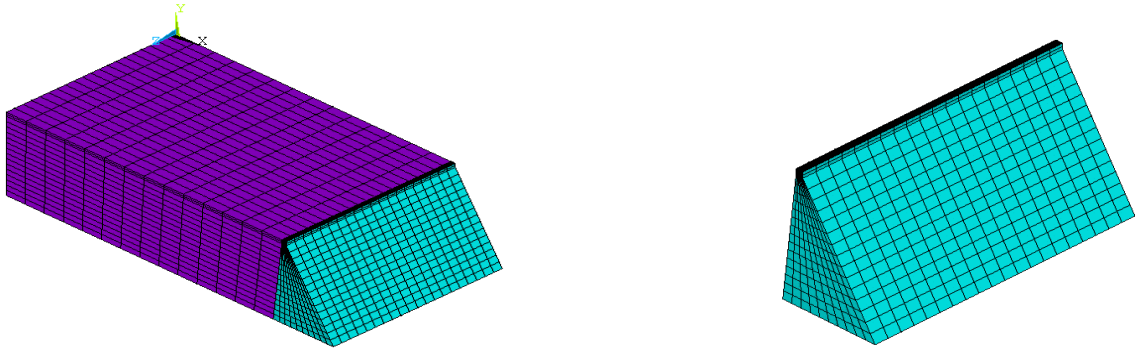
3.2. Finite element model of dam-reservoir interaction system

The formulation of the dam-reservoir interaction system is represented using the Lagrangian approach [14&15], which considers that the fluid is assumed linear-elastic, incompressible, inviscid, and irrotational. The dam-resevoir interaction system is investigated using the three-dimensional finite element model shown in Fig. 4. A three-dimensional finite element model with 3400 solid finite elements (Solid45) is used to model Oued Fodda dam. Besides, a three-dimensional finite element model with 4760 fluid finite elements (Fluid80) is used to model the reservoir water. The fluid element (Fluid80) is used to model fluids contained within vessels having no net flow rate. The fluid element is particularly well suited for calculating hydrostatic pressures and fluid-solid interactions [13]. In addition, 340 contact-target element pairs are employed to model dam-reservoir interaction interface.

3.3. Modeling of dam-reservoir contact interface

The seismic response of a concrete dam depends upon its contact interaction with the water reservoir. This interaction interface between the dam and reservoir of water is modeled by using contact elements. These elements can present the contact and sliding of the water along the dam-reservoir interface and provide the friction response by the properties of normal and tangential shear stiffness at contact interface.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr



a) Dam body in full reservoir case
a) Cas du barrage plein

b) Dam body in empty reservoir case
b) Cas du barrage à vide

Figure 4 : Finite element model of Oued Fodda concrete gravity dam

Figure 4 : Modèle d'éléments finis du barrage-poids en béton d'Oued Fodda

In this study, three-dimensional contact elements which represent the friction contact are established between the surfaces of volumes for three-dimensional system. Surface-to-surface contact elements generated by ANSYS software [13] are chosen. These contact elements use a target surface (Targe170) and a contact surface (Conta174) to form a contact pair. In addition, "no separation" contact model is employed in this purpose which allows the sliding of contact surfaces. The Coulomb friction and contact friction stress are available in these elements.

4. Numerical analysis

4.1. Nonlinear earthquake response of Oued Fodda dam

This study investigates the three-dimensional nonlinear seismic response of Oued Fodda concrete gravity dam considering contact elements at dam-reservoir interaction interface. For this purpose, the horizontal and vertical components of 1967 Koyna earthquake are utilized in analyses (Fig. 5). The horizontal component is applied along the river axis. The Drucker-Prager model [16] is used in the nonlinear analysis for concrete of the dam body. All numerical analyses are carried out using ANSYS [13]. According to the numerical analyses, the maximum horizontal displacements and principal stresses in the dam are presented for both empty and full reservoir cases.

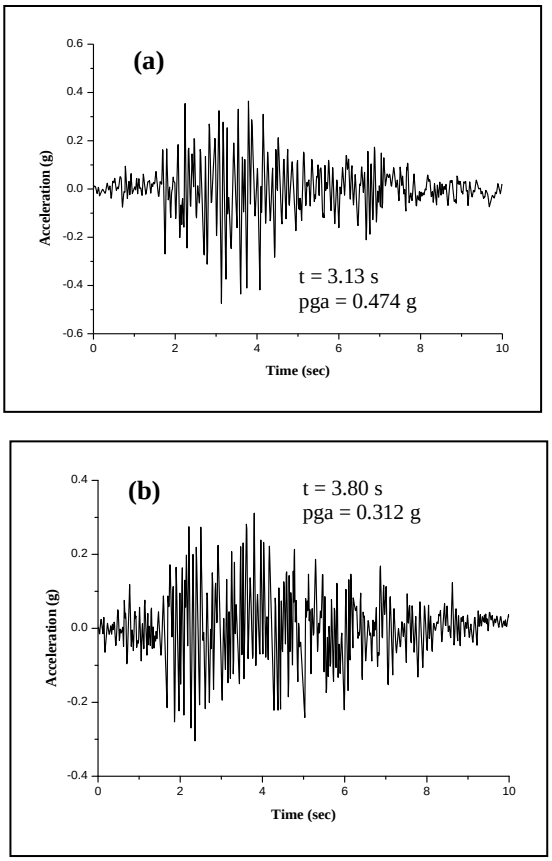


Figure 5 : Acceleration records of 1967 Koyna earthquake: (a) : Horizontal component and (b) : Vertical component

Figure 5 : Enregistrements d'accélération du séisme de Koyna en 1967 : (a) : composante horizontale et (b) : composante verticale

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

4.1.1. Horizontal displacements

The time history of horizontal displacement at the dam middle crest in upstream face is presented in Fig. 6 for empty and full reservoir cases. The horizontal displacement at crest point increases from 3.82 cm in empty reservoir case to 8.63 cm in full reservoir case. This indicates that there is about 126 % rise in the magnitude of the crest displacement in full reservoir case. The Fig. 7 shows the maximum horizontal displacement contours at the dam crest for empty and full reservoir cases. It is obvious that the horizontal displacements obtained from full reservoir case are higher than ones obtained from empty reservoir case due to the effect of fluid-structure interaction phenomenon.

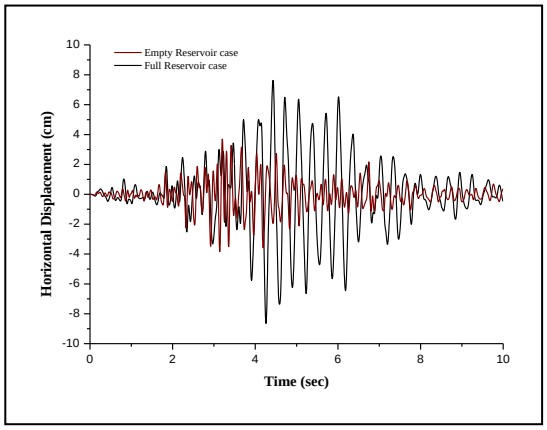
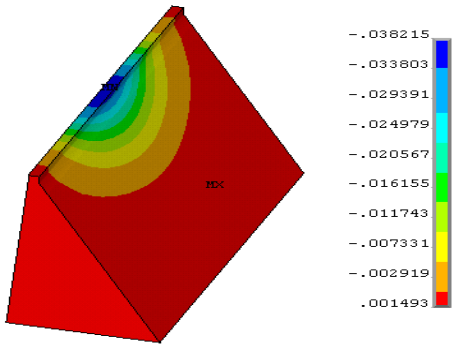


Figure 6 : Time history of horizontal displacement at the dam crest in upstream face for empty and full reservoir cases

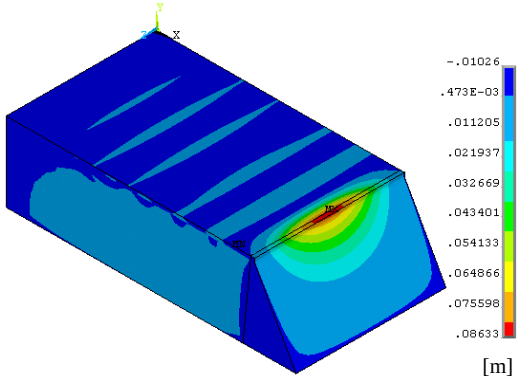
Figure 6 : Déplacement horizontal en fonction du temps à la crête du barrage en face amont pour le cas du barrage à vide et du barrage plein



(a) Empty reservoir case

(a) Cas du barrage à vide

[m]



[m]

(b) Full reservoir case

(b) Cas du barrage plein

Figure 7 : Maximum horizontal displacement contours of the dam

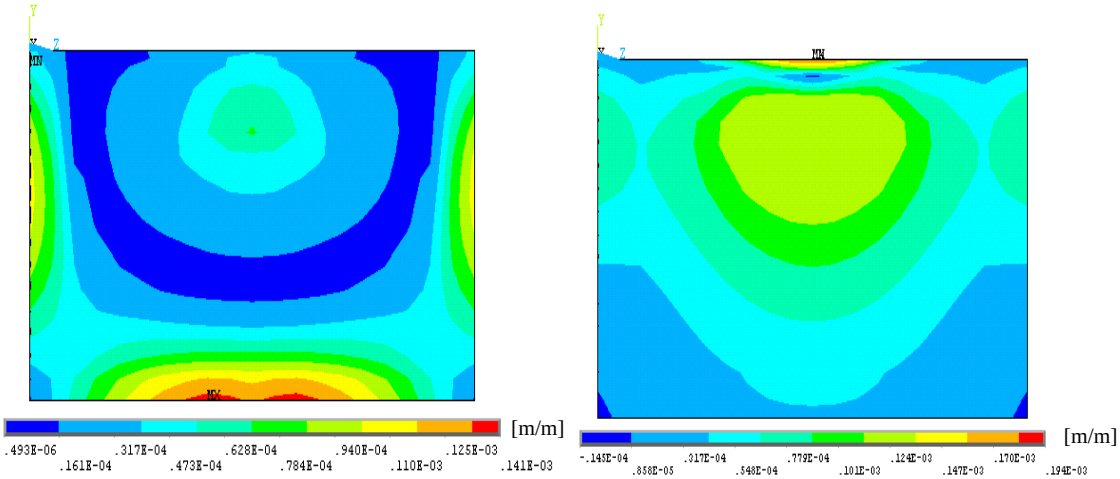
Figure 7 : Contours des déplacements horizontaux maximaux du barrage

Fig. 8 illustrates the maximum principal tensile strain contours in upstream face of the dam for empty and full reservoir cases. It is seen that the principal tensile strains are higher under the effect fluid-structure interaction.

4.1.2. Principal stresses

Figs. 9 and 10 represent the maximum principal tensile and compressive stress contours in upstream face of the dam for both empty and full reservoir cases. It is observed that the maximum principal stresses obtained from full reservoir case are higher than ones obtaine

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr



a) Empty reservoir case

a) Cas du barrage à vide

b) Full reservoir case

b) Cas du barrage plein

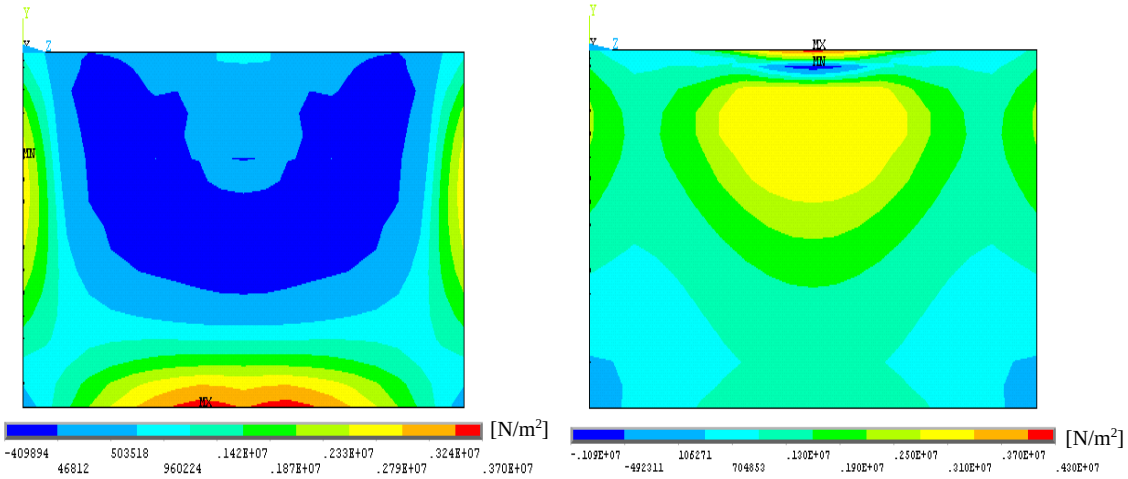
Figure 8: Maximum principal tensile strain contours in upstream face of the dam

Figure 8 : Contours des déformations principales maximales de traction en face amont du barrage

From empty reservoir case due to the effect of hydrostatic and hydrodynamic pressure of the reservoir water. In addition, the maximum principal stresses occur at the middle region of the dam crest, upper and lower parts along the symmetry central axis and upper extremity regions of the dam.

Fig. 11 illustrates the time history of principal stresses at the dam crest in upstream face for empty and full reservoir cases.

The maximum principal tensile and compressive stresses increase from 1.34E3 kN/m^2 and -7.71E2 kN/m^2 in empty reservoir case to 4.30 E3 kN/m^2 and -2.11 E3 kN/m^2 in full reservoir case. Therefore, for full reservoir model, an increase of 221 % and 174 % respectively, in the magnitude of maximum principal tensile and compressive stresses is noticed. It is obvious that the principal tensile and compressive stresses are greatly higher under the effect of hydrodynamic interaction of reservoir water.



a) Empty reservoir case

a) Cas du barrage à vide

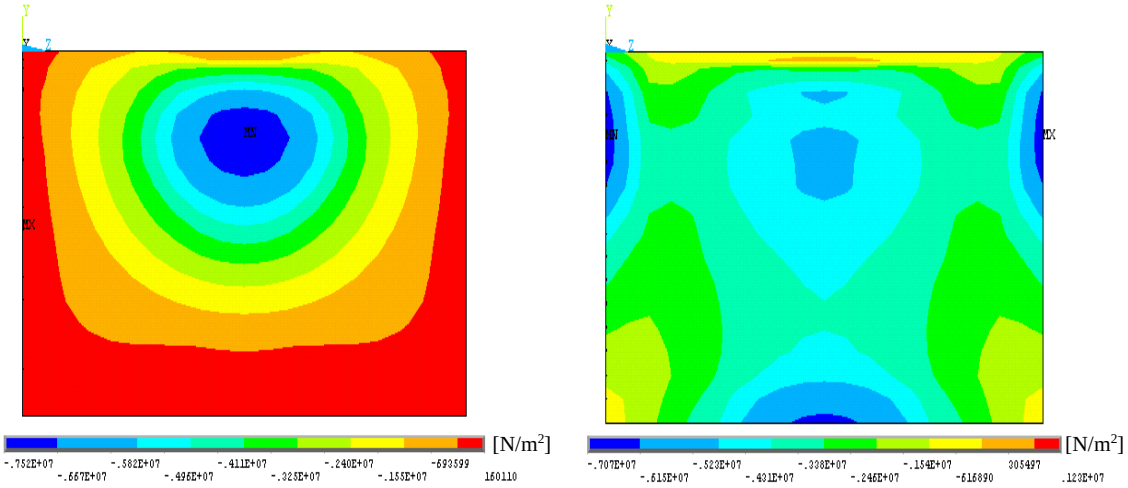
b) Full reservoir case

b) Cas du barrage plein

Figure 9 : Maximum principal tensile stress contours in upstream face of the dam

Figure 9 : Contours des contraintes principales maximales de traction en face amont du barrage

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

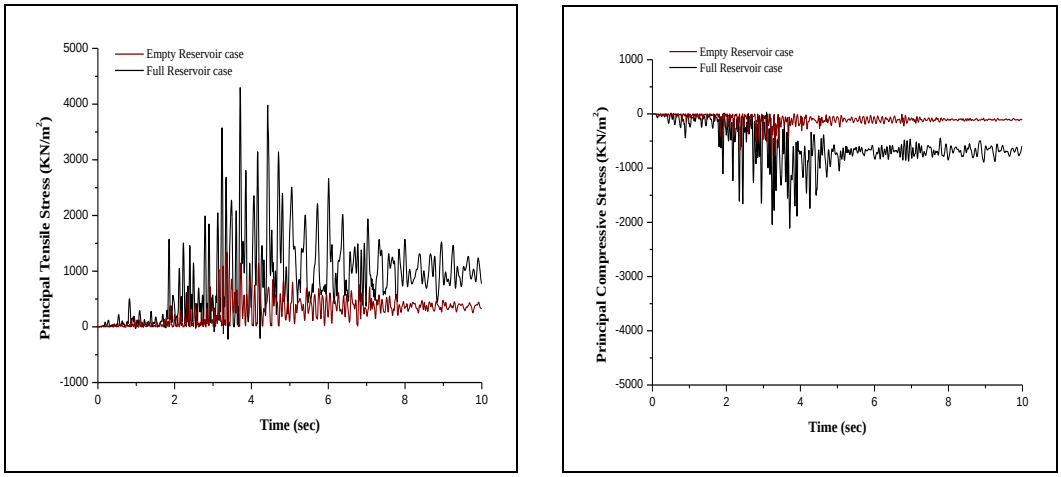


a) Empty reservoir case
a) Cas du barrage à vide

b) Full reservoir case
b) Cas du barrage plein

Figure 10: Maximum principal compressive stress contours in upstream face of the dam

Figure 10 : Contours des contraintes principales maximales de compression en face amont du barrage



(a) Principal tensile stresses
(a) Contraintes principales de traction

b) Principal compressive stresses
b) Contraintes principales de compression

Figure 11 : Time history of principal stresses at the dam crest in upstream face for empty and full reservoir cases

Figure 11 : Contraintes principales en fonction du temps à la crête du barrage en amont pour le cas du barrage à vide et du barrage plein

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

5. Conclusions

This study presents the nonlinear seismic response of Oued Fodda concrete gravity dam considering dynamic fluid-structure interaction phenomenon. For this purpose, a numerical investigation in three-dimensional (3D) of the effect of hydrodynamic interaction and sliding of the water along the dam-reservoir interface is performed. The interaction interface between the dam and reservoir of water is modeled by using surface-to-surface contact elements based on the Coulomb's friction law. The hydrodynamic pressure of reservoir fluid is modeled using fluid finite elements based on Lagrangian approach. The Drucker-Prager model [16] is used in the nonlinear analysis for concrete of dam body.

From the numerical results obtained in the study, the following conclusions can be drawn:

- The fluid-structure interaction phenomenon increases the horizontal displacements of the dam.
- The hydrodynamic pressure of the reservoir water increases the principal stresses in the dam body.

- The maximum principal tensile stresses occur at the middle region of the dam crest, upper and lower parts along the symmetry central axis and upper extremity regions of the dam. Hence it is expected to appear cracks in these parts causing damage in the dam.

- The hydrostatic and hydrodynamic pressure of the reservoir water should be taken into account in the numerical analyses to evaluate the critical response of the dam.

The fluid-structure interaction problem is a complex phenomenon. This phenomenon depends upon the material pairing of the bodies constituting the contact interface between the structure and fluid. This description is adapted to the use of contact elements which can identify the parts to be analyzed for the interaction. Therefore, the contact elements should be taken into account in the modeling of the fluid-structure interaction phenomenon in seismic analysis of concrete gravity dams to achieve more reliable results, due to the capacity of these elements to present the interaction and sliding of the fluid along the fluid-structure interface.

References

[1] Chopra, A.K. and Chakrabarti, P., *Earthquake analysis of concrete gravity dams including dam-water-foundation rock interaction*., Earthquake Eng. Struct. Dynam., Vol. 9, nº 4, pp 363-383, 1981.

[2] Bayraktar, A., Hancer, E. and Akkse, M., *Influence of base-rock characteristics on the stochastic dynamic response of dam-reservoir-foundation systems*., Eng. Struct., Vol. 27, nº 10, pp 1498-1508, 2005.

[3] Seghir, A., Tahakourt, A. and Bonnet, G., *Coupling FEM and symmetric BEM for dynamic interaction of dam-reservoir systems*., Engineering Analysis with Boundary Elements, Vol. 33, nº 10, pp 1201-1210, 2009.

[4] Saouma, V., Miura, F., Lebon, G. and Yagome, Y., *A simplified 3D model for soil-structure interaction with radiation damping and free field input*., Bull Earthquake Eng., Vol. 9, nº 5, pp1387-1402, 2011.

[5] Kartal, M.E., *Three-dimensional earthquake analysis of roller compacted concrete dams*., Natural Hazards and Earthquake System Sciences, Vol. 12, pp 2369-2388, 2012.

[6] Ouzandja, D. and Tiliouine, B., *Effects of dam-foundation contact conditions on seismic performance of concrete gravity dams*., Arabian Journal for Science and Engineering, Vol. 40, nº 11, pp 3047-3056, 2015.

[7] Hatami, K., *Numerical simulation of dynamic soil-structure interaction in shaking table testing*., Soil Dyn. Earthquake Eng., Vol. 28, pp 453-467, 2008.

[8] Hariri-Ardebili, M.A., *Impact of foundation nonlinearity on the crack propagation of high concrete dams*., Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 51, nº 2, pp 72-82, 2014.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

[9] Ouzandja, D., Tiliouine, B., Belharizi, M. and Kadri, M., *Three-dimensional nonlinear seismic response of oued fodda concrete gravity dam considering contact elements at dam-reservoir interaction interface*., Asian Journal of Civil Engineering, Vol. 18, nº 6, pp 977-992, 2017.

[10] Kikuchi, N. and Oden, J.T., *Contact problems in Elasticity: A Study of Variational Inequalities and Finite Element Methods*., SIAM, Philadelphia, 1988.

[11] Zhong, Z.H., *Finite element procedures for contact-impact problems*., Oxford University Press Inc, New York, 1993.

[12] Wriggers, P., *Computational contact mechanics, 2nd eddition*., Wiley/Springer, Berlin, Heidelberg, 2006.

[13] ANSYS., *Theory user's manual*., Swanson Analysis Systems Inc, Houston, PA, USA, 2012.

[14] Nomura, T. and Thomas, J.R.H., *An arbitrary Lagrangian-Eulerian finite element method for interaction of fluid and a rigid body*., Computer methods in applied mechanics and engineering, Vol. 95, nº 1, pp 115-138, 1992.

[15] Van Loon, R., Anderson, P.D., Van de Vosse, F.N. and Sherwin, S.J., *Comparison of various fluid-structure interaction methods for deformable bodies*., Comput. Struct., Vol. 85, nº 11-14, pp 833-843, 2007.

[16] Drucker, D.C. and Prager, W., *Soil mechanics and plastic analysis of limit design*., Q. Appl. Math., Vol. 10, nº 2, pp 157-165, 1952.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

INFLUENCE DE LA POLLUTION DES EAUX SUR LA DÉGRADATION DES ROCHES SCHISTEUSES

THE INFLUENCE OF WATER POLLUTION ON THE DEGRADATION OF SCHIST ROCKS

Réception : 04/02/2019 **Acceptation : 19/04/2019** **Publication : 30/06/2019**

HADDAD Sabrina[1], MELBOUCI Bachir[2]
[1]Laboratoire Géomatériaux Environnement et Aménagement- Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, E-mail : sabrinahaddad0617@gmail.com
[2]Laboratoire Géomatériaux Environnement et Aménagement- Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, E-mail : melbouciba@hotmail.fr

Résumé-La problématique posée dans ce travail est de comprendre la dégradation des roches schisteuses, source du glissement de terrain d'Ain El Hammam (Algérie), sachant que les eaux usées de la commune d'Ain El Hammam sont déversées directement sur le versant schisteux. En effet, les attaques des eaux polluées représentent un sujet inquiétant et grandissant par la détérioration de la couche imperméable et rend ce versant instable. Une étude expérimentale a été menée en simulant le climat de la région par des cycles climatiques au laboratoire. Les principaux résultats obtenus ont montré que le matériau ***schiste*** a subi des dégradations surtout en présence des sulfates et des phosphates. Ces eaux chargées entrent dans la structure du schiste en feuillets parallèles (schistosité) et affectent la composition minéralogique et surtout les liaisons chimiques entre les différents minéraux. Ce qui a affaibli la stabilité du versant et a accéléré les déplacements du massif.

Mots - clés : Eau, Polluants, Versant instable, Schiste, Dégradation.

Abstract-Our target is to study how the degradation of schist rocks is the cause of landslide in Ain El Hammam (Algeria). Knowing that the wastewater of the municipality of Ain El Hammam is flowed directly on the schistose side. In fact, the attacks of polluted waters represens a worrying and growing subject by the deterioration of the impermeable layer and makes this side unstable. An experimental study was conducted simulating the climate of the region through climate cycles in the laboratory. The main results obtained showed that the schist material has been degraded particularly in the presence of sulphates and phosphates. This polluted water enters the schist structure in parallel sheets (schistosity) and affect the mineralogical composition and especially the chemical bonds between the different minerals. This weakened the stability of the side and accelerated the movement of the massif.

Keywords: Water, Pollutants, Unstableside, Schist, Degradation.

1-Introduction

Le présent travail est consacré aux problèmes d'altération des roches schisteuses sous conditions climatiques différentes et à l'influence de ces processus sur la stabilité du massif instable d'Ain El Hammam. Ces roches schisteuses subissent des altérations chimiques par circulation des eaux polluées et non polluées qui changent les paramètres pétrographiques et géotechniques les caractérisant. En effet, l'état d'altération des roches schisteuses est un des facteurs principaux qui peut avoir une influence sur la stabilité des massifs rocheux.

Cette altération conduit à la dégradation des propriétés physiques et mécaniques de la roche schisteuse au niveau de la matrice rocheuse et, également, au niveau du massif. Les trois groupes de facteurs déterminant la sensibilité du schiste à l'altération sont les suivants :

- Le facteur environnemental, défini par les conditions climatiques, ainsi que par

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

la topographie du site et son hydrologie ;
- Les propriétés géologiques et géotechniques du massif rocheux ;
- Les propriétés de la matrice rocheuse (minéralogie, texture, propriétés physiques et mécaniques).

De plus, l'eau en s'infiltrant, n'étant pas seulement un agent altérant, mais également un agent de transport des différents produits des ménages, des produits de l'altération sous formes dissoutes ou particulaires sont remobilisés vers la couche imperméable de schiste.

2-Altération des roches

L'altérabilité désigne la capacité d'une roche à s'altérer plus ou moins rapidement (altération physique et chimique). L'altérabilité peut être exprimée par la vitesse de dégradation de différentes caractéristiques pétrographiques, physiques ou mécaniques au cours de l'altération des roches [6].

Les trois groupes de facteurs déterminant la sensibilité du massif rocheux à l'altération sont les suivants :

- Le facteur environnemental, défini par les conditions bioclimatiques, ainsi que les facteurs de station (topographie, hydrologie) ;
- Les propriétés géologiques et géotechniques du massif rocheux : conditions tectoniques, macro-texture du massif (homogénéité, conditions de la fracturation, etc.), drainage interne ;
- Les propriétés de la matrice rocheuse : composition minéralogique et texture de la roche, propriétés physiques et mécaniques (perméabilité, porosité, densité, etc..).

La transformation des roches pendant l'altération dépend du type de roches soumises à l'altération et des conditions dans lesquelles le processus se déroule.

Les mécanismes responsables de l'altération se divisent en deux : l'altération chimique et l'altération mécanique.

L'altération chimique favorise le développement des sols au détriment de la roche mère et l'altération mécanique tend à diminuer l'épaisseur des roches en arrachant mécaniquement les grains ou des particules. Elle ne modifie pas la composition mais facilite le morcellement du matériau initial.

Cette altération est essentiellement due à la charge polluante excessive des eaux de ruissellement superficielles ou profondes qui a été identifiée comme une composante des sources de pollution diffuses dans les zones urbaines des pays en développement [5 & 7]. En effet, en raison de l'urbanisation et de la motorisation accélérée, de l'insuffisance ou le disfonctionnement des réseaux de drainage et des sources de pollutions difficilement maitrisables, les eaux de ruissellement superficielles ou profondes constitue un défi environnemental majeur. Dans la plupart des villes de ces pays, les eaux pluviales sont généralement mélangées aux eaux usées telles que les eaux domestiques, les lixiviats de décharge, les huiles usagées et les effluents hospitaliers.

3-Caractérisation du versant de l'étude

La région d'Ain El Hammam est rattachée au massif de la Grande Kabylie qui s'étale sur une longueur de 70 km et une largeur de 20 km; il occupe une position centrale dans les Maghrébides. Il domine le bassin de Tizi-Ouzou au nord et assure une transition avec la chaîne de montagnes de Djurdjura vers le sud. Il est limité à l'est par l'affleurement des flyschs du haut Sebaou et à l'ouest par les flyschs supra-kabyles. Les hauteurs maximales qui culminent entre les cotes 1000 m et 1300 m sont situées dans la région orientale de ce massif. Les zones internes de ce segment alpin (massif de la Grande Kabylie) comportent trois ensembles géologiques (GEOMICA 2009):

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

• Le premier est métamorphique; il est composé de terrains anciens cristallins et surtout cristallophylliens du Paléozoique ;

• Le second est de nature sédimentaire, peu ou pas métamorphique, d'âge cambrien à carbonifère ;

• Le troisième forme la dorsale ou chaîne calcaire d'âge mésozoique à cénozoique.

La zone affectée par le mouvement de terrain est constituée essentiellement de schistes satinés. Cette formation présente un plan de schistosité d'orientation moyenne ENE-WSW d'un pendage de 40° à 60° vers le sud dans le sens de la pente [2]. Le contexte géologique, morphologique et climatique de la région permet de mieux cerner la problématique.

3.1- Morphologie du versant

La morphologie de la région d'Ain El Hammam joue un rôle important dans l'amorce des instabilités de terrain. En effet, la pente affectée par le glissement de terrain d'Ain El Hammam se présentait à l'origine sous forme d'une pente abrupte orientée généralement suivant une direction Nord-Sud. Cependant, l'allure de la crête du versant a été largement modifiée par les travaux d'urbanisation récents et l'allure de la partie non construite du versant (située en aval de cette crête) est remodelée par les mouvements de terrain récents.

L'effet du mouvement de terrain sur cette pente et très visible en surface : les déformations donnent au versant instable une forme en gradins. Le pied de ce glissement est constitué de schistes broyés et écrasés.

Les facteurs morphologiques susceptibles d'être à l'origine du mouvement de terrain sont :

- L'effet de la pente raide du versant ;
- L'alternance de couches résistantes et d'autres peu consistantes avec un pendage orienté dans le sens de la pente du versant ;
- L'effet du sens d'orientation des plans de schistosité du substratum.

3.2- Hydrologie du site

Le versant instable d'Ain El Hammam est caractérisé par la présence de cours d'eau d'écoulement (torrentiel et semi-permanant) qui modifient la topographie du site et de plusieurs sources d'eau dans le versant. Les sources d'eau contribuent à l'altération du substratum, par l'effet du transport des particules fines et à l'apparition de surfaces de faiblesse en profondeur.

D'après les deux sondages piézométriques réalisés à Ain El Hammam, l'effet des fluctuations de la nappe varie en fonction des saisons. Elle peut atteindre la saturation en hiver et elle peut descendre jusqu'à 12 m de profondeur en été. Pendant la fonte progressive de la neige, la nappe affleurait le niveau du terrain naturel (saturation du terrain par infiltration lente et progressive).

3.3- Climatologie du site

Le climat de la région d'Ain El Hammam est de type méditerranéen continental, relativement froid et humide en hiver, chaud et sec en été. La période des fortes pluies s'étale dans cette région sur 5 à 6 mois (entre novembre et mars). A partir d'une étude des données climatiques, d'Ain El Hammam (qui s'étale sur plusieurs années), nous avons relevé les constats suivants [2]:

- Les températures varient suivant les années, de 25°C à 35°C en juillet et août avec parfois des pics qui dépassent 40°C ;
- Le mois le plus pluvieux de l'année est le mois de décembre avec une pluviométrie mensuelle moyenne qui oscille autour de 175 mm ;
- Le mois le plus sec de l'année est le mois de juillet, avec une pluviométrie moyenne de l'ordre de 5 mm ;
- Les précipitations moyennes annuelles oscillent autour de 1050 mm avec un extremum en 1974 atteignant 1559 mm.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

3.4 - Géologie

Le glissement d'Ain El Hammam est localisé dans un versant d'une pente de 40° à 60° d'inclinaison. Le pendage du substratum est de 30° à 60° orienté dans le sens de la pente. Ce versant est caractérisé par l'alternance en profondeur de couches résistantes et d'autres peu consistantes.

En effet, les résultats des huit (08) sondages carottés réalisés dans ce versant par le laboratoire GEOMICA montrent qu'il est composé de quatre couches :

- En surface, un recouvrement superficiel de remblais et d'éboulis d'une épaisseur allant de 1.70 m à environ 10 m ; il est localisé au niveau de la crête du versant [3] ;
- En profondeur, les passages altérés de la formation schisteuse sont peu consistants et on distingue du haut vers le bas : des débris de schistes argileux, des schistes altérés et déstructurés très perméables et le substratum composé de schistes satinés compacts.

Ce mouvement de terrain affecte une formation schisteuse très altérée. Cette roche se débite en plaquettes suivant la direction de schistosité principale. Cependant, la direction de ces plans de schistosité se trouve dans le sens de la pente et favorise ainsi le glissement des feuillets qui est facilité par la présence d'eau qui joue le rôle de lubrifiant.

4-Altération des roches schisteuses d'Ain El Hammam

Les fissures importantes observées dans la partie avale de la ville (constituant des zones de faiblesse pour les infiltrations d'eau) contribuent à l'altération des couches de schiste profondes. En effet, la forte perméabilité de la couche superficielle de remblais qui repose sur un substratum schisteux peu perméable et fissuré, permet une rapide infiltration de l'eau de pluie dans les fissures des schistes du substratum et favorise, en l'accélérant, le processus d'altération du substratum schisteux.

Ce processus d'infiltration réduit considérablement les caractéristiques mécaniques de la couche superficielle, mais aussi et surtout des couches profondes (l'eau brise l'effet de cohésion existant entre les particules). Dans ce cas, l'écoulement dans les couches profondes est souvent transversal, et les panneaux de schistes altérés sont le plus souvent piégés entre deux couches de schistes très peu perméables. Par ailleurs, dans ce processus, les écoulements d'eau (issus de plusieurs sources d'eau existantes dans le bas du versant instable ; ce qui suppose que la nappe est profonde) transportent les particules fines du sol en laissant des vides et provoquent en aval un colmatage du terrain augmentant la pression interstitielle (marquée par des sorties d'eau subites et par une augmentation des débits des sources). En outre, dans ces niveaux drainants, le sol passe d'un état plastique à un état liquide en créant des zones de faiblesse propices à l'apparition de surfaces de ruptures profondes.

L'activation de ce glissement de terrain est fortement liée aux différentes actions climatiques.

4.1- L'effet des fortes précipitations

Les fortes précipitations qui caractérisent le climat de la région d'Ain El Hammam ont un rôle très important dans le déclenchement, l'activité et l'évolution de ce glissement de terrain.

4.2- L'effet des réseaux d'assainissement non raccordés et des eaux issues de l'abattoir

Les eaux usées issues de l'abattoir et du réseau d'assainissement principal de la ville d'Ain El Hammam (un réseau non raccordé) se déversent directement dans les lignes de rupture apparentes dans le versant instable. Une partie de ces eaux usées ruisselle sur le versant et suit les ravins des cours d'eau, l'autre partie s'infiltre dans les lignes de glissement et contribue à la réactivation et à l'évolution du glissement. Ces eaux contenant des agents chimiques contribuent considérablement à l'érosion du versant et à l'activité du mouvement.

Cette eau s'infiltre progressivement dans les diaclases du schiste et sépare les feuillets de cette formation provoquant ainsi une altération progressive du substratum et une réduction des

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

caractéristiques mécaniques des sols superficiels et profonds.

Des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande réalisés par Kechidi [4]sur les deux échantillons de schiste après broyage (prélevés respectivement dans les limites Est et Ouest du glissement) démontrent la dégradation des caractéristiques mécaniques de cette formation en milieu saturé. Ces essais renseignent sur le rôle de l'eau (essai en milieu saturé) dans la modification des caractéristiques mécaniques de la pente du versant composée principalement de schistes broyés et déstructurés. Ces zones de schistes broyés sont reconnues par forage au niveau de ce site Fig. 1.

Figure 1 : Carottes obtenues dans la couche schisteuse altérée.

Figure 1 : Cores obtained in the altered schistose layer.

5-Caractéristiques expérimentales de la matrice schisteuse

Le schiste est extrait sous formes de blocs de différentes tailles. Après concassage manuel de ces blocs, les propriétés de ce matériau ont été déterminées par des essais d'identifications simples et rapides. Les caractéristiques déduites sont regroupées dans le tableau 1.

Tableau 1 : Essais d'identification des couches constituant le versant.
Table 1: Identification tests of the composition of the layers in the side.

couches de sol	γd (KN/m³)	γh (KN/m³)	W_l (%)	I_p (%)
Remblais	17.9	19	24	3.4
Débris de schistes argileux	20.2	21.5	19	7.3
Schistes altéré et déstructuré	23.1	24.5	/	/
Schistes satinés	23.2	24	/	/

5.1-Minéralogie des schistes d'Ain El Hammam

Deux échantillons de schiste ont été prélevés à deux dates différentes et dans deux endroits distincts, aux limites Est et Ouest du glissement. Une étude minéralogique et pétrographique a été effectuée au laboratoire CETIM de BOUMERDES sur ces échantillons de schistes en utilisant la méthode du broyage et de diffraction aux rayons X. Les résultats de cette étude sont récapitulés dans le tableau 2.

Tableau 2 : Composition minéralogique des deux échantillons de schiste.
Table 1: Mineralogical composition of the two schist samples.

	Code de l'échantillon	Échantillon 1	Échantillon 2
Composition minéralogique en % minéraux	Quartz	22.5	34
	Albite	9	8
	Chlorite	8.5	8
	Kaolinite	14.5	9.5
	Muscovite	37.5	33
	Anatase	1	1
	Autres	7	6.5

La roche schisteuse comporte un taux élevé de minéraux (kaolinite, muscovite) qui dépasse les 50%, ce qui indique un niveau d'altération météorique avancé. Ces observations minéralogiques confirment la forte altération des schistes d'Ain El Hammam,

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

altération qui est à mettre en relation avec la structure de la roche et ne peut que participer à une accentuation du mouvement de terrain.

5.2-Essais mécaniques réalisés

Les essais mécaniques réalisés sont de deux types : les essais de cisaillement à la boîte de Casagrande et les essais œdométriques sur des échantillons de schiste soumis à différents cycles d'altération aux agents chimiques tels que les phosphates, les sulfates et les détergents issus des différents lavages domestiques.

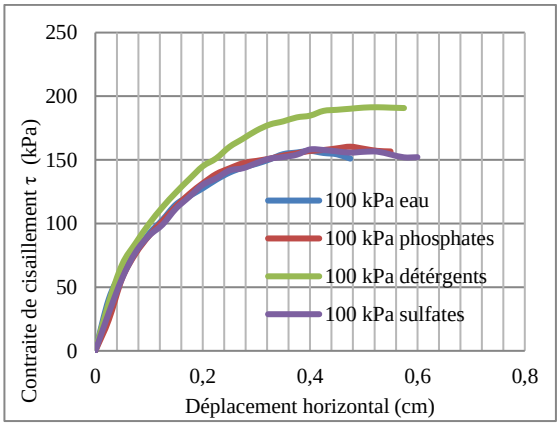
Les eaux souterraines d'Ain El Hammam peuvent avoir différentes origines en terme de pollution : naturelle, domestique, industrielle et agricole. L'origine naturelle implique un phénomène tel que la pluie, lorsque par exemple l'eau de ruissellement passe à travers des terrains riches en métaux lourds ou encore lorsque les précipitations entraînent les polluants de l'atmosphère vers le sol. L'origine domestique concerne les eaux usées ménagères (salle de bains, cuisine, ...etc.), les eaux vannes (WC...etc.), ainsi que les eaux rejetées par les hôpitaux, commerces,...etc. Quant à l'origine agricole et industrielle, elle concerne par exemple les eaux surchargées par des produits issus de l'épandage (engrais, pesticides) ou encore les eaux contaminées par des résidus de traitement métallurgique, et de manière plus générale, par des produits chimiques tels que les métaux lourds, les hydrocarbures...etc. [1].

En tenant compte des études chimiques réalisées sur les eaux polluées en bas du versant, nous avons reconstitué cette eau et nous l'avons dosée à 20 mg/l pour le phosphate, à 800mg/l pour les sulfates et à 60g/l pour les détergents de lessive.

Préparation des échantillons

Pour simuler l'effet d'altération accéléré au laboratoire des passages altérés et remaniés profonds du versant d'Ain El Hammam, nous avons suivi la démarche suivante : extraction de blocs schisteux non altérés que nous avons broyés pour la confection d'échantillons. Ces derniers sont immergés dans trois solutions d'eau contenant des produits chimiques différents : détergents, sulfates, phosphates. Ils sont ensuite soumis, dans une enceinte climatique, à cinq séries de cycle de dix jours. Chaque cycle comporte une température à 45°C pendant 18h et une température à -5°C pendant 6h durant cinq premiers jours et on inverse ensuite les températures : 45°C pendant 6h et -5°C pendant 18h durant cinq derniers jours ; ceci constitue une série de cycle de dix jours.

Après les cinq cycles d'altération, les échantillons seront soumis aux essais de cisaillement de type non consolidé non drainé à une vitesse de 1,5 mm/min tout en faisant varier la contrainte normale de 100 à 400 kPa. Les résultats obtenus sont présentés sous forme de courbes contrainte-déformations Fig. 2.



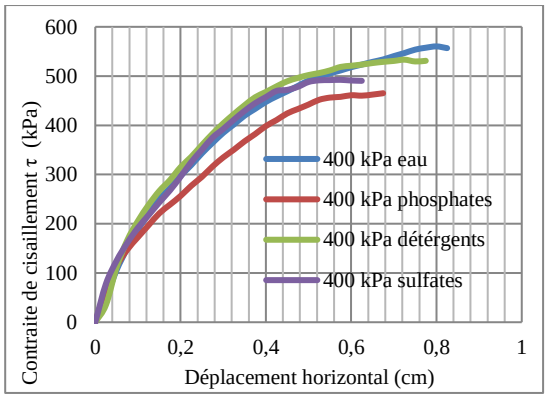


Figure 2: Influence des quatre polluants sur la résistance au cisaillement sous des contraintes normales de 100 et 400 kPa.

Figure 2: The influence of the four pollutants on shear strength under normal stresses of 100 and 400 kPa.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

Tableau 3: Caractéristiques mécaniques obtenues aux essais de cisaillement.

Table 3: Mechanical characteristics obtained in shear tests.

Echantillons	Caractéristiques C et φ	
	C [kPa]	φ°
Schiste+eau	94	39
Schiste+phosphates	24	44
Schiste+détergents	47	41
Schiste+sulfates	4	46

Sous le chargement de σ = (100, 200, 300 et 400 kPa), on obtient des courbes monotones qui évoluent lentement jusqu'à atteindre une valeur maximale de cisaillement où la rupture franche de l'échantillon apparaît.

La figure 2 montre que plus la contrainte normale augmente, plus la contrainte de cisaillement augmente. La valeur maximale de la contrainte de cisaillement a atteint 430 KPa sous la contrainte normale de 400 KPa ; cette valeur est inférieure à celle obtenue sur l'échantillon de schiste seul. Ce qui montre que l'eau diminue l'effet de la résistance au cisaillement par l'altération du schiste.

La variation importante des caractéristiques physiques et mécaniques des sols est due à la présence de couches discordantes dans ce versant (tableau 3) ; les caractéristiques mécaniques élevées sont observées pour les échantillons prélevés dans les passages résistants et les plus faibles sont observées pour les couches les plus altérées.

Il ressort de ces essais que la majeure partie de ces passages altérés et remaniés profonds montre une faible résistance mécanique et présente des caractéristiques favorables aux glissements de terrain.

Essai œdométrique : les échantillons traités aux trois produits chimiques sont ensuite soumis aux essais de compressibilité à l'essai œdométrique. Les principaux résultats sont regroupés dans le tableau 4 et représentés sur la figure 3.

Tableau 4: Récapitulatif des résultats de l'essai œdométrique avant et après traitement.

Table 4 : Recapitulatory of the œdometer test results before and after treatment.

	Schiste non traité	Schiste après traitement avec l'eau	Schiste après traitement avec les Détergents	Schiste après traitement avec les Sulfates	Schiste après traitement avec les Phosphates
σ'p	1,22	3,1	2,1	2,9	2,5
Cc	0,0332	0,049	0,0611	0,0669	0,0946
Cs ou Cg	0,00786	0,0235	0,0107	0,0114	0,0111

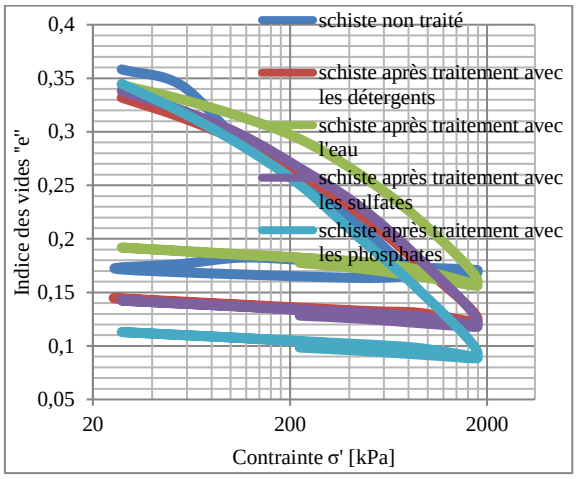


Figure 3 : Courbes œdométriques du matériau schisteux avant et après traitement.

Figure 3 : Œdometer curves of schist material before and after treatment.

Suite à l'altération du schiste, les différents polluants (détergents, phosphates et sulfates) ont augmenté la contrainte de préconsolidation de 80 à 140% de celle obtenue sur le schiste seul. Cette variation est due certainement aux propriétés intrinsèques des polluants (solubilité, absorption et dégradabilité). En effet, les sulfates sont agressifs et en se cristallisant, ils exercent des pressions dans les pores qui peuvent augmenter la contrainte de préconsolidation. Les détergents sont tensioactifs et leur biodégradabilité est très variable. En présence de phosphates, des ions sont libérés par dissolution pour former des solutions peu solubles. Ces différentes transformations des polluants lors de l'altération peuvent être la source des augmentations de la contrainte de

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

préconsolidation. Par contre l'eau a fait augmenter cette contrainte de plus de 150%. Ceci montre qu'une bonne partie de la charge normale est reprise soit par l'eau soit par les polluants. Après traitement, la contrainte de préconsolidation la plus petite est obtenue sur l'échantillon de (schiste + détergents) et la plus grande est obtenue sur l'échantillon (schiste + eau).

Les indices de gonflement pour les trois échantillons traités aux détergents, sulfates et phosphates ont des valeurs petites et assez proches, ceci montre que ces trois produits ont cassé les liaisons de cohésion qui ont permis au schiste de gonfler.

L'indice de compression le plus élevé est obtenu sur l'échantillon (schiste+phosphates). Les échantillons de (schiste + détergents) et (schiste + sulfates) ont présenté des C_c assez semblable mais qui est le double de celui de l'échantillon de schiste seul. Ceci montre que la présence des phosphates, des sulfates et des détergents accélère la compressibilité du schiste de 2 à 3 fois plus que celle obtenu sur le schiste seul.

En profondeur, les passages altérés de la formation schisteuse sont peu consistants et peuvent être le siège de glissements de terrains profonds.

6- Conclusion

Au laboratoire, nous avons reproduit le processus d'altération par des cycles climatiques et par le processus d'altération chimique par l'effet des produits (sulfates, phosphates et détergents).

Il est primordial de prendre en compte ce phénomène d'altération. En effet, il peut causer de graves dommages au versant qui apparaissent sous formes de fissures ou de déformations excessives.

D'une part, les résultats des essais aux différents cycles d'altération ont mis en évidence la dégradation du matériau schisteux et montrant par là la zone de faiblesse propice à l'apparition de surface de rupture profonde et d'autre part, les paramètres mesurés aux essais mécaniques de cisaillement et œdométrique confirment une nette diminution de la résistance au cisaillement et une forte compressibilité du matériau schisteux altéré particulièrement par les détergents.

Références bibliographiques

[1] Afir, D. et Mezaoua., *Application et dimensionnement d'un procédé de coagulation-floculation pour le traitement des eaux résiduaires de la papeterie de Baba Ali.*, mémoire d'ingéniorat, Ecole Nationale Polytechnique, 1984.

[2] Djerbal, L., et Melbouci, B., *Le glissement de terrain d'Ain El Hammam (Algérie) : causes et évolution.*, Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Vol. 71, pp 587-597, 2012.

[3] Geomica., *Étude géotechnique de la zone de tassement d'Ain El Hammam (phase II)-Rapport interne.*, 2009.

[4] Kechidi, Z., *Application des études minéralogiques et géotechniques du schiste au glissement de terrain d'Ain El Hammam.*, Mémoire Master, Université de Tizi-Ouzou, 152 p, 2010.

[5] Murakami, M., Nakajima, F. and Furumai, H., *Modelling of Runoff Behavior of Particle-Bound Polycyclic Aromatic Hydrocarbons (PAHs) From Roads and Roofs.*, Water Research 38, pp 4475-4483, 2004.

[6] Porokhovoı, E., *Stabilité à long terme des talus de mines à ciel ouvert dans les massifs de roches basiques et ultrabasiques.*, Thèse de Doctorat de l'Ecole des Ponts et Chaussées en Géologie de l'Ingénieur,1995.

[7] Zhang, W., Keller, A. A., Yue, D. and Wang, X., *Management of urban road runoff containing PAHs: Probabilistic modeling and its application in Beijing, China.*, Journal of the American Water Resources Association 45(4), 1009-1018, 2009.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

FORMULES EMPIRIQUES DE CALCUL DES PÉRIODES FONDAMENTALES DE SYSTÈMES SOL-STRUCTURE : VALIDATION ET ÉTUDE PARAMÈTRIQUE

EMPIRICAL FORMULAS FOR COMPUTATION OF FUNDAMENTAL PERIODS OF SOIL-STRUCTURE SYSTEMS: VALIDATION AND PARAMETRIC STUDY

Réception : 14/12/2018 **Acceptation : 15/05/2019** **Publication : 30/06/2019**

OUZANDJA Djamel[1], TILIOUINE Boualem[2]
[1]Laboratory of Materials and Mechanics of Structures (LMMS), University of Msila, Algeria
E-mail : dj_ouzandja@yahoo.com
[2]Civil Engineering Department, Ecole Nationale Polytechnique, Algiers, Algeria
E-mail : boualem.tiliouine@g.enp.edu.dz

Résumé - Le comportement sismique d'un ouvrage dépend du mouvement sismique imposé par le sol, de la réponse dynamique de l'ouvrage, du comportement des fondations pendant et après le séisme, ainsi que de la capacité de résistance de la superstructure. Les caractéristiques du sol jouent un rôle important sur les trois premiers aspects. La procédure la plus radicale pour éliminer le problème de cette interaction sol-structure est de considérer la structure parfaitement encastrée dans le sol ; cette hypothèse est d'autant plus valable que le sol de fondation est peu déformable vis-à-vis de la structure, par exemple dans le cas d'un bâtiment rigide sur un sol rocheux. Dans la présente étude, les principaux résultats d'une étude de la validation par la méthode des éléments finis (M.E.F) de deux formules empiriques de calcul des périodes fondamentales de systèmes sol-structure sont présentés. Cette étude est complétée par une investigation paramétrique des effets de quelques paramètres significatifs sur l'interaction sol-structure. L'étude est réalisée en utilisant le code ANSYS où la structure est modélisée par des éléments barres et le sol par des ressorts discrets.

Mots - clés : Période fondamentale, Réponse dynamique, Interaction sol-structure, Modélisation

Abstract - The seismic behavior of a structure depends on the seismic movement imposed by the soil, the dynamic response of the structure, the behavior of the foundations during and after the earthquake, and the resistance capacity of the superstructure. Soil characteristics play an important role in the first three aspects. The most radical procedure to eliminate the problem of this soil-structure interaction is to consider the structure perfectly embedded in the ground; this hypothesis is even more valid that the foundation soil is not very deformable vis-à-vis the structure, for example in the case of a rigid building on rocky soil. In this study, the main results of a validation study by (F.E.M) finite element method of two empirical formulas for computation of the fundamental periods of soil-structure systems are presented. This study is completed by a parametric investigation of the effects of some significant parameters on the soil-structure interaction. The study is carried out using the ANSYS code where the structure is modeled by bar elements and the soil by discrete springs.

Keywords : Fundamental period, Dynamic response, Soil-structure interaction, Modeling

1. Introduction

L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée s'intéressant au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol de la fondation. Les effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique n'ont été sérieusement pris en considération qu'après le tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie. Les conséquences catastrophiques de plusieurs récents tremblements de terre dans différentes régions du monde ont posé un problème sérieux aux ingénieurs pour mieux comprendre le comportement sismique des structures en tenant

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

compte de l'effet de l'interaction sol-structure [1]. L'analyse sismique d'une structure tenant compte des propriétés locales du site diffère de celle considérée encastrée à sa base. De ce fait, il est particulièrement important de considérer l'ISS dans les zones sismiques où la réponse dynamique des sols peut changer la réponse des structures soumises à l'excitation sismique [2 & 3]. De plus, les sites meubles (sols mous) recevant des structures rigides et massives peuvent changer les caractéristiques dynamiques de ces dernières de manière significative [4].

La période fondamentale est un paramètre essentiel pour la détermination de la réponse des structures à un chargement sismique. Ce paramètre est généralement calculé en utilisant des formules empiriques fournies par les règlements sismiques et développées à partir des données statistiques. Ces formules négligent généralement la flexibilité du sol qui peut avoir une influence significative sur la période fondamentale de la structure et conduire par conséquent à un mauvais dimensionnement de celle-ci. Une étude réalisée par Ghrib et Mamedov (2004) [5] sur des bâtiments contreventés par des voiles en béton a montré l'insuffisance des formules employées par les règlements comme l'UBC-97 et NBCC-95 (code de bâtiment national du Canada) [6].

Des observations post-sismiques suggèrent que l'interaction sol-structure peut être nuisible [7]. Des simulations numériques effectuées par Jeremic et al. (2004) [8] ont montré que l'interaction sol-structure peut avoir des effets avantageux ou nuisibles sur le comportement de la structure en fonction des caractéristiques du sol et de celles du chargement sismique.

L'objectif de notre travail est d'effectuer une validation par la MEF de deux formules empiriques de calcul des périodes fondamentales de systèmes sol-structure. Cette validation est suivie par une investigation paramétrique des effets de quelques paramètres significatifs sur l'ISS.

2. Présentation du modèle de référence

Dans un premier temps l'analyse dynamique des structures étudiées est évaluée en considérant l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base (Fig. 1). Dans un deuxième temps, on considère le couplage sol-structure en modélisant le sol par des ressorts (Fig. 2) moyennant une approche numérique par la méthode des éléments finis (code de calcul ANSYS). Les éléments de ressorts sont modélisés par l'élément COMBIN14. La tige et la masse ponctuelle sont modélisées par l'élément BEAM3 et l'élément MASS21 respectivement.

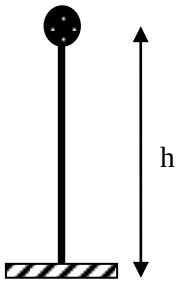


Figure 1 : Modèle sans prise en compte de l'ISS

Figure 1 : Model without taking into account of SSI

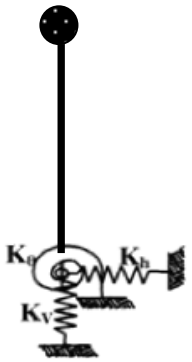


Figure 2 : Modèle simplifié tenant en compte de l'ISS

Figure 2 : Simplified model with taking into account of SSI

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

Tableau 1 : Caractéristiques mécaniques du sol de fondation et de la structure

Table 1 : Mechanical characteristics of foundation soil and structure

Sol			Structure		
V_s [m/s]	P [KN/m^3]	ν	EI [KN.m^2]	h [m]	ν
100			21600	4	
200			68267	7	
400	20	0.3	166667	10	0.2
800			345600	13	

2.1. Modèle de la structure

Il s'agit d'une structure auto-stable en béton armé (Fig. 3) à un seul étage de hauteur h = 4m possédant un poids de 18 KN et une rigidité latérale de 16200 KN/m. L'étude comprend la variation du moment d'inertie I du poteau suivant la hauteur d'étage en fixant le module d'élasticité du béton. Les simulations ont été effectuées en faisant varier les paramètres présentés dans le Tab. 1.

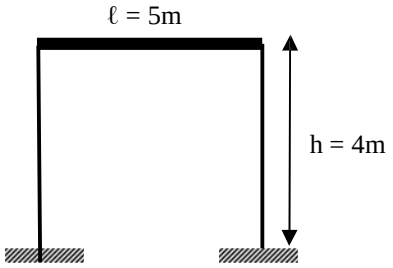


Figure 3 : Modèle de la structure étudiée

Figure 3 : Model of the studied structure

2.2. Modèle du sol

Le sol est assimilé à un milieu élastique linéaire, caractérisé par sa masse volumique ρ et les paramètres de comportement, le module de cisaillement G, le coefficient de Poisson ν et la vitesse des ondes de cisaillement Vs ($Vs = G/\rho$) d'une part et la base de la fondation circulaire d'une structure à un disque rigide de rayon r_o (r_o =1.5 m) posé de façon superficielle sur le sol d'autre part.

L'interaction de la structure avec le sol est modélisée par l'intermédiaire de ressorts élastiques discrets de translation (horizontale et verticale) et de rotation. Les coefficients de raideur de ces ressorts sont donnés par les formules suivantes pour les fondations circulaires :

-Translation horizontale :

$$K_h = \frac{8.G.r_0}{2-\nu} \quad (1)$$

- Translation verticale :

$$K_v = \frac{4.G.r_0}{1-\nu} \quad (2)$$

- Rotation:

$$K_\theta = \frac{8.G.r_0^3}{3(1-\nu)} \quad (3)$$

où :

G : module de cisaillement du sol;
ν : coefficient de Poisson du sol;
r_0: rayon de la fondation circulaire.

Pour le cas de référence, les raideurs de ressorts sont égales à : K_h = 760000 KN/m, K_v= 920000 KN/m et K_θ = 2500000 KN.m/rd. L'analyse dynamique a été effectuée en utilisant une modélisation par éléments finis (Code de calcul ANSYS). La fréquence obtenue pour le cas de référence est f = 11.593 Hz. Cette valeur diffère de 7 % de la fréquence du même système avec un encastrement à la base (f_{en}= 12.410 Hz).

Afin de présenter l'effet de la rigidité des ressorts sur la période fondamentale, une simulation a été effectuée en variant la vitesse d'onde de cisaillement du sol : V_s : 100 m/s (sol très meuble), 200, 400 et 800 m/s (sol très rigide).

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

2.3. Prise en compte de l'effet de l'interaction sol-structure

Plusieurs auteurs se sont intéressés à l'influence de l'ISS sur la réponse dynamique des structures. Veletsos et al. (1974, 1975) [9 & 10] & Bielak (1975) [11] étaient les premiers à proposer des formules pour la détermination de la période fondamentale des structures auto-stables en considérant la flexibilité de la fondation. Ces formules ont la forme suivante :

$$\frac{T_{flexible}}{T_{fixe}} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_u} + \frac{kh^2}{k_\theta}} \qquad (4)$$

Avec :

k_u et k_θ : rigidités de translation et de rotation de ressorts;

h et k : hauteur et rigidité à la flexion de la structure respectivement;

T_{fixe} et $T_{flexible}$: périodes fondamentales de la structure avec base encastrée et base flexible respectivement.

Le règlement BSSC (2003) [12] propose l'utilisation d'une formule similaire :

$$\frac{T_{flexible}}{T_{fixe}} = \sqrt{1 + 25\alpha\left(\frac{r_a\bar{h}}{V_s^2T^2}\right)\left[1 + \left(\frac{1.12\, r_a\bar{h}^2}{\alpha_\theta r_m^3}\right)\right]} \qquad (5)$$

Avec :

$\bar{h} = 0.7h_n$ où h_n est la hauteur totale de la structure;

V_s : vitesse des ondes de cisaillement;

α : densité relative du poids de la structure et du sol, définie par : $\alpha = \frac{\bar{W}}{\gamma A \bar{h}}$ avec

γ : poids unitaire du sol;

A : aire de la fondation;

$\bar{W}$: charge effective de gravité de la structure;

r_a et r_m : paramètres définis par $r_a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$ et $r_m = \sqrt[4]{\frac{4\, I_0}{\pi}}$

avec I_0 : moment d'inertie de la fondation;

α_θ: paramètre dépendant de la rigidité de la fondation.

Ces formules sont applicables aux cas des systèmes à un seul degré de liberté.

Le Tab. 2 ci-après illustre la valeur du rapport $T_{flexible}/T_{fixe}$ du système évalué en utilisant les formules empiriques (formules de Veletsos et du règlement BSSC (2003)) et la méthode des éléments finis (M.E.F). D'après les résultats obtenus, on peut observer que le règlement BSSC (2003) donne relativement des résultats précis parce que ces résultats sont très proches de ceux obtenus par la méthode des éléments finis (M.E.F) qui est une approche numérique.

Tableau 2 : Période fondamentale du système suivant les modèles de Veletsos, du règlement BSSC (2003) et la M.E.F

Table 2 : Fundamental period of the system according to Veletsos models, (2003) BSSC regulation and F.E.M

Modèle	Veletsos	BSSC (2003)	MEF
$T_{flexible}/T_{fixe}$	1.0119	1.0163	1.0705

3. Analyse paramétrique

Afin de déterminer l'effet de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique des structures, nous allons procéder à une variation des paramètres de base relatifs au sol et à la structure en vue de déterminer le rapport entre la période propre du mode fondamental T_{fixe}, du modèle encastré (fixe à la base) et celle du même modèle $T_{flexible}$, avec base flexible (prise en compte de l'ISS). Les résultats obtenus permettront de mettre en évidence l'influence de l'interaction sol-structure sur la période propre fondamentale de la structure.

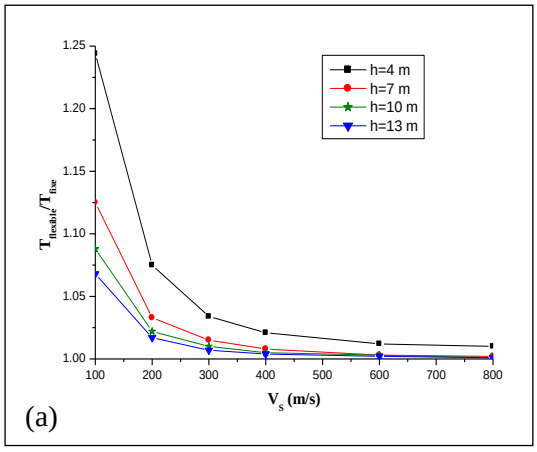
4. Résultats de calcul et discussion

4.1. Variation des paramètres du sol

Cette variation a été conduite en considérant différentes vitesses des ondes de cisaillement dans le sol. Le premier effet de l'ISS constaté est l'augmentation de la période fondamentale de la structure par rapport à la valeur obtenue dans le cas de la structure à base encastrée. Cet effet est exprimé par la diminution du rapport $T_{flexible}/T_{fixe}$ pour une augmentation de la vitesse des ondes de

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

cisaillement dans le sol. Les Figs. 4 (a et b) montrent les valeurs du rapport $T_{flexible}/T_{fixe}$ obtenues en fonction de la vitesse des ondes de cisaillement associée aux différentes catégories de site. On constate clairement que plus la raideur du sol augmente, plus le rapport $T_{flexible}/T_{fixe}$ diminue.



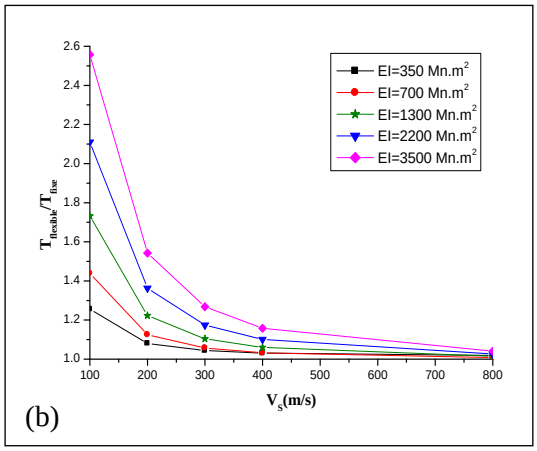


Figure 4 (a et b) : Influence de la vitesse des ondes de cisaillement sur la période fondamentale

Figure 4 (a et b) : Influence of shear waves velocity on the fundamental period

4.2. Variation des paramètres de la structure

À partir de cette étude numérique, les principales constatations concernant la variation des paramètres de base de la structure sont :

- L'augmentation du rapport $T_{flexible}/T_{fixe}$ quand la rigidité à la flexion (EI) de la structure augmente. Il est à noter cependant que cette augmentation est moins significative pour les sols rigides (Vs= 800 m/s) comme illustré dans la Fig. 5.
- Les courbes de tendance de la variation du rapport $T_{flexible}/T_{fixe}$ en fonction des paramètres de la structure sont approximativement linéaires.
- En ce qui concerne le paramètre h de la structure, celui-ci affecte le rapport $T_{flexible}/T_{fixe}$. La variation de la hauteur h de 4 à 13 m diminue le rapport $T_{flexible}/T_{fixe}$ de 1.244 à 1.067 comme le montre la Fig. 6.

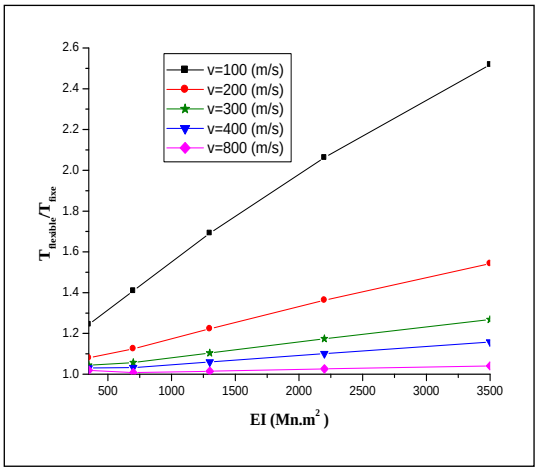


Figure 5 : Influence de la rigidité à la flexion de la structure sur la période fondamentale

Figure 5 : Influence of bending rigidity of the structure on the fundamental period

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

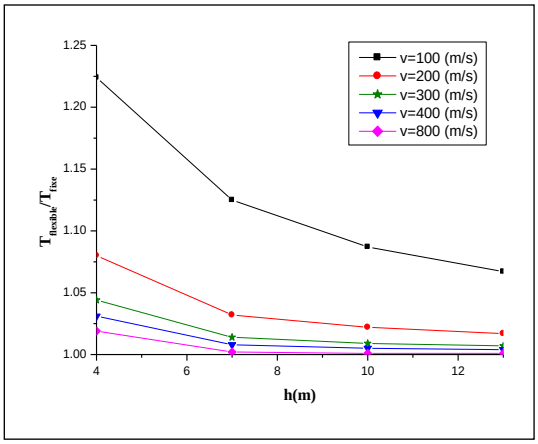


Figure 6 : Influence de la hauteur de la structure sur la période fondamentale

Figure 6 : Influence of height of the structure on the fundamental period

5. Conclusion et perspectives

Le présent travail a comporté une validation numérique de deux formules empiriques de calcul des périodes fondamentales des structures modélisables par un système à 1 DDL fondé sur une base flexible. Ce travail est complété par une investigation paramétrique des effets de quelques paramètres significatifs sur l'ISS réalisé en utilisant le code ANSYS où la structure est modélisée par des éléments barres et le sol par des ressorts discrets.

A partir de cette étude, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- La formule empirique de calcul des périodes fondamentales des structures à base flexible du règlement BSSC (2003) donne relativement des résultats précis;
- L'investigation paramétrique des effets de quelques paramètres prépondérants sur l'ISS a montré que cette influence dépend principalement de la rigidité du sol (ou encore de la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol, Vs), de la rigidité de flexion des structures (EI) et de la hauteur totale de la structure (h);
- Pour le cas d'une structure rigide sur un sol rigide, l'interaction sol-structure est négligeable;
- Pour le cas d'une structure rigide sur un sol flexible, l'interaction apparaît d'une manière significative.

Références

[1] Wong, H.L. and Luco, J.E., *Dynamic response of rigid foundations of arbitrary shape*., Earthquake Eng. Struct. Dyn., Vol. 4, pp 587-897, 1976.

[2] Smith, H.A., Wu, W.H. and Borja, R.I., *Structural control considering soil-structure interaction effects*., Earthq. Eng. Struct. Dyn., Vol. 23: pp 609-626, 1994.

[3] Mihailo, D.T., Maria, I.T. and Tzong-Ying, H., *Full-scale experimental studies of soil-structure interaction*., Proc. of the 2nd US-Japan workshop on soil-structure interaction, Tsukuba City, Japan, 2001.

[4] John, P.W. and Chongmin, S., *Some cornerstones of dynamic soil-structure interaction*., Eng. Struct., Vol. 24, pp 13-28, 2002.

[5] Ghrib, F. and Mamedov, H., *Period formulas of shear wall buildings with flexible bases*., J. Earthquake Engrg. Struct. Dyn., Vol. 33, pp 295-314, 2004.

[6] National Research Council Canada, *Supplement to the national building code of Canada*, Ottawa, Canada, 1995.

[7] Gazetas, G. and Mylonakis, G., *Seismic Soil-Structure Interaction: New Evidence andEmerging Issues*., Emerging Issues Paper, Geotechnical Special Publication, ASCE, Vol. III, n° 75, pp 1119-1174, 1998.

[8] Boris, J., Sashi, K. and Feng, X., *Influence of soil-foundation-structure interaction on seismic response of the I-880 viaduct*., J. Struct. Engrg., Vol. 26, pp 391-402, 2004.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

[9] Veletsos, A.S. and Meek, J.W., *Dynamic behavior of building-foundation systems*., J. Earthquake Engrg. Struct.Dyn, Vol. 3, nº 2, pp 121-138, 1974.

[10] Veletsos, A.S. and Nair, V.V., *Seismic interaction of structures on hysteretic foundations*., J. Struct. Engrg., ASCE, Vol. 101, nº 1, pp 109-129, 1975.

[11] Bielak, J., *Dynamic behavior of structures with embedded foundations*., J. Earthquake Engrg. Struct. Dyn., Vol. 3, nº 3, pp 259-274, 1975.

[12] Building Seismic Safety Council (BSSC)., The *200 NEHRP Recommended Provisions For New Buildings And Other Structures Part 2: Commentary (FEMA 450)*., Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2003.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

OPTIMIZATION OF RIGID PAVEMENTS IN ACCORDANCE WITH PCA DESIGN METHOD

OPTIMISATION DES CHAUSSÉES RIGIDES CONFORMÉMENT À LA MÉTHODE DE CONCEPTION PCA

Réception : 24/02/2019 **Acceptation : 16/05/2019** **Publication : 30/06/2019**

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

Abstract

This work presents a method for optimizing the cost of rigid pavements according to PCA method. The objective function includes the costs of concrete, formwork and prepared subgrade soil support. All the constraints functions are set to meet design requirements of PCA and current practices rules. The optimization process is developed through the use of the Generalized Reduced Gradient algorithm. An example is 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.

Keywords : Optimization, Concrete pavement, PCA method, Fatigue Analysis, Erosion Analysis, Algorithm.

Résumé

Ce travail présente une méthode d'optimisation du coût des chaussées rigides selon la méthode PCA. La fonction objective inclut les coûts du béton, du coffrage et la plateforme préparée. Toutes les fonctions de contraintes sont définies pour répondre aux exigences de conception de la méthode PCA et aux règles de pratique courante. Le processus d'optimisation est développé à l'aide de l'algorithme du gradient réduit généralisé. Un exemple est considéré afin d'illustrer l'applicabilité du modèle de conception proposé et de la méthodologie de la solution. Nous concluons que cette approche est économiquement plus efficace que les méthodes de conception conventionnelles utilisées par les concepteurs et les ingénieurs.

Mots-clés : Optimisation, Chaussée en béton, Méthode PCA, Analyse de fatigue, Analyse d'érosion, Algorithme.

1. Introduction

Concrete pavement is often used as a superstructure element as road slab for highways, airports, industrial grounds, streets, parking areas. Rigid pavement with and without base course are used in many countries all around the world. It has a large number of advantages such as long life spans, negligible maintenance, user and environment friendly and lower cost if they are designed correctly and constructed well. Because of its rigidity and high tensile strength, a rigid pavement tends to distribute the load over a relatively wide area of sub-grade, and a major portion of the structural capacity is supplied by the slab itself. Concrete

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

pavement has good design period vs bituminous. It is generally better able to cope with unexpected loads and fuel spillages in industrial estates and service areas. Concrete road is generally able to maintain an adequate skid resistance under heavy traffic for longer than bituminous surfacing [1, 2, 3, 4].

The pavements were designed under different traffic conditions and different soil parameters.

Pavement design methods are generally grouped into two major types, namely purely empirical approach and mechanistic-empirical approach. The Portland Cement Association's thickness design procedure (PCA method) is the most well-known, widely-adopted, and mechanically based procedure for the thickness design of jointed concrete pavements. The PCA thickness design criteria are to limit the number of load repetitions based on both fatigue analysis and erosion analysis. Cumulative damage concept is used for the fatigue analysis to prevent the first crack initiation due to critical edge stresses, whereas the principal consideration of erosion analysis is to prevent pavement failures such as pumping, erosion of foundation, and joint faulting due to critical corner deflections during the design period. The design factors considered by the PCA method include the design period, the flexural strength of concrete (or the concrete modulusof rupture), the modulus of sub-base-subgrade reaction, design traffic (including load safety factor, axle load distribution), with or without doweled joints and a tied concrete shoulder. The presence of doweled joints will affect the erosion analysis while the presence of concrete shoulder will affect both fatigue and erosion analysis [5, 6, 7, 8,9,10,11,12,13, 14, 15].

Structural designers have traditionally the task to develop designs that provides safety. Structural optimization on the other hand deals with the design of structural elements and systems employed in several engineering fields. One of the most common structural design methods involves decisions making based experience and intuition. The design of the structures both buildings, bridges and roads are often governed mostly by cost rather than by weight considerations. A better design is achieved if an appropriate cost or objective function can be reduced. The structural performances depend on the optimization techniques. The numerical optimization is one of the tools that helps provide the desired results in a timely and economical fashion[16, 17, 18, 19]. The effectiveness of the optimization method depends on both the algorithm and the software in use. Many algorithms have been developed and evaluated for practical optimization. The use of an algorithm that provides reliable results for the problem of interest is important. The use of constrained minimization methods necessitates for the design variables to be modified successively during the design process by moving in the design space from one design point to another. Constrained optimization is a very active field of research and many algorithms have been developed. Nonlinear structural analysis is an example where optimization can be used to solve a nonlinear cost minimization problem. It was shown that the minimum cost optimum design of simple structural elements could be stated as a nonlinear mathematical programming problem in a design variables space. Using numerical optimization as a design tool has several advantages: optimization techniques can greatly reduce the design time and yield improved, efficient and economical designs. 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 namely. During the seventies a large number of design problems were solved using these optimization techniques. It is clear that there is a need to develop optimum design equations for rigid pavements. Pavement engineers have identified the importance of taking advantage of the available routines for the optimum design of pavement structures[20, 21, 22, 23, 24]

This work presents a method for optimizing the cost of rigid pavements according to PCA method. The objective function includes the costs of concrete, formwork and prepared subgrade soil support. All the constraints functions are set to meet design requirements of PCA and current practices rules. The optimization process is developed through the use of the Generalized Reduced Gradient algorithm. An example is 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.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

2. PCA design method for rigid pavements

2.1 Design input parameters, assumptions and factors

The PCA method considers the following factors: i) concrete flexural strength or modulus of rupture (f'_{cf}); ii) modulus of subgrade reaction (k), iii) cumulative truck traffic during the design period, categorized by axle type and load; iv) load safety factor (LSF). The input parameters that influence the design of rigid pavements based on the design procedure of PCA method are: project details, traffic details, structural details and the design coderequirements. The typical cross-section of rigid pavement considered in this study is shown in Figure 1.

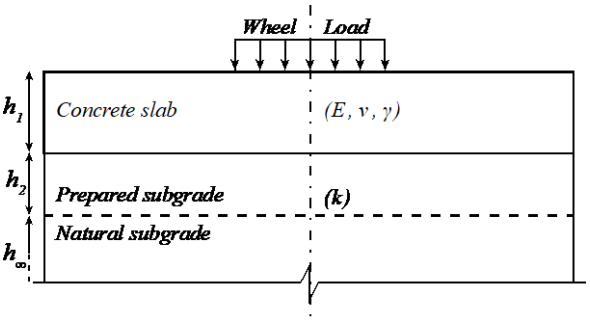


Figure 1 : Typical cross-section of rigid pavement.

Figure 1 : Coupe transversale typique d'une chaussée rigide

The material properties were assumed as below:

Design compressive strength of concrete: f'_c
Concrete modulus of rupture: $f'_{cf}=0,75\ (f'_c)^{0.5}$; the empirical relationship is commonly used to predict the modulus of rupture from the compressive strength (where f'_c and f'_{cf} are in MPa (SI units)).
Modulus of prepared subgrade reaction: k
Modulus of rigidity of concrete slab pavement: $D= Eh_1^3/12(1-\upsilon^2)$
Radius of relative stiffnessof the slab-sub-grade system: $L^4= D/k= Eh_1^3/12(1-v^2)k$, $L=(Eh_1^3/(12(1-v^2)k)^{0.25}$
Modulus of elasticity of concrete: E; Poisson's ratio of concrete: v; Unit weight of concrete: γ.

The axle load distribution of truck traffic is required to compute the expected number of axles of various weights during the design period. The axle load distributions for those four traffic categories were adopted for this study.
Load Safety Factor for axle loads: LSF
Average Design Traffic Trucks:
ADTT = 365(ADT)(T)(D)(LDF)(G)(N)
Pavement Design Life: N
Average Daily Traffic: ADT
Direction Distribution Factor: D
Lane Distribution Factor: LDF
Percent trucks: T
Annual traffic growth rate: r
Growth factor (PCA method): $G= (1+r)^{N/2}$

2.2 PCA Fatigue modelbased on tensile stress due to edge loads

Fatigue damage due to slab flexure and based on the edge stress because the edge stress on mainline pavements without concrete shoulders is much greater than on those with tied concrete shoulders. Figure 2 shows critical load positions.

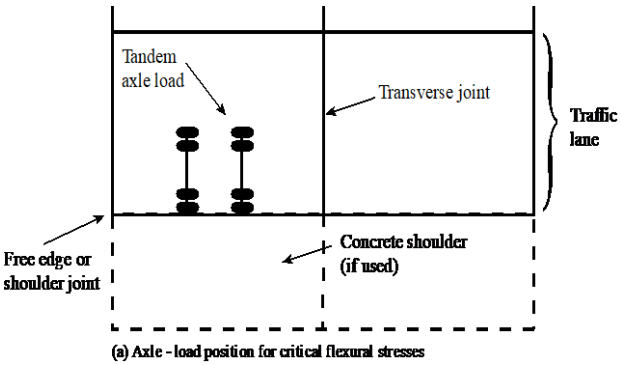


Figure 2: Critical loading position for fatigue analysis.
Figure 2 : Position de chargement critique pour l'analyse de la fatigue.

The PCA equations are as follows:
The equations for the fatigue of concrete are:

$$\begin{cases} \log(N_f) = \dfrac{0.9718 - S_r}{0.0828} \; when \;\; S_r > 0.55 \\ N_f = \left(\dfrac{4.2577}{S_r - 0.4325}\right)^{3.268} \; when \;\; 0.45 \le S_r \le 0.55 \\ N_f = Unlimited \;\; when \;\; S_r < 0.45 \end{cases} \quad (1)$$

Where:

$S_r= \sigma_{eq}/f'_{cf}$is the stress ratio factor

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

N_f is the allowable load repetitions based on fatigue; σ_{eq}, the equivalent stress (MPa); f'_{cf} and LSF are similar to the previous definitions;
Equivalent stress calculations:

Values of the equivalent stress (σ_{eq}) were obtained using the regression equations as follows:

$$\sigma_{eq} = \left(\frac{6M_e}{h_1{}^2}\right) f_1 f_2 f_3 f_4 \quad (2)$$

Where

h_1: thickness of the slab; fi: are additional adjustment factors; M_e: maximum edge moment

f_1: adjustment factor for the effect of axle loads and contact areas;f_2: adjustment factor for a slab with no concrete shoulder;f_3: adjustment factor to account for the effect of truck placement on the edge stress;f_4: adjustment factor to account for the increase in concrete strength with age after the 28 th day, along with a reduction in concrete strength by one coefficient of variation CV (PCA used CV=15%, f_4=0.953).

PCA regression equations for maximum edge moment:

Single Axle (SA)/ No Shoulder (NS):

M_e=-1600 + 2525 log(L) + 24.52L+0.204L^2 SA/NS

Tandem Axle (TA)/ No Shoulder (NS):

M_e= 3029-2966.8log(L) + 133.69 L-0.0632 L^2TA/NS

Single Axle (SA)/ With Shoulder (WS):

M_e=(-970.4 + 1202.6log(L) + (53.587L)(0.8742+0.01088$k^{0.447}$) SA/WS

Tandem Axle (TA)/ With Shoulder (WS):

M_e=(2005.4-1980.9log(L) +99.008L)(0.8742+0.01088$k^{0.447}$) TA/WS

L and k: same definitions as previously described.

Additional adjustment factors: f_i

f_1= $(24/SAL)^{0.06}(SAL/18)$ SA
SAL: Single Axle Load
f_1= $(48/TAL)^{0.06}(TAL/36)$ TA
TAL: Tandem Axle Load
f_2=0.892+h_1/85.71-h_1^2/3000 NS

f_2=1 WS

f_3= 0.894 for 6% truck at the slab edge

f_4=1/(1.235(1-CV); (PCA used CV =15%; f_4=0.953);

SAL and TAL: correctors factors for actual single axle load (SAL) or tandem axle load (TAL).

The combined effect of the four adjustment factors is to reduce the moment, M_e, calculated using the regression equations. This regression has a mean value between 0.80 and 0.85 for the No Shoulder (NS) cases ($0.80 \leq f_1 f_2 f_3 f_4 \leq 0.85$).

Miner's hypothesis for design calibration:
The simplicity of Miner's hypothesis of linear damage accumulation has resulted in the wide acceptance in most engineering fields, including rigid pavement design.
Cumulative Fatigue Damage :

$$D = \sum_{i=1}^{m} \left(\frac{n_i}{N_{if}}\right) \quad (3)$$

Where,
N_f: is the maximum allowable load repetitions given conditions (axle type (single, tandem, or tridem)) ; n_i : expected number of load repetitions at conditions (single, tandem, or tridem).

2.3 PCA Erosion model based on deflections due to corner loads

Erosion damage due to foundation compression. It occurs at the pavement corner and is affected by the type of joint. In the PCA model, erosion damage is related to power. The PCA defines power exerted by each axle pass at the slab corner as the product of corner deflection and pressure at the slab base-subbase

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

interface divided by the length of the deflection basin, which is a function of the radius of relative stiffness. Figure 3 shows critical load positions.

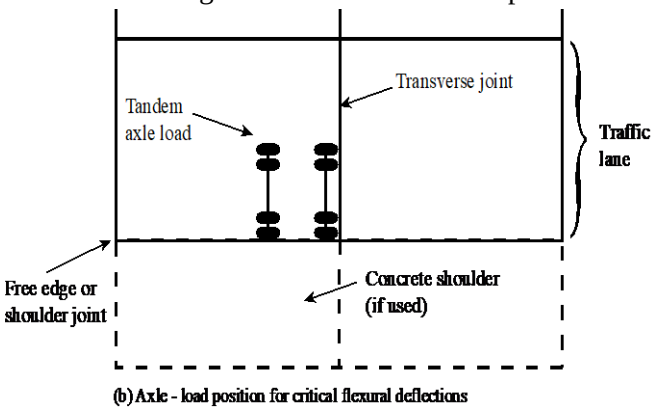


Figure 3: Critical loading position for erosion analysis
Figure 3 : Position de chargement critique pour l'analyse de l'érosion

The equation for the erosion:

$$\begin{cases} \log(N_e) = -\log(C_2) + 14.524 - 6.777(C_1P - 9)^{0.103} C_1P > 9 \\ N_e = Unlimited C_1P \leq 9 \end{cases} \quad (4)$$

$C_1=1-((k/2000)(4/h_1))^2$

$C_2=0.06$ for NS

$C_2=0.94$ for WS

where

N_e, the allowable load repetitions based on erosion;
C_1 is an adjustment factor; which has a value close to 1.0 for untreated sub-bases and decreases to approximately 0.90 for stabilized sub-bases; C_2, the adjustment factor for slab edge effects, 0.06 for base with no shoulder, 0.94 for base with shoulder;

The principal mode of failure was pumping or erosion of the granular sub-base. Thus the PCA's erosion analysis concept is to avoid pavement failures dues to pumping, erosion of foundation, and joint faulting, which are closely related to pavement deflection. The most critical pavement deflection occurs at the slab corner when an axle load is placed at the joint near to the corner.

The equivalent corner deflection δ_{eq}equations were developed for slabs with aggregate interlock joints or doweled joints under a single axle load or a tandem axle load:
PCA Equivalent corner deflection:

$$\delta_{eq} = \left(\frac{p_c}{k}\right) f_5 f_6 f_7 (5)$$

Single Axle (SA)/No Shoulder (NS)/No Doweled (ND)
$p_c= 1.571+(46.127/L) +(4372.7/L^2) –22886/L^3)$ SA/NS/ND
Tandem Axle (TA)/No Shoulder (NS)/No Doweled (ND)
$p_c= 1.847+(213.68/L) -(1260.8/L^2)+(22989/L^3)$ TA/NS/ND
Single Axle (SA)/With Shoulder (WS)/No Doweled (ND)
$p_c= 0.5874+(65.108/L) +(1130.9/L^2) – (5245.8/L^3)$ SA/WS/ND
Tandem Axle (TA)/With Shoulder (WS)/No Doweled (ND)
$p_c= 1.47+(102.2/L) -(1072/L^2) +(14451/L^3)$ TA/WS/ND
Single Axle (SA)/With Shoulder (WS)/ WithDoweled (WD)
$p_c= -0.3019+(128.85/L) +(1105.8/L^2) +(3269.1/L^3)$ SA/NS/WD
Tandem Axle (TA)/With Shoulder (WS)/With Doweled (WD)
$p_c= 1.258+(97.491/L) +(1484.1/L^2)-(180/L^3)$ TA/NS/WD
Single Axle (SA)/With Shoulder (WS)/With Doweled (WD)
$p_c= 0.018+(72.99/L) +(323.1/L^2) +(1620/L^3)$ SA/WS/WD
Tandem Axle (TA)/With Shoulder (WS)/With Doweled (WD)
$p_c= 0.0345+(146.25/L) -2385.6/L^2)+(23848/L^3)$ TA/WS/WD
δ_{eq}: equivalent corner deflection

f_5 : adjustment factor for the effect of axle loads
f_6 : adjustment factor for a slab with no doweled joints and no tied concrete shoulder
f_7 : adjustment factor to account for the effect of truck placement on the corner deflection

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

f_5= SAL/18 SA
f_5=TAL/36 TA

f_6 = 0.95 ND/NS
f_6 = 1.001-(0.26363-k/3034.5)^{2}ND/WS
f_6 = 1 WD

f_7 = 0.896 NS
f_7 = 1 WS

A better correlation was obtained by relating the performance to the rate of work or power (P) which is defined as the product of corner deflection (δeq) and pressure at the slab-foundation interface (p_c) divided by a measure of the length of deflection basin or the radius of relative stiffness.

$$P = \frac{268.7\left(k^{1.27}\delta_{eq}{}^{2}\right)}{h_1} \quad (6)$$

The determination of the well-known erosion factor in the PCA thickness design procedure was defined by:

ErosionFactor $(EF) = \frac{\log(11111\cdot(0896P)^2\cdot C_1)}{h_1\cdot k^{0.73}}$ (7)

CumulativeErosion Damage:

$$D = \sum_{i=1}^{m}\left(\frac{n_i}{N_{ie}}\right) \quad (8)$$

It is noted that the above equations are only applicable to US customary system (Imperial Units). Until proper adjustments to the coefficients in the equations, it cannot be directly used with pertinent input variables in metric unit (SI system) (Note the metric conversion factors:
1 in.=25.4mm; 1 lb=4.44822N;
1 psi=6.89476kPa; 1 psi/in. =0.27145MN/m^3).

Notation:
The following symbols are used:
Single Axle: SA
Single Axle Load: SAL
Tandem Axle: TA
Tandem Axle Load: TAL
No Shoulder: NS
With Shoulder: WS
No Doweled: ND
With Doweled: WD
Average Design Traffic Trucks: ADTT
Average Daily Traffic: ADT
Single Axle with Single Tyres: SAST
Single Axle with Dual Tyres: SADT
Tandem Axle with Single Tyres: TAST
Tandem Axle with Dual Tyres:TADT

3-Rigid pavement optimization problem

3.1 Design variables

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

Table 1: Definition of design variables

Tableau 1 : Définition des variables de conception

Design variables	Defined variables
h_1	Thickness of the concrete slab
h_2	Thickness of prepared subgrade

3.2 Cost function

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

$$C_T = C_c h_1 \cdot b \cdot 1 + C_f h_1(2+b) + C_{sub} h_2 \cdot b \cdot 1 \quad (9)$$

C_T is the total cost of the rigid pavement per meter of the length,

C_c is the cost of the concrete slab per meter of the length,

C_f is the cost of the framework per meter of the length,

h_1 is the thickness of the concrete slab,

$C_{sub}$is the cost of the prepared subgrade per meter of the length,

h_2 is the thickness of the prepared subgrade,

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

It should be noted that in a cost optimization problem, 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. In other words, the absolute cost values affect the final value of the objective function but not the optimal values of the design variables.
The absolute cost C_T can then be recovered from the optimized relative cost C by using the relation:$C=C_T/C_c$
Thus, the objective function to be minimized can be written as follows:

$$C = h_1 \cdot b \cdot 1 + \left(\frac{C_f}{C_c}\right) h_1(2+b) + \left(\frac{C_{sub}}{C_c}\right) h_2 \cdot b.1 \quad (10)$$

3.3. Design constraints (structural capacity):

a) Minimum and maximum thickness constraints:

$$h_{1\min} \leq h_1 \leq h_{1\max} (11)$$

$$h_{2\min} \leq h_2 \leq h_{2\max} \ (12)$$

b) Non-negativity constraint:

$$h_1,\ h_2 \geq 0 \qquad (13)$$

c) Cumulative damage concept for fatigue analysisconstraint:

$$0 \leq Cumulative\ Fatigue\ Damage\ = \sum_{i=1}^{m} \left(\frac{n_i}{N_{if}}\right) \leq 1 (14)$$

d) Cumulative damage concept for erosion analysis constraint:

$$0 \leq Cumulative\ Erosion\ Damage\ = \sum_{i=1}^{m} \left(\frac{n_i}{N_{ie}}\right) \leq 1\ (15)$$

3.4 Optimization based on minimum cost design of concrete pavements

The optimum cost design of unreinforcedconcrete slabs 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. (10) subjected to the design constraints given in Eq. (11) through Eq.(15).

3.5 Solution methodology: Generalized Reduced Gradient method

The objective function Eq. (10) and the constraints equations, Eq.(11) through Eq.(15), together form a nonlinear optimization problem. In order to solve this nonlinear optimization problem, the generalized reduced gradient (GRG) algorithm is used. GRG non-linear 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 rigid pavements design optimization problems.

iii) GRG transforms inequality constraints into equality constraints by introducing slack variables. Hence all the constraints are of equality form.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

4. Numerical results and discussion

4.1 Design example

Pavement materials Data:
Design compressive strength of concrete; f'_c=35 MPa
Concrete modulus of rupture;
$f'_{cf}=0.75(35)^{0.5}$=4.44MPa
Modulus of subgrade-subbase reaction;
k = 81.434MPa/m
Modulus of elasticity of concrete;
E= 35000MPa=35GPa
Poisson's ratio of concrete: υ=0.15
Unreinforced concrete pavement with no concrete shoulder (NS) and no doweled joints (ND)
Two lanes in one direction with a total width b=7m
Slab length: 4m; slab width: 3.5m (per lane)
The thickness of the prepared subgrade is the same for both the conventional solution and the optimal solution ($h_{2classical}$ =$h2_{optimal}$ =300mm)
Input data for unit costs ratios of construction materials:C_{sub}/C_c= 0.10,C_f/C_c= 0.01
Traffics Data:
Load Safety Factor for axle loads LSF= 1.2
Axle load: 10KN ≤P≤ 400 KN
Average Design Traffic Trucks:
ADTT=365(ADT)(T)(D)(LDF)(G)(N)
Pavement Design Life (design period): N=20
Average Daily Traffic:
ADT=58267 vehicles /day
Direction Distribution Factor: D=0.50
Lane distribution factor (02 lanes in one direction): LDF=0.81
Percent trucks: T=20%
Annual traffic growth rate: r=4%
Growth factor: G=1.48

Total number of trucks on the design lane during the design period:

Average Design Traffic Trucks:
ADTT=365(ADT)(T)(D)(LDF)(G)(N)
=365(58267) (0.20) (0.50) (0.81) (1.48) (20)
ADTT =51000000.

Axle load distributions project by category for two lanes in one direction:

ADTT-SAST=22503734Load category one: Single Axle with Single Tyres (SAST)
ADTT-SADT=13008638Load category two: Single Axle with Dual Tyres (SADT)
ADTT-TAST=962852Load category three: Tandem Axle with Single Tyres (TAST)
ADTT-TADT=14524776Load category four: Tandem Axle with Dual Tyres (TADT)

Percentage of proportion by category:
ADTT-SAST (44,12%); ADTT-SADT (25,51%); ADTT-TAST (1,89%); ADTT-TADT (28,48%)

4.2 Comparison between the classical solution and optimal solution

The optimal solution using the minimum cost design is shown in Table 2 below.

Table 2: Comparison of the classical solution with the optimal solution
Tableau 2 : Comparaison de la solution classique avec la solution optimale

Design Variables Vector	Initial Design (Classical Solution)	Optimal solution
h_1 (mm)	292	260
h_2(mm) imposed	300	300
Cost $C=C_T/C_c$	92.165	83.208
Gain (%)	/	11
Cumulative Fatigue damage (%)	00	1.74
Cumulative Erosion damage (%)	36.68	100

From the above results, it is clearly shown that a significant cost saving of the order of 11 % 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 concrete pavements can be cast into a nonlinear programming problem, the numerical solution is efficiently determined using the Generalized Reduced Gradient method.
- The optimal value of the design variable is only affected by the relative cost values of the objective function and not by the absolute cost values.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

- The observations of the optimal solution result 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 rigid pavements.
- 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 cases 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, the additional cost of formwork is included 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] Huang, Y. H., *Pavement Analysis and Design*. 2nd Edition, Pearson Prentice Hall, New Jersey, 2004.

[2] Delatte, N., Concrete *Pavement Design, Construction, and Performance*, Taylor & Francis, New York, 2008.

[3] Qubain, B.S., Seksinky, E.J. and Li, J., *Incorporating subgrade line stabilization into pavement design*, Transp. Res. Rec., pp3-8, 2000.

[4] Papagiannakis, A.T. and Massad, E.A.,*Pavement design and materials*, John Wiley et Sons, Inc., New Jersey, 2008.

[5] Packard, R.G., *Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements*, Portland Cement Association, 1984.

[6] Packard R.G. andTayabji S.D., *New design procedure for concrete highway and street pavements.* Third international conference on concrete pavement design and rehabilitation, Purude University, pp225-236, 1985.

[7] PCA, *Thickness design for concrete highway and street pavements*, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, 1984.

[8] Long B. and Shatnawi, S., *Structural evaluation of rigid pavement sections*, Road Materials and Pavement Design, Vol.1, n°1, pp 97-117, 2011.

[9] [Lee, Y. and Carpenter, S. H., *PCAWIN program for jointed concrete pavement design*, Tamkang Journal of Science and Engineering, Vol.4, n°.4, pp 293-300, 2001.

[10] Lee, Y., *Stress Analysis and thickness design program for rigid pavements*, Journal of Transportation Engineering, Vol.125, n°4, pp 338-346, 1999.

[11] Khanum, T., Hossain, M. and Schieber, G., *Influence of traffic inputs on rigid pavement design analysis using the mechanistic-empirical pavement design guide*, Proc., 85th Annual Meeting of the Transportation Research, Washington, 2006.

[12] Vorobieff G., *Rigid pavement thickness design by spread sheet*. Proceedings of the Roads'96 Conference, ARRB, pp169-181, 1996.

[13] McAuliffe, D., Bendana, L. J. and Wie-Shih Yang, *Mechanistic-Empirical rigid pavement design for New York State*, Transportation Research Record, n°1449, pp 141-147, 1994.

[14] Razouki, S.S. and Al-Muhana, R.R., *Stress charts for rigid pavements loaded by 16-Wheel Tandem Axles*, Proceedings of the ICE-Transport, Vol.158, n°4, pp219-230, 2005.

[15] Solanki, P. and Zaman, M., *Design of semi-rigid type of flexible pavements*, International Journal of Pavements Research and Technology, Vol.10, pp99-111, 2017.

[16] Nocedal, J., Wright, S.J.: *Numerical optimization*, Second edition, Springer Verlag, New York, 2006.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

[17] Fedghouche, F.,*Design optimization of reinforced ordinary and high strength concrete beams with Eurocode2 (EC-2)*, IntechOpen, Chapter 7, Optimum composite structures, http://dx.doi.org/10.5772/intechopen.78734, 2019.

[18] RouphailNM., *Minimum design of flexible pavement*, Transportation Eng J., ASCE, Vol. 11, n°3, pp196-207, 1985.

[19] Fedorik, F., Kala, J., Haapala, A. and Malaska, M.: *Use of design optimization techniques in solving typical structural engineering related design optimization problems*,Structural Engineering and Mechanics, Vol.55, pp1121-1137, 2015.

[20] Fedghouche, F., *Minimum cost design of steel beams using Eurocode3*, KSCE Journal Civil Engineering, Vol. 22, n.2, pp 629-636, 2018.

[21] Yeniay, O., *A comparative study on optimization methods for the constrained nonlinear programming problems*, Mathematical Problems in Engineering, Vol.2, pp165-173, 2005

[22] Nicholls R., *Optimization of AASHTO DN86 pavement design program*, Transportation Eng J., ASCE, Vol.117, n°2, 189-209, 1999.

[23] Fedghouche, F., *Cost optimum design of doubly reinforced high strength concrete T beams***,** ScientiaIranica A, 24, pp 476-486, 2017.

[24] Hadi, M.N.S. and Arfiadi, Y., *Optimumrigid pavement design by genetic algorithms*, Computers and Structures, Vol.1, No.5, pp1617-1624, 2001

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

ANALYSE DE DÉFORMATION D'UN BARRAGE PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS (MEF). CAS DU BARRAGE EN ENROCHEMENTS DE KERRADA (MOSTAGANEM)

DAM DEFORMATION ANALYSIS BY FINITE ELEMENTS METHOD (FEM). CASE OF ROCKFILL DAM OF KERRADA (MOSTAGANEM)

Réception : 17/01/2019 **Acceptation : 09/06/2019** **Publication : 30/06/2019**

GOURINE Bachir, BOUHOUCHE Nadia, BOUGHARI Youcef

Département de Géodésie Spatiale, Centre des Techniques Spatiales (CTS) – BP 13, 31200 Arzew/Oran, Algérie , E-mail: bachirgourine@yahoo.com bgourine@cts.asal.dz

Résumé- Dans notre pays, les barrages en enrochements constituent l'ossature de l'infrastructure de gestion de l'eau. Malgré leurs caractéristiques avantageuses en termes de résistance et de construction, ces ouvrages nécessitent un dispositif de surveillance précis pour assurer leur sécurité et garantir leur pérennité. Toute forme de surveillance doit être accompagnée d'une instrumentation dédiée et d'une modélisation adéquate. La modélisation du comportement des barrages en enrochements est un processus complexe dans lequel il faut considérer le comportement des matériaux de construction, l'interaction entre le barrage et le sol de fondation et/ou le substratum rocheux, l'influence de la charge hydraulique sur le barrage et sur la fondation et les effets de saturation par l'eau. Dans notre travail, la méthode des éléments finis tridimensionnels (3D) a été employée pour la modélisation d'un comportement linéaire élastique d'un barrage en enrochements. L'objectif visé est la représentation et l'analyse de déformation d'un barrage par les éléments finis 3D sous l'effet du poids propre et de la charge hydrostatique par un programme développé dénommé « FEM_DAM ». L'application a concerné le barrage en enrochements à noyau central argileux de Kerrada, Wilaya de Mostaganem. Les résultats de la simulation sont présentés et discutés.

Mots - clés : Barrage, Surveillance, MEF, Contrainte, Déformation, Déplacement.

Abstract - In our country, rockfill dams are the backbone of the water management infrastructure. Despite their advantageous characteristics in terms of strength and construction, these structures require a precise monitoring device to ensure their safety and ensure their durability. Any form of surveillance must be accompanied by dedicated instrumentation and adequate modelling. The behaviour of rockfill dams modelling is a complex process in which the behaviour of building materials, the interaction between the dam and the subgrade and / or the bedrock, the influence of the hydraulic load on the dam and on the foundation and, the effects of saturation by the water. In our work, the three-dimensional (3D) finite element method has been used to modelling a linear elastic behaviour of a rockfill dam. The assigned objective is the representation and the analysis of dam deformation by the 3D finite elements under the effect of its weight and the hydrostatic load, by a developed program called "FEM_DAM". The application concerned the rockfill dam with central clay core of Kerrada, Wilaya of Mostaganem. The results of the simulation are presented and discussed.

Keywords: Dam, Monitoring, FEM, Constraint, Deformation, Displacement.

1-Introduction

Les barrages en enrochement sont probablement les ouvrages de l'ingénierie hydraulique dont on trouve les traces les plus anciennes, remontant aux premières civilisations égyptiennes. Les techniques de construction, très rudimentaires, se sont affinées dans le temps en prenant un développement considérable à partir du 20ième siècle. Les progrès et les ouvrages se sont multipliés notamment à partir des années 1960 où de très grands barrages en enrochement ont été construits : les plus grands ouvrages atteignent aujourd'hui plus de 200 m de hauteur. Ce type de barrages fait partie de la

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

classe des barrages en remblais, les plus répandus dans le monde. Ils représentent environ 70% des grands barrages [16] : leur grande proportion s'explique par leur simplicité de construction, leur bonne adaptabilité à un grand nombre de sites et leur faible coût de construction. Parmi les barrages en remblais, on compte seulement 12% de barrages en enrochement car leur construction nécessite une qualité de matériau qui n'est pas nécessairement présente sur tous les sites.

Les zones potentielles d'apparition des déformations doivent être protégées par des mesures adéquates lors de la conception. La prévention des tassements s'avère en effet capitale pour assurer l'étanchéité et la stabilité des barrages [9, 11, 14]. L'évaluation des déformations constitue également un enjeu important pour la réhabilitation ou la confortation de ces ouvrages [6, 10]. Aussi, ils sont soumis à de grandes déformations verticales en raison de leur poids et du réarrangement des blocs d'enrochement. L'étanchéité est souvent assurée par un masque amont et / ou noyau central ; ces déformations peuvent induire des déformations excessives de l'organe d'étanchéité, en particulier celles relatives au masque amont. L'analyse des déformations des barrages en enrochements comprend une analyse géométrique et interprétation physique. L'analyse géométrique décrit le changement de forme et les dimensions du barrage surveillé. L'interprétation physique a pour objet d'établir la relation entre les charges et les déformations [2, 4].

L'objectif assigné à cet article vise à établir une analyse de déformation de barrage basée sur le concept de la méthode des éléments finis (MEF) élastiques 3D [1, 8, 13, 15, 17]. Le cas du barrage en enrochements de Kerrada (Mostaganem) a fait l'objet du volet application. Cette analyse a été réalisée à l'aide d'un programme, établi dans ce contexte, dénommé FEM_DAM (Finite Element Method for Dam deformation Modelling) [3]. Les résultats du traitement et d'analyse sont présentés et discutés.

2 - Méthode des éléments finis (MEF)

Généralement, la démarche de la méthode des éléments finis s'appuie sur les étapes suivantes [5, 7]:

- Discrétisation du milieu continu en sous domaines ;
- Construction de l'approximation nodale par sous domaine ;
- Calcul des matrices élémentaires correspondant à la forme intégrale du problème ;
- Assemblage des matrices élémentaires ;
- Prise en compte des conditions aux limites ;
- Résolution du système d'équations $[K]\cdot\{U\}=\{F\}$ avec K : Force de rigidité, U : vecteur de déplacements, F : Charges.

Dans ce contexte, un programme dénommé FEM_DAM, a été réalisé sous MATLAB et dont l'organigramme est illustré par la figure (1).

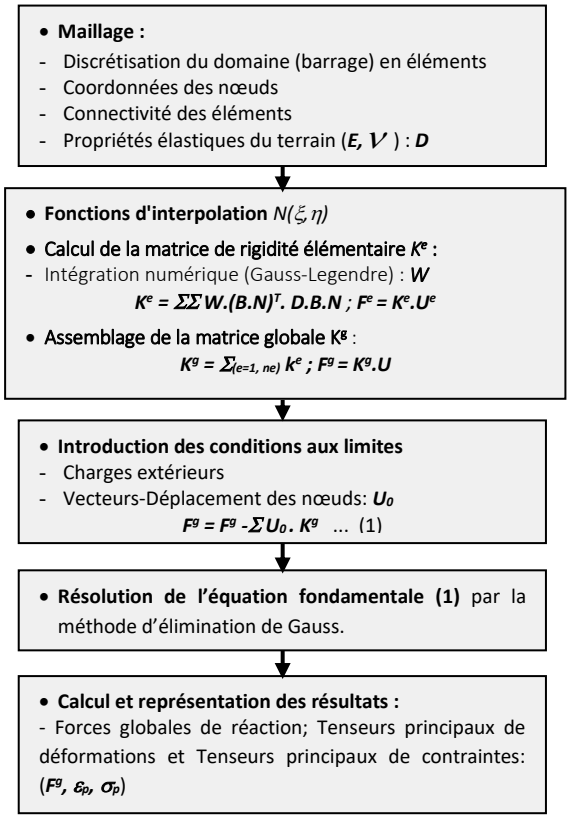


Figure 1: Organigramme général de la méthode des éléments finis.

Figure 1: Flowchart of finite elements method.

Avec :
E, ν, D : module de Young, coefficient de Poisson et matrice d'élasticité, respectivement.
Les exposants (e, g) sont pour les termes élémentaire et globale, respectivement.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

3-Résultats et discussion

3.1 - Site du barrage

Le barrage de Kerrada est implanté sur l'Oued Kerrada, affluent de la rive droite de l'Oued Cheliff, à environ 8.2 km du barrage de dérivation du Cheliff, dans la Daïra de Sidi Ali, Wilaya de Mostaganem, figure (2). Le circuit hydraulique prend son origine du barrage prise sur l'Oued Cheliff, pour aboutir à la retenue de Kerrada. D'une longueur de 764m entre les deux rives, une largeur de 375m au niveau des fondations et une hauteur de 112 m, ce barrage fait partie du méga projet d'alimentation en eau potable MAO (Mostaganem-Arzew-Oran).

Figure 2 : Barrage de Kerrada à Mostaganem.

Figure2 : Kerrada's dam in Mostaganem.

C'est un barrage de stockage en enrochements à noyau central argileux qui est exposé à plusieurs charges qui sont :

a. Charges statiques : ce sont des charges qui ne changent pas ou changent lentement. La réponse d'un barrage aux charges statiques est caractérisée par son élasticité. Généralement, c'est la charge permanente ou la pression hydrostatique et le poids propre du barrage. La pression hydrostatique P en un point sur la paroi du barrage dépend proportionnellement de la hauteur d'eau au-dessus de ce point, on peut déduire sa formule : $P = \rho . g . h$, avec :

ρ : masse volumique de l'eau (1000 kg/m^3)
g : accélération de la gravité (9,81 m/s^2)
h : hauteur d'eau au-dessus du point considéré (en mètres).

b. Charges dynamiques : ce sont les charges transitoires par nature. Leur durée d'application est typiquement de l'ordre de quelques secondes à cause de la vitesse avec laquelle elles agissent. Dans ce cas, les caractéristiques d'inertie et d'amortissement influent sur le comportement du barrage. Ce type de chargement n'a pas été pris en considération dans le programme FEM_DAM.

Conditions aux limites : elles définissent les charges qui agissent sur la structure (forces..), ou décrivent la manière dont la structure est prise en charge (déplacement, conditions aux limites). Les deux types de conditions aux limites impliquent souvent des simplifications de la situation structurelle réelle, soit de réduire la taille du modèle en remplaçant la structure avec des conditions aux limites ou parce que l'état réel de la charge et de soutien est connu imparfaitement. Un ensemble cohérent de conditions aux limites est nécessaire pour une solution mathématique unique des équations d'éléments finis. Les conditions initiales sont représentées, dans notre cas d'étude, par des vecteurs déplacements simulés des points cibles (auscultation topographique) sur la partie aval du barrage, figure (3).

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

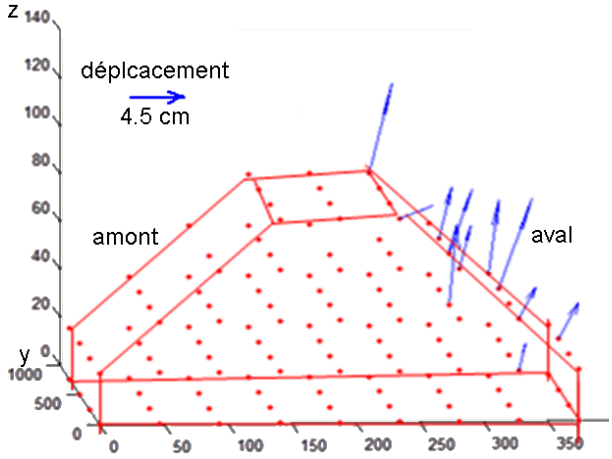


Figure 3: Vecteurs des déplacements simulés (conditions aux limites).

Figure 3: Simulated displacement vectors (boundary conditions).

3 -2. Application

L'analyse statique du barrage Kerrada a été conduite en effectuant l'étude en supposant que l'ouvrage est soumis à son poids propre et à la pression hydrostatique. Ceci pour montrer l'influence du remplissage et du comportement statique sur la stabilité du barrage. L'étude a été réalisée sur l'ouvrage de Kerrada. Les analyses réalisées prennent en considération les effets induits par le remplissage du réservoir à (03) trois différents niveaux de la retenue (h=0.5m, h=39.1m, h=78.21 (NNR = **N**iveau **N**ormal de la **R**etenue). Le monolithe du barrage est modélisé en 3D (sans considération du noyau central), le comportement des enrochements est supposé **élastique linéaire** et ses caractéristiques mécaniques sont résumés dans le tableau 1.

En plus, les remarques suivantes s'appuient sur des considérations spéciales dans l'application de l'analyse du barrage de Kerrada :

- Les enrochements du barrage sont typiquement modélisés de manière à ce qu'ils soient liés à la roche de fondation ;
- Le barrage est modélisé de manière à ce qu'il soit considéré comme une structure monolithique avec des propriétés linéaires, élastiques et isotropes. En réalité, le barrage est divisé par des joints de contraction et des ouvertures préexistantes ;
- La roche est modélisée comme un corps monolithique avec un matériau élastique, linéaire et isotrope, alors qu'en réalité elle possède des caractéristiques non linéaires.

Tableau 1: Caractéristiques des enrochements constituant le barrage.

Table 1: Characteristics of the rockfills of the dam.

Masse Volumique (ρ)	1497.8 kg/m^3
Coefficient de Poisson (ν)	0,26
Module d'Elasticité (E)	59.62*10^3 KN/m²

Nous avons opté pour un maillage hexaédrique (élément à **8 nœuds**), car il est facile à générer sous MATLAB et nécessite peu d'élements et de nœuds par rapport à un maillage tétraédrique, ce qui mène à une optimisation du temps de calcul [7,12]. Les déformations induites par la mise en eau de la retenue sont un des problèmes majeurs rencontrés dans la maintenance des barrages en enrochements. Il convient, en effet, d'en contrôler l'ampleur afin de prévenir tout risque. La modélisation numérique permet de simuler et d'analyser aisément le comportement d'un barrage au cours du remplissage de la retenue, suivant trois (03) niveaux de retenue (Bas, Moyen et Normal). Le suivi des déformations dans le barrage se fait de deux manières : (i) suivi des déformations des différents agrégats, (ii) suivi des déplacements totaux. Il est à mentionné que les résultats obtenus ne reflètent pas nécessairement la réalité, ils sont le produit de simulations par le programme FEM_DAM.

Paramètres considérés dans le calcul :

- ***Niveaux de la retenue :*** Niveau Bas (h=0.5 m) ; Niveau Moyen (h=39.1m) ; NNR (h=78.21m) ;
- ***Charges :*** Niveau Bas (F=7.3*10^3 Pa) ; Niveau Moyen (F=570*10^3 Pa) ; NNR (F=1140*10^3 Pa) ;
- ***Conditions aux limites :*** Déplacements 3D simulés d'un réseau de points cibles, partie aval ;
- ***Maillage de la structure du barrage :*** 60 éléments hexaédriques avec 132 nœuds.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

3 -3. Résultats

Le tableau 2 récapitule les résultats de simulation obtenus, par FEM_DAM, selon les différentes hauteurs du niveau d'eau du barrage de Kerrada.

.

Tableau 2: Statistiques des résultats de simulation de FEM_DAM

Table 2: Statistics of the simulation results of FEM_DAM

		Vecteurs déplacements 2D (m)	Vecteurs déplacements 1D (m)	Cisaillements totaux		Dilatations moyennes	
				Amont	**Aval**	**Amont**	**Aval**
Valeurs minimales	h=0.5 m	0.001	-0.0001	$9.28\ 10^{-7}$	$1.05\ 10^{-5}$	$-9.8\ 10^{-6}$	$-7.15\ 10^{-6}$
	h=39.1m	0.078	-0.006	$7.26\ 10^{-5}$	$7.99\ 10^{-5}$	$-7.67\ 10^{-4}$	$-7.60\ 10^{-4}$
	h=78.21m	0.256	-0.059	$1.45\ 10^{-4}$	$2.67\ 10^{-4}$	$-7.65\ 10^{-3}$	$-7.00\ 10^{-4}$
Valeurs Moyennes	h=0.5 m	0.045	-0.050	$6.8\ 10^{-5}$	$5.56\ 10^{-4}$	$3.3\ 10^{-6}$	$1.31\ 10^{-4}$
	h=39.1m	0.589	-0.423	$5.4\ 10^{-4}$	$8.80\ 10^{-3}$	$2.6\ 10^{-4}$	$4.8\ 10^{-3}$
	h=78.21m	**1.273**	**-0.850**	$\mathbf{1.06\ 10^{-2}}$	$\mathbf{1.79\ 10^{-2}}$	$\mathbf{-2.55\ 10^{-3}}$	$\mathbf{2.02\ 10^{-2}}$
Valeurs maximales	h=0.5 m	0.089	-0.099	$1.35\ 10^{-4}$	$1.10\ 10^{-3}$	$1.64\ 10^{-5}$	$2.70\ 10^{-4}$
	h=39.1m	1.100	-0.840	$1.01\ 10^{-3}$	$1.75\ 10^{-2}$	$1.28\ 10^{-3}$	$1.03\ 10^{-2}$
	h=78.21m	2.920	-1.650	$2.11\ 10^{-2}$	$3.55\ 10^{-2}$	$2.56\ 10^{-3}$	$2.09\ 10^{-2}$
Avec noyau argileux (h=78.21m)	Min	0.579	-2.831	$-2.7\ 10^{-2}$	$-1.4\ 10^{-3}$	$2.10\ 10^{-4}$	$3.70\ 10^{-4}$
	Moyenne	**0.852**	**-0.537**	$\mathbf{-2.8\ 10^{-3}}$	$\mathbf{5.60\ 10^{-3}}$	$\mathbf{6.70\ 10^{-3}}$	$\mathbf{6.90\ 10^{-3}}$
	Max	3.593	-0.234	$5.50\ 10^{-3}$	$6.10\ 10^{-2}$	$3.10\ 10^{-2}$	$6.40\ 10^{-2}$

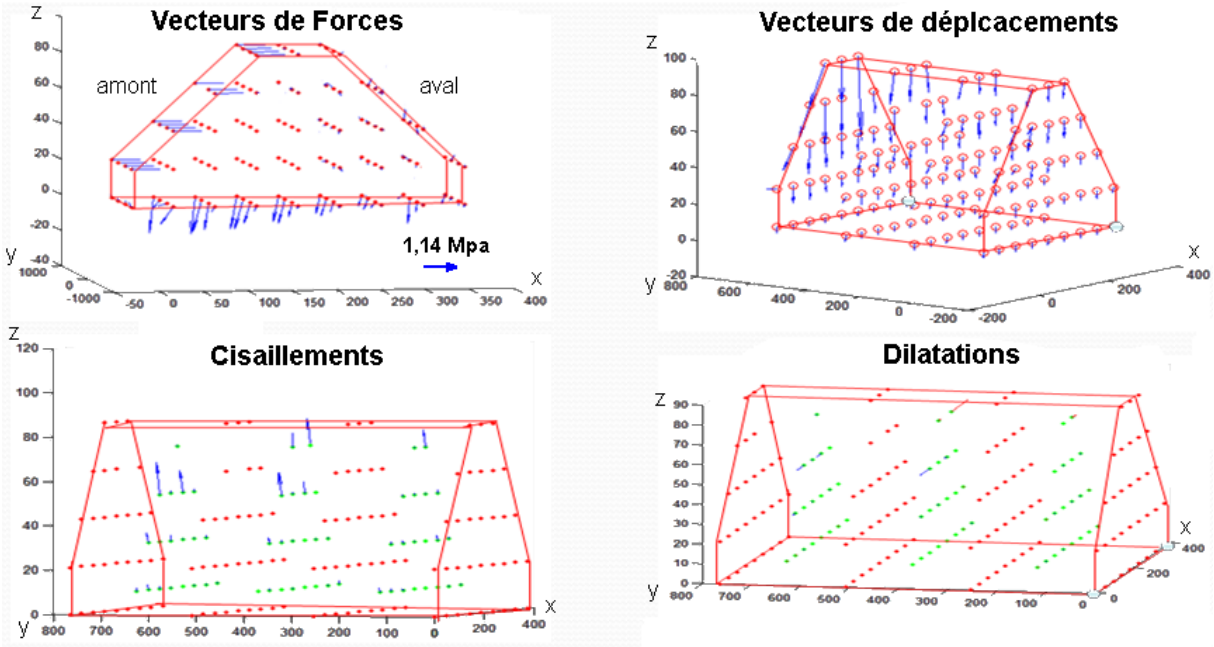


Figure 4: Résultats des déformations du barrage par simulation de FEM_DAM, au niveau NNR

Figure 4: Results of dam deformations by simulation of FEM_DAM, at normal water level.

On constate que pour le niveau d'eau minimum, les vecteurs des déplacements sont de l'ordre de quelques centimètres dus à la faible force hydrostatique appliquée. Très faibles valeurs pour les déformations, le corps du barrage est pratiquement peu déformable.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

Cependant, à un niveau moyen de retenue, l'effet de charge hydrostatique s'ajoute au poids propre du barrage, ce qui engendre des forces significatives sur la fondation (Amont). La figure 4 montre un exemple des résultats graphiques par FEM-DAM, pour le niveau normal de la retenue (NNR). On remarque que les vecteurs de déplacements verticaux sont importants dans la partie supérieure du barrage et que ce dernier a subi des cisaillements et des dilatations significatives sous l'effet de la poussée d'eau.

D'après le tableau 1, et en termes de déplacements, le barrage a subi un tassement important pour une retenue d'eau maximale (NNR) avec un déplacement planimétrique significatif, de l'ordre de 0.8m et 1.3m, respectivement. Pour un niveau de retenue bas, le barrage est sous l'effet de son propre poids seulement. Les déplacements engendrés n'exèdent pas 5 cm en planimétrie et en altimétrie, respectivement. En termes de déformations, il est clair que l'augmentation de l'effet de la charge hydrostatique influe considérablement sur le corps du barrage. On constate aussi que les cisaillements totaux et les dilatations moyennes sont plus importants dans la partie amont que dans la partie aval. Selon les trois cas d'étude (différents niveaux d'eau), le barrage de Kerrada a montré une déformation significative au niveau de sa partie supérieure en raison de son poids propre et de la charge hydrostatique. Cette dernière joue un rôle important sur l'evolution des déformations et des déplacements du barrage.

D'autres tests ont été effectués en considérant le noyau central argileux, dans le programme FEM_DAM. Les résultats de la simulation ont montré des déplacements et déformations significatifs sur le barrage. Par comparaison entre les résultats (avec et sans considération du noyau central argileux, pour h=78.21m : NNR), en moyenne, les déplacements et les déformations sont moins importants si on considère le noyau argileux dans la modélisation. Cela peut être expliqué par le fait que le noyau argileux absorbe et amortie à un certain niveau l'intensité des forces appliquées sur le barrage.

Il est possible d'intervenir sur un barrage en cas de déplacement jugé important (comportement anormal), en connaissant d'abord la cause (étanchéité, pression d'eau, ou bien infiltration dans le cas d'un barrage en enrochement). On peut citer quelques solutions :

- Limiter le niveau d'eau en amont du barrage à une hauteur compatible avec les activités humaines nécessaires. Pour cela, il est possible d'installer un système de siphon en tuyaux PVC à travers le barrage ou utiliser les évacuateurs des crues ;
- Installer en aval sur le cours d'eau un système anti-remontée ;
- Doter la digue du barrage d'un système de drainage interne adéquat en cas d'infiltration et améliorer l'étanchéité du remblai ;
- Garantir la stabilité du remblai de la digue en mettant en place un dispositif évitant toute résurgence sur le talus aval et tout risque à long terme d'érosion interne. Pour cela, il faut mettre en place un masque amont en argile comme première ligne de défense et un filtre sur le talus aval recouvert par un masque aval en matériaux latéritiques comme deuxième ligne de défense ;
- Etancher la fondation du barrage et empêcher le développement d'érosion interne dans la fondation en mettant en place un rideau d'étanchéité. Le rideau est réalisé au pied amont du barrage et connecté au masque amont, la ligne de drainage est réalisée au pied aval.

4- Conclusion

Le programme développé FEM_DAM qui est basé sur la méthode des éléments finis 3D, nous a permis d'évaluer et de représenter le comportement tridimensionnel élastique du barrage en enrochements de Kerrada (Mostaganem), en termes de déplacements, de tenseurs de contraintes et de déformations (dilatations et cisaillements). Le maillage utilisé est un maillage cubique (hexaédrique) à 08 nœuds. Les simulations du comportement de ce barrage ont été basées sur l'application des charges hydrostatiques selon 03 niveaux de retenue (bas, moyen et NNR), la considération des vecteurs de déplacements simulés de quelques nœuds dans la partie aval du barrage (conditions aux limites), les propriétés physiques des matériaux (Grès: recharge) et aussi la considération ou non du noyau central argileux. Les résultats des simulations ont montré qu'en termes de déplacements, le barrage a subi un tassement important pour une retenue d'eau (NNR) avec

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

un déplacement planimétrique significatif. Pour un niveau de retenue bas, le barrage est sous l'effet de son propre poids seulement. En termes de déformations, il est clair que l'augmentation de l'effet de la charge hydrostatique influe considérablement sur le corps du barrage. On a constaté aussi que les cisaillements totaux et les dilatations moyennes sont plus importants dans la partie amont que dans la partie aval. La charge hydrostatique joue un rôle important sur l'évolution des déformations et des déplacements du barrage.

5- Références bibliographiques

[1] Addaci, O., 2012. *Analyse numérique par la méthode des éléments finis d'un pieu isolé sollicité par une charge latérale.* Mémoire de Magistère, Université de Batna, Algérie.

[2] Baghzim, H., 2015. *Etude numérique de la conception des barrages en terre*. Mémoire de Master, Université de Biskra, Algérie.

[3] Boughari, Y., 2016. *Modélisation par la méthode des éléments finis de la déformation d'un barrage.* Mémoire d'ingénieur, Juin 2016, Centre des techniques Spatiales, Arzew – Algérie.

[4] Degoutte, G., 1993. *Auscultation des barrages*. Session de formation continue ENGREF «Sécurité des barrages en service», Montpellier, mai 1993, Édition ENGREF-Cemagref, pp. 119-135, France.

[5] Dhatt, G., Touzot, G., 1981. *Une présentation de la méthode des éléments finis*. Meloine S, A. Editeur Pan. et les Presses de l'Université Laval Québec, publié en France dans la Collection « Université de Compiègne ».

[6] Gökalp, E., & Taşçı, L., 2009. *Deformation monitoring by GPS at embankment dams and deformation analysis.* Survey Review, 41, 311 pp.86-102.

[7] Kattan Peter, 2006. *MATLAB guide to Finite Elements - An Interactive Approach.* ISBN: 9783540706984.

[8] KTH, 2011. *Introduction to a finite element analysis program: ANSYS.* Department of Solid Mechanics, USA.

[9] Larbi, M., & Mezoudji, F., 2014. *Analyse des déformations des barrages en enrochements*. Mémoire de Mastère : Université de Tlemcen, Algérie.

[10] Massiéra, M., & al., 2008. *Monitoring and Deformation Aspects of Large Concrete Face Dams.* Proceedings, 4th IAG Symposium on Geodesy for Geotechnical and Structural Engineering and 13th FIG Symposium on Deformation Measurements, Lisbon, Portugal, 12-15 May.

[11] Massiéra, M., & al., 2006. *Comportement des barrages en enrochement avec masque en béton de ciment fondés des alluvions granulaires.* Congrès général annuel de la société canadienne de génie civil. , 23-26 Mai, Calgary, Alberta, Canada.

[12] Moreau, N., 2014. *Génération de maillages volumiques et adaptables pour la simulation physique*. Rapport de stage. Université Claude Bernard Lyon 1, France.

[13] Oudin, H.2011. *Méthode des Eléments Finis «MEF »*.Cours, École d'ingénieur. Nantes, France.

[14] Szostak-chrzanowski, A., et al., 2006. *Kinematic Analysis of Behavior of Large Earth Dams.* TS 68 – Deformation Measurements of Dams. Munich, Germany.

[15] Szostak-Chrzanowski, A., et al., 2008. *Study of a long-term behavior of large earth dam combining monitoring and finite element analysis results.* 13th FIG International Symposium on Deformation Measurements and Analysis, 4th IAG Symposium on Geodesy for Geotechnical and Structural Engineering, Lisbon, Portugal.

[16] Thinley, U., 2001. *Establishment of kurichhu hydropower dam deformation monitoring basis using global positioning system*. University of applied sciences of southern Switzerland (SUPSI), CH-6928 Manno, Switzerland.

[17] Varghese, B., 2014. Finite element analysis of arch dam. International Journal of Research in Engineering and Technology, IJRET, India.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

ALGÉRIE ÉQUIPEMENT
ISSN : 1111-5211
Juin 2019, N° 61 : 43-52
HAOUARI H., BOUAFIA A.

ESSAIS SUR MODÈLES RÉDUITS CENTRIFUGÉS DE PIEUX ISOLÉS SOUS CHARGE LATÉRALE - ANALYSE DES COURBES P-Y

CENTRIFUGE MODEL TESTS OF SINGLE PILES UNDER LATERAL LOAD - ANALYSIS OF P-Y CURVES

Réception : 20/11/2018 **Acceptation : 11/06/2019** **Publication : 30/06/2019**

HAOUARI Hocine[1], BOUAFIA Ali[2]
[1]Département de génie civil, Université de Blida 1, Blida, Algérie-email hocine-haouari@hotmail.com
[2]Département de génie civil, Université de Blida 1, Blida, Algérie-email ali.bouafia@univ-blida.dz

Résumé- La méthode des courbes P-Y est largement utilisée dans l'analyse des pieux sous charges latérales. Du fait que les essais de chargement latéral sur pieux en vraie grandeur sont très coûteux, les essais sur modèles réduits centrifugés présentent une alternative séduisante pour la détermination des courbes P-Y. L'objectif principal de cet article est de développer des courbes P-Y par interprétation de résultats des essais de chargement latéral en centrifugeuse d'un modèle réduit d'un pieu isolé dans le sable. Connaissant le profil expérimental du moment fléchissant du pieu, les courbes P-Y sont déterminées. La double intégration de la courbe d'ajustement du moment fléchissant donne le déplacement latéral Y du pieu, tandis que la double dérivation de cette courbe donne la réaction latérale P du sol agissant sur le pieu. L'influence de certains paramètres physiques tels que la densité du sable, le mode d'installation du pieu et la rugosité de la surface de ce dernier a été étudié et enfin une étude comparative des paramètres KS et NH des courbes P-Y est présentée.

Mots - clés : Pieu, Modèle réduit, Sable, Courbes P-Y, Centrifugeuse, Charge latérale.

Abstract- The P-Y curves method is widely used for the analysis of piles subjected to lateral loads. The fact that the full-scale lateral load tests on piles are very expensive, centrifuge tests of small-scale piles models present an economic alternative for the determination of P-Y curves. The main objective of this paper is to develop P-Y curves by interpreting the results of lateral load centrifuge tests on a small-scale single pile model embedded in sand. Knowing the experimental curve of bending moment of the pile, the P-Y curves are determined. The double integration of the fitted bending moment curve gives the lateral displacement Y of the pile, while the double differentiation of this curve gives the lateral reaction P of the soil acting on the pile. The influence of certain physical parameters such as the sand density, the pile installation method and the pile roughness has been studied, and finally a comparative study of the parameters K_S and N_H of the P-Y curves is presented.

Keywords: Pile, Small-scale model, sand, P-Y curves, Centrifuge, Lateral load.

1-Introduction

La réponse des pieux isolés soumis à des charges latérales est un exemple de l'interaction complexe sol/pieu en raison du caractère tridimensionnel de la réaction latérale du sol, de la diversité des paramètres mécaniques et géométriques entrant en jeu et de la non-linéarité matérielle du sol. Dans la littérature, plusieurs méthodes ont été proposées pour l'analyse des pieux isolés chargés latéralement. Parmi ces méthodes, on trouve les méthodes de calcul à l'état limite ultime comme la méthode de Broms (1964), Réf. [1], et la méthode de Brinch Hansen (1961), Réf. [2]. D'autres chercheurs ont proposé des méthodes basées sur l'élasticité linéaire comme la méthode de Poulos (1971a), Réf. [3], et la méthode de Budhu et Davis (1987), Réf. [4]. Il existe aussi des méthodes numériques à l'image de la méthode des éléments finis et celle des différences finis. Ces méthodes présentent l'avantage de prendre en compte la non-linéarité matérielle et/ou géométrique du système pieu/sol, Réf. [5]. Mais la méthode la plus utilisée est celle basée sur les courbes P-Y. Comme son nom l'indique, la réponse latérale du pieu dans cette méthode est représentée à

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

une profondeur z donnée par la relation entre le déplacement latéral (Y) du pieu et la réaction latérale (P) du sol. Le modèle de calcul de cette méthode est illustré dans la Fig. 1. Cette méthode est basée sur l'approche d'une poutre sur fondation élastique, Réf. [6], où le sol est représenté par des ressorts élastiques linéaires indépendants. Elle a été adaptée par la suite pour des pieux chargés latéralement avec des ressorts non linéaires dont la raideur représente le module de réaction sécant (E_S) du sol tel que:

$$E_S = \frac{P}{Y} \tag{1}$$

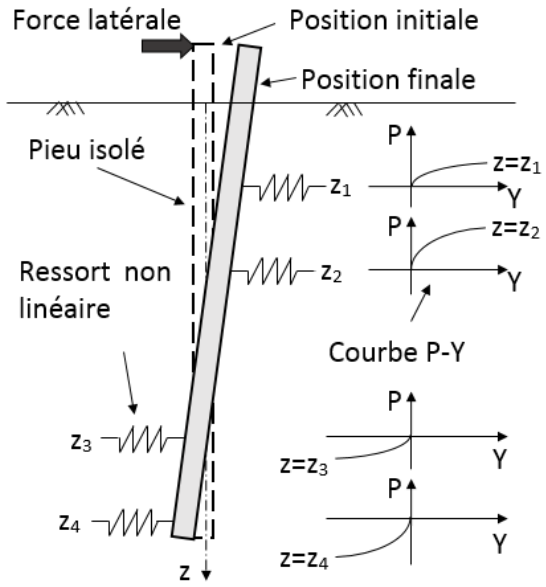


Figure 1 : Modèle de calcul de la méthode des courbes P-Y

Figure 1: Calculation model of P-Y curves method

Les premières méthodes proposées pour la détermination des courbes P-Y sont basées sur les résultats des essais de chargement latéral sur pieux en vraie grandeur, Réfs. [7 & 8]. Ces essais ont l'avantage de tenir compte des propriétés naturelles du sol (sol non remanié) et des conditions réelles du site, mais ils sont coûteux et ne permettent pas de mener des études paramétriques. La modélisation physique en centrifugeuse présente une puissante alternative qui a fait ses preuves dans le domaine du génie civil et principalement dans les applications géotechniques. Pour des raisons de coût, de délai et de simplicité de l'essai, cette technique expérimentale est largement utilisée pour l'étude des problèmes d'ouvrages géotechniques, Réfs. [9 – 11].

L'essai de chargement latéral des pieux isolés en centrifugeuse est effectué dans un environnement de macro-gravité pour vérifier les deux conditions fondamentales de la théorie de similitude formulées comme suit :

$$\sigma^* = \rho^* g^* L^* \tag{2}$$

$$u^* = g^* (t^*)^2 \tag{3}$$

Dans ces équations, x^* est le facteur d'échelle d'un paramètre physique x, défini de la façon suivante :

$$x^* = \frac{x_m}{x_p} \tag{4}$$

x_m et x_p désignent le paramètre x du modèle et du prototype respectivement. Les grandeurs σ, ρ et g désignent respectivement la contrainte, la masse volumique et l'accélération de la pesanteur, tandis que L, u et t correspondent respectivement aux dimensions géométriques, au déplacement et au temps. Dans les problèmes statiques ou quasi-statiques, seule Eq. (2) doit être vérifiée. En revanche, dans les problèmes dynamiques, les deux équations doivent être vérifiées.

En mécanique des sols, la relation contrainte-déformation est non linéaire et affectée par plusieurs paramètres clés, ce qui nécessite de conserver le modèle et le prototype au même niveau de contrainte et de déformation, en d'autres termes σ* = 1. De plus, si le modèle conserve la masse volumique (ρ* = 1), l'Eq. (2) devient :

$$g^* = \frac{1}{L^*} \tag{5}$$

Par conséquent, l'accélération gravitationnelle dans le modèle doit être augmentée de façon inversement proportionnelle à l'échelle L* des dimensions. L'essai doit alors être effectué en macro-gravité en augmentant artificiellement les forces massiques dans le modèle. Plusieurs techniques expérimentales sont utilisées pour répondre à

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

cette condition, mais la plus utilisée est la modélisation en centrifugeuse. Le Tableau 1 résume les principaux facteurs d'échelle des paramètres physiques et mécaniques habituels utilisés dans la modélisation en centrifugeuse.

La Figure 2 montre la centrifugeuse géotechnique de l'IFSTTAR où les essais de chargement latéral sur des modèles réduits de pieux isolés dans le sable ont été effectués, Réf. [12]. Ce dispositif est typiquement composé d'une nacelle pivotante qui porte le conteneur du modèle sol/pieu. Cette nacelle est reliée à un bras qui tourne par rapport à un axe vertical. Si les dimensions du modèle sont réduites N fois, la vitesse angulaire est fixée de sorte que la force centrifuge ajoutée au poids crée un poids apparent égal à N fois le poids en gravité naturelle.

Tableau 1 : Facteurs d'échelle

Table 1: Scale factors

Paramètre x	Facteur d'échelle x^*
Accélération	$(L^*)^{-1}$
Masse volumique	1
Contrainte	1
Rotation	1
Déformation	1
Déplacement	L^*
Force	$(L^*)^2$
Moment fléchissant	$(L^*)^3$
Rigidité à la flexion	$(L^*)^4$

Parmi les paramètres qui régissent le comportement des pieux isolés chargés latéralement dans le sable, on trouve : la densité du sable, la rugosité du pieu et le mode d'installation de ce dernier.

Bouafia et Garnier (1991), Réf. [12] ont effectué des essais de chargement latéral en centrifugeuse sur deux pieux isolés, le premier est court et rigide réduit à l'échelle 1/20, le second est long et flexible réduit à l'échelle 1/17.8. Les deux pieux ont été installés dans du sable selon différentes techniques, qui sont : le fonçage, le battage, le forage dans le sable humide et la pluviation du sable autour du pieu. Ces essais ont montré que ces techniques d'installation n'ont pratiquement pas d'effet sur le déplacement latéral du pieu rigide, en revanche le déplacement de pieux longs et flexibles est affecté de ± 25 %.

Figure 2 : La centrifugeuse géotechnique de l'IFSTTAR (Ex : LCPC)

Figure 2: The IFSTTAR geotechnical centrifuge (Formerly LCPC)

Lyndon et Pearson (1988), Réf. [13] ont mené une série d'essais sur modèles réduits en centrifugeuse visant à étudier l'effet de la rugosité des pieux dans un sable sec et dense. Ils ont trouvé que la rugosité de la surface du pieu réduit le déplacement latéral d'environ 40 % et augmente le moment fléchissant maximum d'environ 30 %. Une observation similaire a été faite par Bouafia et Garnier (1991) qui ont signalé une réduction de 15 % dans le déplacement latéral.

Cet article a pour but de présenter et réinterpréter les résultats expérimentaux des essais de chargement latéral en centrifugeuse sur des pieux isolés dans le sable, afin de construire les courbes P-Y et d'étudier l'influence de la technique d'installation des pieux, la rugosité du pieu et la densité du sable sur les paramètres clés des courbes P-Y, à savoir le module (E_{ti}) de réaction latérale initiale du sol et la résistance latérale (P_U).

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

2- Description du programme expérimental

Les essais de chargement latéral sur modèle réduit du pieu ont été réalisés à la centrifugeuse géotechnique de l'IFSTTAR (Ex : LCPC) en France, Réf. [12]. Le sable utilisé est un sable propre mal gradué provenant du site du RHEU, la densité de ce sable a été contrôlée expérimentalement entre sable dense et sable moyen. En outre, diverses techniques d'installation du pieu ont été envisagées, parmi lesquelles se trouvent : la pluviation du sable autour du pieu (PSAP) et le fonçage. La rugosité de la face périphérique du pieu a été aussi contrôlée entre pieu lisse et pieu rugueux (ce dernier a été rendu rugueux par un procédé de collage des grains de sable). Le Tableau 2 regroupe les principaux paramètres caractérisant les différents essais considérés dans cette étude.

Le modèle du pieu est un tube en aluminium instrumenté par 12 paires de jauges de déformation régulièrement espacées de 25 mm, placées en demi-pont, collées à la face extérieure du pieu et protégées contre l'humidité et le frottement direct du sable comme le montre la Fig. 3. Deux capteurs de déplacements ont été placés de part et d'autre du point d'application de la force horizontale. Le Tableau 3 regroupe les propriétés du modèle du pieu et de son prototype.

Tableau 2 : Paramètres des essais

Table 2: Parameters of tests

Numéro d'essai	1	3	5	9
densité	Sable moyen	Sable dense	Sable dense	Sable dense
Poids volumique sec γ_d (kN/m3)	15.15	16.5	16.5	16.5
Indice de densité I_D (%)	57	93	93	93
Technique d'installation	PSAP	PSAP	Fonçage	Fonçage
Rugosité du pieu	Lisse	Lisse	Lisse	Rugueux

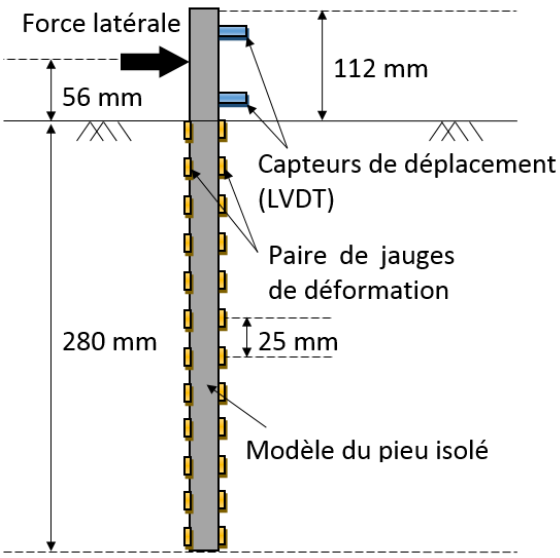


Figure 3 : Instrumentation du modèle du pieu

Figure 3 : Pile model instrumentation

La force horizontale a été appliquée par série d'incréments de force statiques de 50 kN à 200 kN. Les mesures obtenues pour chaque incrément de force donné sont les déplacements en tête et les déformations axiales (ε) le long du pieu, ces dernières permettent de déterminer le diagramme expérimental de moment fléchissant de la façon suivante :

$$M(z) = 2E_P I_P \frac{\varepsilon(z)}{B} \qquad (6)$$

Tableau 3 : Caractéristiques du pieu étudié

Table 3: Characteristics of the studied pile

Désignation	Modèle	Prototype
Diamètre extérieur B (mm)	28.07	500
Diamètre intérieur (mm)	25.58	457
Longueur L (mm)	392	7000
fiche D (mm)	280	5000
Rigidité flexionnelle E_pI_p (N.m2)	558	$56.6 \cdot 10^6$
Limite élastique (MPa)	171	171
Résistance à la traction (MPa)	354	354
Echelle de réduction	1/17.85	1

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

3- Construction des courbes P-Y

Les courbes P-Y décrivent la relation entre la réaction latérale du sol (P) et le déplacement latéral (Y) du pieu. Elles peuvent être développées à partir du profil de moment fléchissant expérimental (M (z)) par double dérivation pour obtenir la réaction latérale (P) du sol et par double intégration pour obtenir le déplacement latéral (Y) du pieu (Eq. 7 et Eq. 8). Les déformations sont mesurées aux niveaux des jauges de déformations, par conséquent le profil du moment fléchissant qui en découle est un profil en points discrets qui forment une ligne brisée, il est pratique de l'ajuster en courbe continue, ce qui facilite la dérivation et l'intégration. Haiderali et Madabhushi (2016), Réf. [14] ont résumé quelques recherches sur la modélisation en centrifugeuse de pieux chargés latéralement et les techniques d'ajustement utilisées.

$$P = -\frac{d^2M}{dz^2} \tag{7}$$

$$Y = \frac{1}{E_P I_P}\iint M dz\, dz + Y_0' \cdot z + Y_0 \tag{8}$$

Dans le cadre de cette étude, nous avons ajusté le diagramme du moment fléchissant expérimental par une série de fonctions sinus à deux termes en utilisant le logiciel Matlab, Réf. [15], comme le montre la Fig. 4. Cette série a la forme suivante:

$$M(z) = \sum_{i=1}^{2} a_i sin(b_i z + c_i) \tag{9}$$

Pour assurer une bonne qualité d'ajustement, l'équilibre statique du pieu a été vérifié. La courbe ainsi trouvée est doublement dérivée pour obtenir le profil de réaction latérale P(z) du sol, en revanche elle est doublement intégrée pour avoir le profil de déplacement latéral Y(z) du pieu. La figure 5 montre les courbes P-Y de l'essai 5.

4- Interprétation des résultats

Les courbes P-Y développées présentent une allure hyperbolique et peuvent être ajustées par fonction hyperbolique caractérisée par une pente initiale et une asymptote qui représentent respectivement le module (E_{ti}) de réaction latérale initiale du sol et la réaction latérale ultime (P_U) du sol, tel que :

$$P = \frac{Y}{\frac{1}{E_{ti}} + \frac{Y}{P_U}} \tag{10}$$

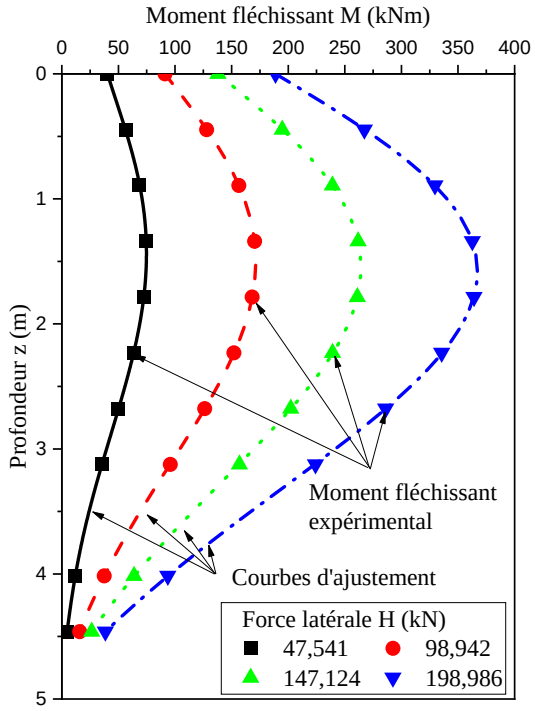


Figure 4 : Moment fléchissant de l'essai 5

Figure 4: Bending moment of test 5

Le module (E_{ti}) de réaction latérale initiale du sol décrit la relation entre la réaction latérale (P) du sol et le déplacement latéral (Y) du pieu pour les petites déformations, en outre le module E_{ti} présente une augmentation linéaire avec la profondeur (z), ce qui caractérise les sols de Gibson, par conséquent, le module E_{ti} est ajusté linéairement (Eq. (11)) en fonction de la pente N_H qui représente le coefficient d'augmentation du module E_{ti} avec la profondeur (z).

$$E_{ti} = N_H z \tag{11}$$

La résistance latérale (P_U) du sol est formulée en fonction d'un facteur dénommé facteur (K_S) de résistance latérale du sol. Ce dernier relie la résistance (P_U) à la contrainte

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

verticale initiale (σ_{vo}) du sol et au diamètre (B) du pieu (Eq. (12)).

$$\frac{P_U}{\gamma B^2} = K_S \frac{z}{B} \qquad (12)$$

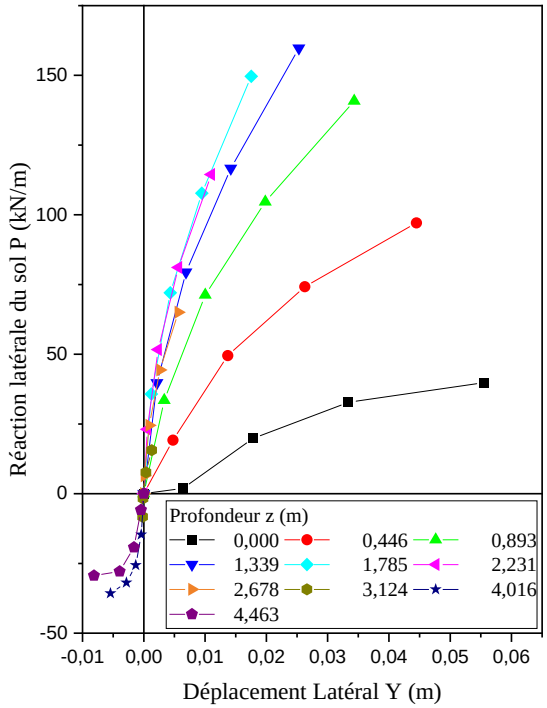


Figure 5 : Courbes P-Y de l'essai 5

Figure 5: P-Y curves of test 5

5- Étude paramétrique

L'effet de la densité du sable sur les paramètres clés (E_{ti} et P_U) des courbes P-Y développées est étudié en comparant respectivement le coefficient N_H et le facteur K_S des essais 1 et 3. Le coefficient N_H augmente par 50 % en passant d'une valeur de 7.4 MN/m^3 pour un sable de densité moyenne à une valeur de 11 MN/m^3 pour un sable dense, tandis que la valeur du facteur K_S en surface passe de 37.5 pour un sable moyen à 64.3 pour un sable dense, soit une augmentation de 70 %. Physiquement, ces résultats sont logiques : en fait, la condensation des grains du sable fait diminuer le vide inter-granulaire et ainsi augmenter le frottement interne du sable, alors que la résistance du sable est liée directement à son frottement interne.

De la même façon, l'effet de la technique d'installation du pieu est recherché entre les essais 3 et 5. Le passage d'un pieu installé par un procédé de pluviation du sable autour à un pieu installé par fonçage se traduit par une augmentation de 25 % du coefficient N_H. Un résultat, pratiquement similaire, est constaté pour le facteur K_S en surface avec une augmentation de 20.4 %. Ces augmentations peuvent être expliquées par le fait que les contraintes latérales du sol augmentent autour du pieu pendant le fonçage, ce qui conduit à densifier le sol dans cette zone.

Dans l'essai 9 la surface périphérique du pieu a été rendue rugueuse par collage de grains de sable sur cette dernière, tandis que dans l'essai 5, la surface du pieu est lisse. La rugosité du pieu a entraîné une diminution du coefficient N_H de 18 %. D'autre part, le facteur K_S en surface passe de 77.5 pour un pieu lisse à 108.3 pour un pieu rugueux, soit une augmentation de 40 %. Cette augmentation s'explique par l'augmentation des composantes tangentielles de la réaction latérale du sol, causée par l'augmentation du frottement latéral à l'interface pieu / sol.

6 - Étude comparative

Dans cette partie, nous présentons une étude comparative entre les résultats expérimentaux de l'essai 1 et ceux calculés selon quelques méthodes de la littérature. Cette comparaison porte sur le coefficient N_H et le facteur K_S.

6.1- Comparaison en termes de N_H

Les valeurs expérimentales de coefficient N_H sont comparées aux valeurs calculées par les méthodes de Terzaghi (1955), Réf. [16] et de l'Institut Américain du Pétrole API (2000), Réf. [17]. Ces méthodes stipulent que le coefficient de variation N_H est principalement fonction de la densité du sable (Tab. 4 et Fig. 6). Les résultats trouvés sont illustrés dans la Fig. 7. Cette dernière montre que le coefficient N_H expérimental est très proche de N_H calculé par la méthode de Terzaghi par contre le coefficient de l'API est environ 6 fois plus grand. Ce résultat est similaire au résultat trouvé par Georgiadis et al. (1992), Réf. [18].

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

6.2- Comparaison en termes de K_S

Le facteur K_S est étudié en comparant les profils de la résistance latérale normalisée ($P_U/\gamma B^2$) du sol en fonction de la profondeur (z/B), le profil expérimental est comparé aux profils calculés par les méthodes de Broms (1964), de Barton (1983), de Brinch Hansen (1961) et de l'API (2000) tel que montré dans la Fig. 8. Les coefficients K_S pour chaque méthode citée ci-dessus sont regroupés dans le Tab. 5.

Tableau 4 : Coefficient N_H selon Terzaghi (1955)

Table 4: N_H coefficient according to Terzaghi (1955)

Densité	Lâche	Moyenne	Dense
Sable sec ou humide N_H (kN/m^3)	2300	7000	18600
Sable saturé N_H (kN/m^3)	1300	4600	11300

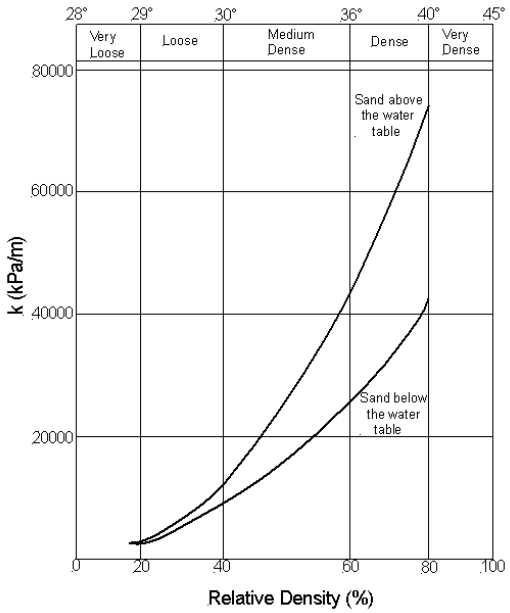


Figure 6 : Coefficient N_H selon L'API (2000)

Figure 6: N_H coefficient according to API (2000)

On remarque que le facteur K_S est constant pour la méthode de Broms (1964) et Barton (1983), tandis qu'il dépend de la profondeur pour le profil expérimental, de l'API (2000) et de Brinch Hansen(1961).

Les profils calculés sont croissants en fonction de la profondeur (cas des pieux rigides), ils coupent le profil expérimental à une profondeur d'environ 3.5 B, profondeur où se manifeste la réaction latérale ultime maximale du sol. En dessous de cette profondeur, le profil expérimental change de direction. En fait, ce dernier présente une allure typique d'un pieu flexible, Réf. [1].

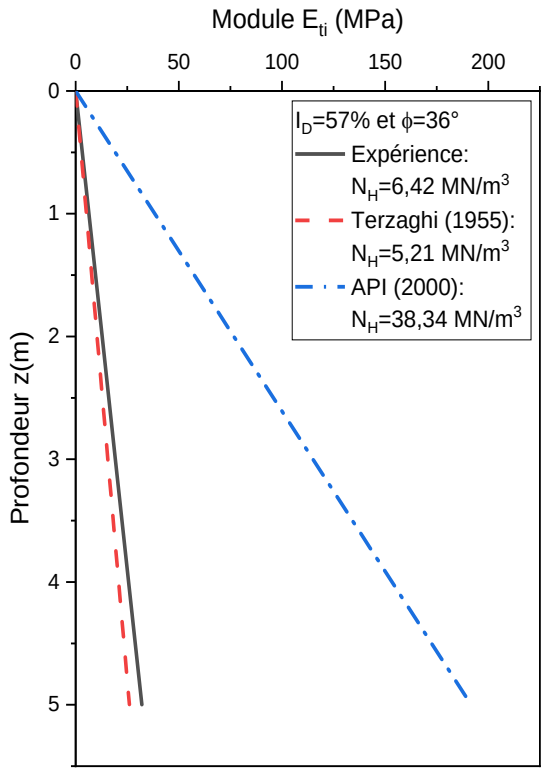


Figure 7 : Variation du Module E_{ti} en fonction de la profondeur

Figure 7: Variation with depth of the Modulus E_{ti}

Tableau 5 : Facteurs K_S de certaines méthodes

Table 5: Factors K_S of some methods

Méthode	Facteur K_S	Calcul
Broms (1964)	$3K_P$	$K_P = \frac{1+sin\varphi}{1-sin\varphi}$
Barton (1983)	K_P^2	
Brinch Hansen (1961)	K_q	à partir de l'abaque (cf. Fig. 9)
API (2000)	$\text{Min}\left\{C_1\frac{z}{B}+C_2, C_3\right\}$	à partir de l'abaque (cf. Fig. 10)

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

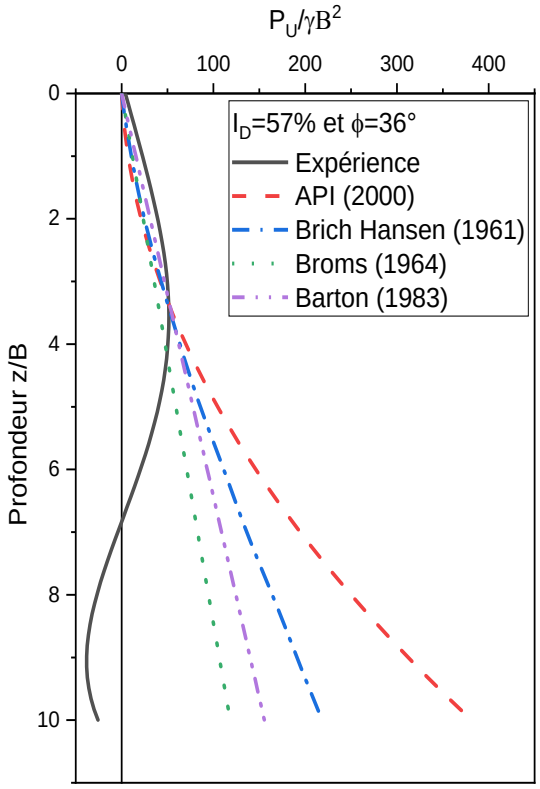


Figure 8 : Variation de la résistance latérale normalisée du sol en fonction de la profondeur

Figure 8: Variation with depth of the normalized lateral soil resistance

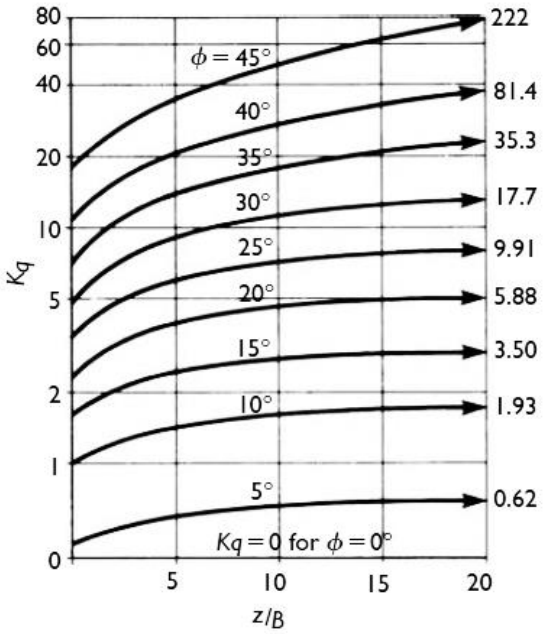


Figure 9 : facteur K_q selon Brinch Hansen (1961)

Figure 9: factor K_q according to Brinch Hansen (1961)

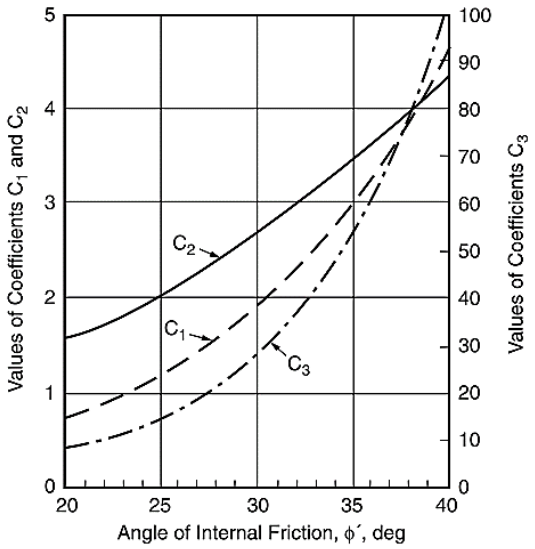


Figure 10 : Coefficients de détermination du facteur K_S selon L'API (2000)

Figure 10: Coefficients for determination of the factor K_S according to API (2000)

7- Conclusion

Après une introduction à la théorie de la similitude et la présentation du principe de la modélisation en centrifugeuse, nous avons présenté les résultats expérimentaux obtenus par modélisation en centrifugeuse d'un pieu isolé chargé latéralement dans le sable, les essais ont été réalisés précédemment dans la centrifugeuse de l'IFSTTAR (Nantes, France). Le modèle du pieu est instrumenté par 12 paires de jauges de déformation sur toute sa longueur, ce qui permet d'en déduire le diagramme du moment fléchissant. Ce dernier a été ajusté puis doublement dérivé et doublement intégré pour obtenir respectivement la réaction latérale (P) du sol, le déplacement latéral (Y) du pieu et, par conséquent, de construire les courbes P-Y.

Compte tenu de l'allure des courbes P-Y trouvées, elles ont été ajustées par fonction hyperbolique et formulées en fonction du module (E_{ti}) de réaction latérale initiale du sol et la résistance latérale (P_U) du sol.

Nous avons entrepris une étude paramétrique en analysant l'effet de la densité du sable, de la rugosité de la surface du pieu et de la technique d'installation sur le module E_{ti} et la résistance P_U.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

- Nous avons trouvé que la densité du sable fait augmenter le coefficient N_H et le facteur de résistance latérale K_S d'environ 50 % et 70 % respectivement. Cela permet de dire que la densité du sable a un effet positif sur la réaction latérale du sol, que ce soit pour de petits déplacements ou pour de grands déplacements.

- L'installation du pieu par fonçage, au lieu de la pluviation du sable autour, entraîne une augmentation du coefficient N_H et du facteur K_S d'environ 24 % et 20,40 % respectivement. Nous pouvons expliquer ces augmentations par le fait que le processus de fonçage conduit à densifier le sable autour du pieu.

- la rugosité du pieu fait diminuer le coefficient N_H d'environ 18 %. En revanche, il y a une augmentation de K_S d'environ 40 %. Cette augmentation peut être s'expliquée par l'augmentation de la composante tangentielle de la réaction latérale du sol en raison de l'augmentation du frottement latéral à l'interface sol / pieu.

Nous avons également comparé les paramètres N_H et K_S tirés de l'expérience à ceux calculés par certaines méthodes proposées dans la littérature. Ainsi nous avons trouvé que le coefficient N_H expérimental est très proche de celui proposé par Terzaghi (1955). Le facteur K_S expérimental est différent des facteurs calculés, cette différence est liée principalement à la rigidité du pieu.

Références

[1] Broms, Bengt B., Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 90, nº 3, p. 123‑158, 1964.

[2] Hansen, J. B., Ultimate resistance of rigid piles against transversal forces, Danish Geotechnical Institute - Bulletin, nº 12, p. 5-9, 1961.

[3] Poulos, H. G., Behavior of Laterally Loaded Piles: I-Single Piles, Journal of Soil Mechanics & Foundations Div, vol. 97, no 5, p. 711‑731, 1971.

[4] Budhu, M., & Davies, T. G., Nonlinear analysis of laterality loaded piles in cohesionless soils, Can. Geotech. J., Vol. 24, nº2, p. 289‑296, 1987.

[5] Haouari, H., Analyse tridimensionnelle de la réponse d'un pieu isolé sous charge latérale, Thèse de Magister, Université de Blida 1, Blida- Algérie, 2014, 355 pages.

[6] Winkler, E., Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit: mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik für polytechnische Schulen, Bauakademien, Ingenieue, Maschinenbauer, Architecten, etc. Dominicus, 1867.

[7] Matlock, H., Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay, Proc. Of the 2nd Offshore Technology Conference, Houston, Texas, USA, p. 577-594, 1970. http://dx.doi.org/10.4043/1204-ms

[8] Reese, L. C., Cox, W. R., and Koop, F. D., Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand, Proc. Of the 6th Offshore Technology Conference, Houston, Texas, USA, p. 473-483, 1974. https://doi.org/10.4043/2080-MS

[9] Bouafia, A., Modélisation des pieux chargés latéralement en centrifugeuse, Thèse de Doctorat, Nantes- France, 1990, 267 Pages.

[10] Bouafia, A., Étude expérimentale du chargement latéral cyclique répété des pieux isolés dans le sable en centrifugeuse, Can. Geotech. J., Vol. 31, nº 5, p. 740‑748, 1994.

[11] Barton, Y. O., Finn, W. D. L., Parry, R. H. G., and Towhata, I., Lateral Pile Response and p-y Curves From Centrifuge Tests, in Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1983.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

[12] Bouafia, A., & Garnier, J., Experimental study of p-y curves for piles in sand, Proc. of the Int. Conference on Centrifuge 91, Bouler Colorado, p. 261‑268, 1991.

[13] Lyndon, A., & Pearson, R. A., Skin friction effects on laterally loaded large diameter piles in sand, in Centrifuge 88: Proceedings of the international conference on geotechnical centrifuge modelling, Paris, France, p. 363–370, 1988.

[14] Haiderali A. E., & Madabhushi, G., Evaluation of Curve Fitting Techniques in Deriving p–y Curves for Laterally Loaded Piles, Geotech Geol Eng, vol. 34, nº 5, p. 1453‑1473, oct. 2016.

[15] MATLAB and Statistics Toolbox Release 2012b, The MathWorks, Inc., Natick, Massachusetts, United States.

[16] Terzaghi, K., Evaluation of coefficients of subgrade reaction, Géotechnique, Vol. 5, no 4, p. 297‑326, 1955.

[17] API RP 2A-WSD : Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms Working Stress Design, American Petroleum Institute (API), 2000.

[18] Georgiadis, M., Anagnostopoulos, C., and Saflekou, S., Centrifugal testing of laterally loaded piles in sand, Canadian Geotechnical Journal, vol. 29, no 2, p. 208‑216,1992.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

EFFETS DES HÉTÉROGÉNÉITÉS DU SOL SUR SES RÉPONSES SISMIQUES EN CHAMP LIBRE

SOIL HETEROGENEITIES EFFECTS ON ITS FREE-FIELD SEISMIC RESPONSES

Réception : 04/05/2019 **Acceptation : 16/06/2019** **Publication : 30/06/2019**

MESSAOUDI Akila[1], MEZOUAR Nourredine[2], HADID Mohamed[3], LAOUAMI Nasser[4]
[1]Laboratoire des Travaux Publics Ingénierie de Transport et Environnement (TPiTE), École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), 01 Rue Sidi Garidi, Kouba,16051, Alger, Algeria messa_aki@yahoo.fr
[2]Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), 01 Rue Kaddour Rahim, BP252, Hussein Dey, Alger, Algeria. nmezouar@cgs-dz.org
[3]Laboratoire des Travaux Publics Ingénierie de Transport et Environnement (TPiTE), École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP), 01 Rue Sidi Garidi, Kouba,16051, Alger, Algeria hadid_mohamed2003@yahoo.fr
[4]Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), 01 Rue Kaddour Rahim, BP252, Hussein Dey, Alger, Algeria. nlaouami@cgs-dz.org

Résumé **-** La prise en compte de la variabilité spatiale des caractéristiques mécaniques du sol est une donnée incontournable à intégrer dans les méthodes actuelles de calcul en Dynamique des Sols. Les méthodes usuelles, basées sur des approches déterministes utilisant des modèles de sols homogènes, aussi sophistiquées soient-elles ne permettent pas d'expliquer ou de prédire, entre autres, le mouvement différentiel de la structure soumise au séisme, ou le problème du dévers des structures importantes et massiques, dans le cas statique. L'aléa naturel du sol lié, d'une part à l'hétérogénéité de ses constituants, et d'autre part au niveau de la sédimentation des couches, augmente la complexité de la modélisation de l'action sismique à la base de la structure. Une approche probabiliste permet cependant d'intégrer de manière quantitative les incertitudes et les dispersions associées aux propriétés du sol. Ces dernières varient aléatoirement dans l'espace et dans le temps pour constituer un champ aléatoire. L'objectif de cet article est l'analyse de la propagation de l'onde sismique dans un milieu aléatoire (sol hétérogène). Deux types d'hétérogénéité sont considérés : (1) une hétérogénéité quelconque due à la distribution aléatoire du module de cisaillement dans un profil de sol ; (2) une hétérogénéité des interfaces d'un multicouche de sol, traduite par des couches de sol ayant des épaisseurs aléatoires. Des modèles de sols hétérogènes sont générés par la simulation de Monté Carlo. La variation spatiale du module de cisaillement est contrôlée par les trois paramètres suivants : (1) la fonction d'inter-corrélation ; (2) la distance de corrélation ; (3) l'écart-type autour de la moyenne.
Ces sols hétérogènes sont simulés puis intégrés dans le programme de calcul universel par éléments finis 'FLUSH', sous une propagation d'onde incidente verticale de type SH. Les réponses des modèles de sol homogènes (monocouche et multicouche) sont données par le calcul (1D) de la colonne de sol. Les réponses des sols hétérogènes (quelconque et à interfaces aléatoires) à différents points du sol « en champ libre » sont données par des modèles bidimensionnelles (2D) de maillage en éléments finis quadratiques, avec des frontières absorbantes latérales. Dans ce contexte, le champ libre représente et suppose un sol sans aucune structure (bâtiment, ouvrage d'art ou autres).
Les résultats ont montré l'importance de la prise en considération des hétérogénéités dans les modèles de calcul en Dynamique des Sols. L'hétérogénéité quelconque du sol fournit des amplifications moins importantes accompagnées d'un effet de filtrage vers les basses fréquences, comparées à celles correspondantes à la couche homogène. Le modèle avec interfaces aléatoires fournit, quant à lui, des amplifications plus importantes, accompagnées d'un effet de filtrage vers les hautes fréquences, comparées à celles correspondantes au multicouche équivalent.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

Mots - clés : Sol hétérogène, interfaces aléatoires, réponse en champ libre.

Abstract- Taking into account the spatial variability of the mechanical characteristics of the soil, is an inevitable fact to integrate into the current calculation in Soil Dynamics. The usual methods, based on deterministic approaches using homogeneous soil models, as sophisticated as they are, do not explain or predict, among other things, the differential movement of the structure subjected to the earthquake, or the problem of slant of large and massive structures, in the static case. The natural hazard of the soil linked, on the one hand, to the heterogeneity of its aggregates, and on the other hand to the sedimentation of the layers, increases the complexity of the modeling of the seismic action at the base of the structure. A probabilistic approach, however, allows for the quantitative integration of uncertainties and dispersions associated with soil properties. The latter randomly vary in space and time to form a random field. The objective of this paper is to analysis the propagation of the seismic wave in a random medium (heterogeneous soil). Two types of heterogeneity are considered: (1) any heterogeneity due to the random distribution of the shear modulus in a soil profile; (2) a heterogeneity of the interfaces of the multilayer soil, represented by soil layers having random thicknesses. Heterogeneous soil models are generated by Monté Carlo simulation. The spatial variation of the shear modulus is controlled by the three following parameters: (1) the inter-correlation function; (2) the correlation distance and (3) the standard deviation around the average.
These heterogeneous soils are simulated then integrated in the finite element universal design program 'FLUSH', under a vertical incident wave propagation of type SH. The responses of homogeneous soil models (monolayer and multilayer) are given by the (1D) calculation of the soil column. Two-dimensional (2D) models through a quadratic finite elements mesh, give the responses of heterogeneous soils (random and random interfaces) at different points of the soil ‘in free field’, with laterals absorbing boundaries.
Seismic responses at different points in the 'free field' soil are then calculated. In this context, the free field represents and supposes a soil without any structure (building, bridges or others). The results showed the importance of considering heterogeneities in the numerical model in the Soil Dynamics domain. The results showed the importance of considering the heterogeneities in models computation of Soil Dynamics. Stochastic heterogeneity provides smaller amplifications accompanied by a filtering effect at low frequencies, compared to those corresponding to the homogeneous layer. The model with random interfaces provides greater amplifications accompanied by a filtering effect towards the high frequencies, compared to those corresponding to the equivalent multilayer.

Keywords: Heterogeneous soil, random interfaces, free field response

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

1. Introduction

Dans le domaine de la géostatistique, les sols sont des milieux hétérogènes, qu'on les examine à l'œil nu ou au microscope électronique, on est frappé par la diversité des formes et des dimensions des particules ou des agrégats de particules, par l'existence de vides, de fissures, de zones plus compactes, etc. Cette hétérogénéité n'a rien de singulier, vu que les processus qui conduisent à la formation d'un sol donné ont inévitablement subi des fluctuations dans le temps et dans l'espace ; de telle sorte qu'il est normal que leurs propriétés varient tant avec la profondeur (c.-à-d. avec l'âge) qu'horizontalement. Les propriétés mécaniques du sol, masse volumique et module de cisaillement, varient d'un bout à l'autre du massif de sol et ne sont pas toujours connues avec une précision suffisante pour justifier une analyse déterministe ou quasi-déterministe. Cependant, deux éléments essentiels ont concouru au développement des méthodes statistiques et probabilistes dans ce domaine : (1) le besoin des ingénieurs et des chercheurs de calculer le risque de ruine de leurs projets ; (2) le besoin ressenti par les spécialistes de pouvoir quantifier la variation naturelle des propriétés des sols de façon à optimiser les reconnaissances géotechniques.

2. Techniques d'analyse de la variabilité spatiale des propriétés des sols

Pour les géo-statisticiens, dont l'objectif final est de dimensionner des ouvrages, le souci principal posé est : comment peut-on tenir compte de la variabilité naturelle des propriétés des sols dans les modèles de calculs ? Des méthodes statistiques et des techniques très variées ont été proposées. Ces techniques peuvent être classées selon leur processus de calcul : (1) déterminer des moyennes et des écarts-type, rechercher la forme des lois de répartition des paramètres et tester leurs significations ; (2) rechercher des corrélations simples et multiples ; (3) analyser des lois de variation spatiale.

Toutefois, de nombreuses études statistiques ont été réalisées sur les propriétés physiques et mécaniques des sols. Magnan et Baghery (1982) concluent que les études statistiques telles que menées, à savoir la détermination des moyennes, des écarts types et la recherche de lois de répartition des paramètres, ne sont pas parfaitement adaptées aux sols. Ils estiment qu'il serait illusoire de limiter l'analyse statistique des propriétés des sols à l'identification des lois de distributions théoriques.

Il faut orienter les efforts d'analyses vers les **variations spatiales** des paramètres mécaniques dans le massif de sol. D'après le théorème de superposition, la technique d'analyse la plus courante pour décrire les variations spatiales des propriétés des sols consiste à décomposer les variations spatiales de chaque propriété en une fonction déterministe des coordonnées des points de mesure dans l'espace, appelée tendance (moyenne) et en une composante aléatoire. Nous avons utilisé cette technique pour simuler l'aspect aléatoire du module de cisaillement du sol. La masse volumique (densité) et le coefficient de Poisson sont considérés constants en tout lieu. Ce choix résulte d'une part, des conclusions de la géostatistique qui soulignent le caractère fortement variable de ce paramètre (module de cisaillement) dans l'espace, en comparaison avec les autres paramètres tels que la densité et le coefficient de Poisson, et d'autre part, de son influence directe sur la réponse dynamique des sols. Nous avons généré des modèles de sols aléatoires quelconques à partir de la simulation de Monté Carlo, donnée par l'équation (1) ci-dessous.

$$G(x,y) = G_0\left[1 + \sum_{p=1}^{N}\sum_{l=1}^{N}\sqrt{\frac{8 l_x l_y \sigma^2}{\left(1+l_x^2\left(p\Delta k_p\right)^2\right)\left(1+l_y^2\left(l\Delta k_l\right)^2\right)}}\cos\left(k_p x + k_l y + \emptyset_{kl}\right)\right] \quad (1)$$

Ce processus est asymptotiquement gaussien quand N est grand d'après le théorème de la limite centrale, nous prenons N=100.

$\emptyset_{kl}$: Réalisations de déphasage aléatoire, uniformément distribuées sur [0 - 2π].

$\Delta k_p, \Delta k_l$: Pas en nombre d'ondes dans les directions *x* et *y* respectivement.

$k_p,\ k_l$: Nombres d'ondes dans les directions *x* et *y* respectivement.

σ^2 : Variance du module de cisaillement.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

l_x , l_y : Distances de corrélations dans le plan (*x*, *y*), respectivement suivant les axes *x* et *y*.

La variation spatiale du module de cisaillement est contrôlée par les trois paramètres suivants : (1) fonction d'auto-corrélation qui exprime la perte de corrélation ou de ressemblance du paramètre d'un point à un autre du milieu, la fonction d'auto-corrélation adoptée est de type exponentiel ; (2) la distance de corrélation qui donne l'ordre de grandeur de la taille de l'hétérogénéité, en d'autres termes, c'est la distance au-delà de laquelle on considère qu'il n'y a plus de corrélation entre deux points considérés ; (3) l'écart-type (σ) qui exprime le degré de fluctuation autour de la valeur moyenne du module de cisaillement du sol.

L'analyse de l'hétérogénéité du sol est prise ici sous ses deux formes possibles :

1- Monocouche de sol hétérogène quelconque, c.-à-d. que le module de cisaillement possède une distribution aléatoire dans l'espace bidimensionnel (fig.1).
2- Multicouche de sol à interfaces aléatoires, l'épaisseur des couches est aléatoire (fig.5).

Ces modèles de sols hétérogènes quelconques sont bien évidements générés à partir d'un modèle de sol homogène tel que :

G_0 : Module de cisaillement du monocouche homogène, et qui représente également la valeur moyenne du module de cisaillement du sol hétérogène généré.

Le modèle de sol homogène utilisé possède les caractéristiques données dans le tableau 1. Tous les profils de sol traités ici, sont supposés linéaires, aucune non-linéarité matérielle n'est envisageable.

Tableau 1 : Caractéristiques mécaniques du modèle de sol homogène.

Table 1: Mechanical characteristics of the homogeneous soil model

G_0 (MPa)	V_S (m/s)	ξ (%)	ρ (Kg/m^3)	μ
80	210	3	1800	0.40

V_S: vitesse de propagation de l'onde sismique *S*.

ξ, ρ, μ : sont respectivement le taux d'amortissement, la masse volumique et le coefficient de Poisson du sol.

Les analyses ont été effectuées par le programme de calcul universel 'FLUSH' en éléments finis [12]. Le sol est soumis à une onde sismique de type SH à incidence verticale.

3. Réponses d'un modèle de sol aléatoire quelconque

Le sol considéré dans cette partie est un sol monocouche d'épaisseur 20m et de largeur 130 m, simulé et modélisé numériquement par un maillage en éléments finis. En effet, le maillage en éléments finis permet d'attribuer à chaque maille un module de cisaillement.

La courbe de la figure 1 représente la distribution aléatoire du module de cisaillement (l'unité de G_0 est en psi (1MPa=145,0377 psi), à un écart type de 60%. La distance de corrélation dans le sens horizontal : l_x =15 m et dans le sens vertical :l_y =2.5 m.

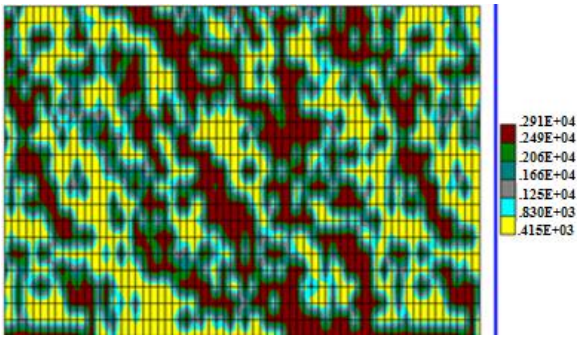


Figure 1 : Distribution aléatoire du module de cisaillement du modèle de sol, (Modèle exponentiel, σ=60%)

Figure 1: Stochastic distribution of shear modulus of the soil model, (Exponential).

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

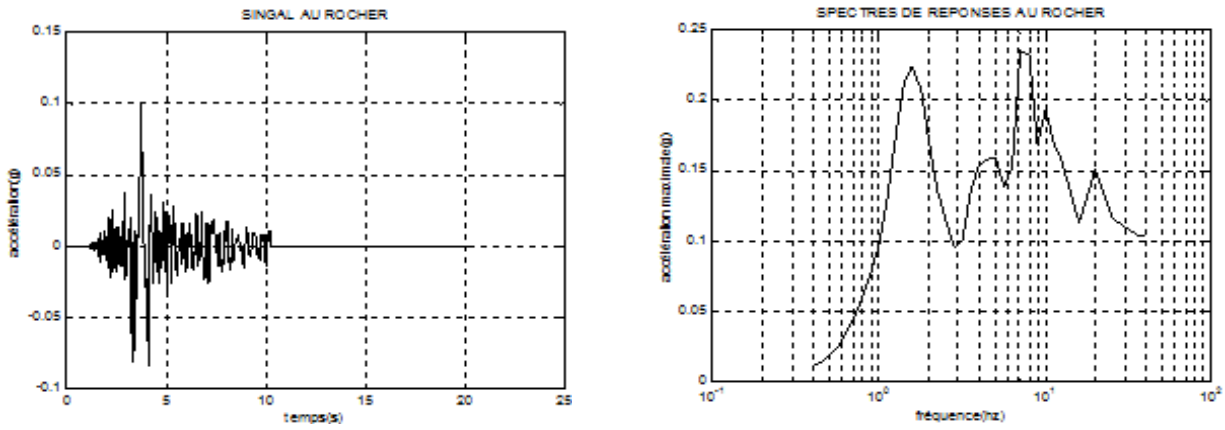


Figure 2 : Accélération et son spectre de réponses correspondant au substratum rocheux

Figure 2: Acceleration and its corresponding response spectrum at the bedrock

L'input sismique au substratum est un accélérogramme riche en haute fréquences, pris le même à la base de tous les modèles de sols traités. Il est représenté (et son spectre de réponses correspondant) à la figure 2. L'intensité de ce signal est PGA=0.1g de telle sorte qu'aucune non-linéarité ne soit envisageable.

3.1. Effets de l'hétérogénéité quelconque du sol sur la réponse sismique en champ libre

Dans le contexte de ce travail, le champ libre (surface libre) représente (suppose) un sol sans aucune structure (bâtiment, ouvrage d'art ou autres). La figure 3 montre la fonction de transfert entre le substratum rocheux et la surface libre du sol respectivement homogène et hétérogène. Pour la couche homogène, la réponse en surface libre est uniforme, elle correspond à la réponse de la colonne de sol (1D), l'amplification substratum/surface libre est représentée à la figure 3. Quant à la couche hétérogène quelconque, nous calculons 09 accélérations horizontales (réponses) et leurs transformées de Fourier respectives, ce qui correspond à 09 points en champ libre équidistants de 10 m (figure 4). Nous pouvons, ensuite, ressortir les fonctions de transfert à chacune de ces positions par rapport au substratum rocheux. La figure 3 représente subséquemment la moyenne, la moyenne + écart-type et la moyenne – l'écart-type de ces neuf 09 fonctions de transfert. L'écart-type indique la fluctuation autour de cette moyenne.

Ces courbes indiquent : (1) l'hétérogénéité du sol induit un effet de filtrage de sa réponse sismique. Cet effet est traduit par le décalage de la fréquence fondamentale de la couche de sol vers les basses fréquences (la fréquence passe de 2,6 Hz dans le cas homogène à 1.5 Hz pour le cas hétérogène quelconque) ; (2) l'observation et l'analyse de ces courbes indiquent globalement une réduction de l'amplification de la réponse sismique en surface de sol hétérogène en comparaison avec le sol homogène.

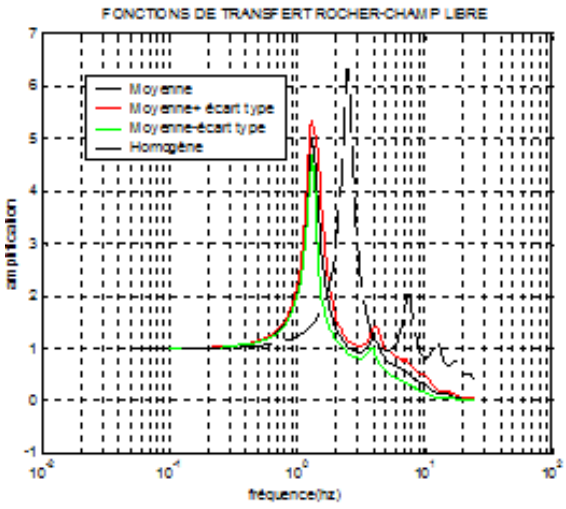


Figure 3 : Comparaison de l'amplification en surface libre du sol.

Figure 3: Comparison of free field soil amplification

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

3.2 Etude du mouvement de rotation induit par l'hétérogénéité du sol

Les pics des accélérations calculées à la surface libre (sol hétérogène) se révèlent différents entre eux d'un à point à l'autre de cette surface. Par conséquent, il est clair que l'hétérogénéité du sol induit des mouvements différentiels en surface qui peuvent engendrer des mouvements de rotation (de rocking) à la base de structures implantées sur ces sols.

Nous normalisons ces mouvements différentiels par rapport à leurs distances de séparation : nous les appelons « les rotations adimensionnelles ». Pour évaluer ce mouvement induit de rotation, nous utilisons les 09 points cités ci-dessus, à la surface libre du sol hétérogène. Le mouvement de rotation adimensionnelle est d'abord calculé par l'équation suivante :

$$\theta_{ij} = \frac{\ddot{x}_i(t) - \ddot{x}_j(t)}{u_{ij}} \qquad (2)$$

$\ddot{x}_i(t), \ddot{x}_j(t)$: Accélérations horizontales aux points *i* et *j* respectivement à la surface du sol.
u_{ij} : Distance de séparation entre les deux points *i* et *j*.
Le calcul des écarts types se fait ensuite entre couples de deux points avec une distance de séparation de u_{ij} (entre points).

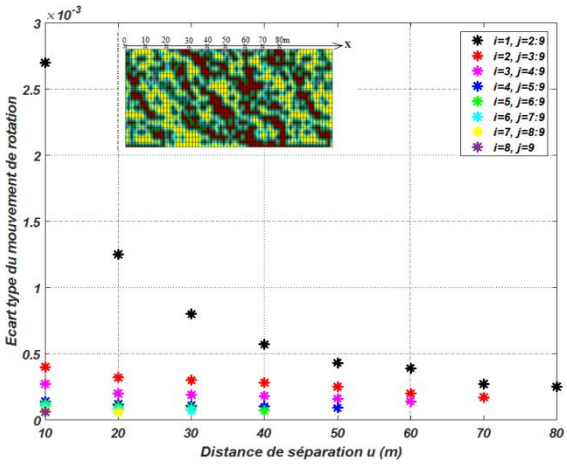


Figure 4 : Variation de l'écart-type du mouvement de rotation en fonction de la distance de séparation.

Figure 4: Variation of the standard deviation of the rotational movement with the separation distance.

Ces écarts-types (notés sigma) sont representés par la figure 4 qui indique que le mouvement de rotation induit est inversement proportionnel à la distance de séparation. Il atteint des valeurs extrêmes pour de faibles distances, de l'ordre de la largeur d'un batiment (10-30 m).

4. Réponses des modèles de sols à interfaces aléatoires quelconques

Cette seconde partie du travail consiste en l'analyse d'un deuxième modèle de milieu hétérogène, en l'occurrence le multicouche à interfaces aléatoires (l'épaisseur des différentes couches varie aléatoirement). Celui-ci résulte d'un réarrangement établi au niveau des simulations du milieu aléatoire quelconque détaillé ci-dessus. Ce réarrangement donne un milieu constitué d'un entassement de plusieurs couches d'épaisseurs aléatoires où la couche la plus dure se trouve juste au-dessus du rocher et la couche la moins dure en surface.

Cette distribution du module de cisaillement (augmentation en profondeur), comme la majorité des propriétés des sols, est justifiée géologiquement (superposition des dépôts de sol du plus récent au plus ancien) et elle est imposée par la variation des pressions de confinement en profondeur [16].

Un multicouche homogène (possédant une épaisseur constante pour chaque couche) est ensuite construit à partir du multicouche à interfaces aléatoires, en moyennant les épaisseurs aléatoires de chaque couche. Les nouvelles couches auront des épaisseurs égales à la moyenne de la plus grande et la plus petite des épaisseurs de la couche à interfaces aléatoires correspondante. Nous prolongeons ensuite la couche la plus dure (juste au-dessus du substratum) de telle sorte à reproduire la même épaisseur totale du profil.

La figure 5 indique les 03 tracés (hétérogène quelconque, hétérogène à interfaces aléatoires et le multicouche homogène, (L'unité de $\mathbf{G_0}$ est en psi avec 1MPa=145,0377psi).

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

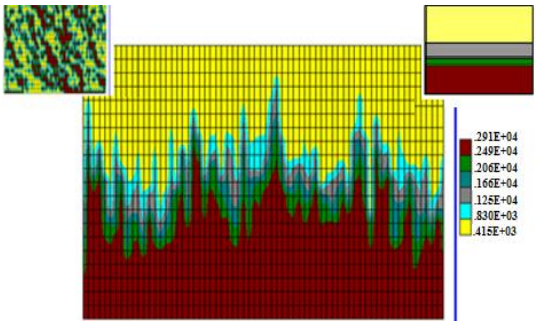


Figure 5 : Distribution du module de cisaillement après réarrangement : multicouche à interfaces aléatoires.

Figure 5: Shear modulus distribution after rearrangement: multi-layer with random interfaces.

La figure 6 montre la fonction de transfert entre le substratum rocheux et la surface libre du milieu respectivement multicouche homogène et multicouche à interfaces aléatoires. Pour le multicouche homogène, la réponse en surface libre est uniforme, elle correspond à la réponse de la colonne de sol (1D). Quant au multicouche à interfaces aléatoires, la fonction de transfert est en fait la moyenne de plusieurs fonctions de transfert calculées à des positions variées en surface.

Ces courbes indiquent que la modélisation avec interfaces aléatoires induit un effet de filtrage. En effet, la fréquence fondamentale du multicouche homogène est décalée vers les hautes fréquences. Le multicouche à interfaces aléatoires est plus rigide que le multicouche homogène du fait qu'il est plus difficile de déplacer relativement (faire glisser) deux couches à interfaces aléatoires.

La figure 7 montre les spectres de réponse des deux modèles de multicouches : homogène et avec interfaces aléatoires. Pour ce dernier modèle, il s'agit de la moyenne de plusieurs spectres calculés en surface. La prise en compte de l'hétérogénéité des interfaces peut induire (cas de l'excitation sismique utilisée montrée en figure 2 dans le présent travail) une augmentation de la réponse sismique à la surface libre, comparée à la réponse du multicouche hétérogène.

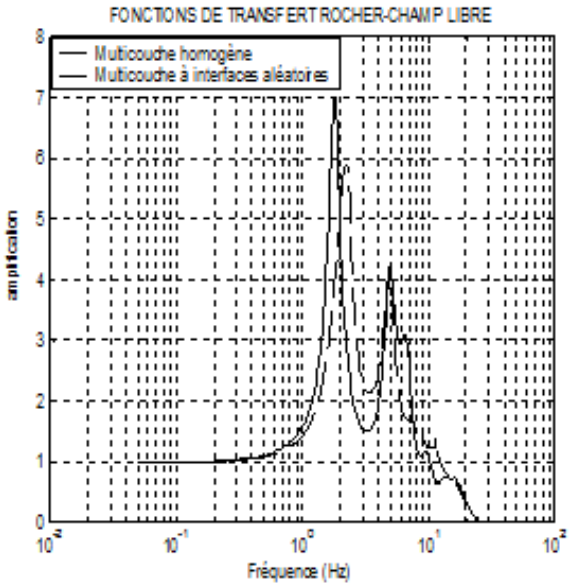


Figure 6 : Comparaison de l'amplification en surface libre du sol pour les deux modèles multicouches : homogène et à interfaces aléatoires.

Figure 6: Comparison of the soil free field amplification for the two multilayer models: homogeneous and with random interfaces

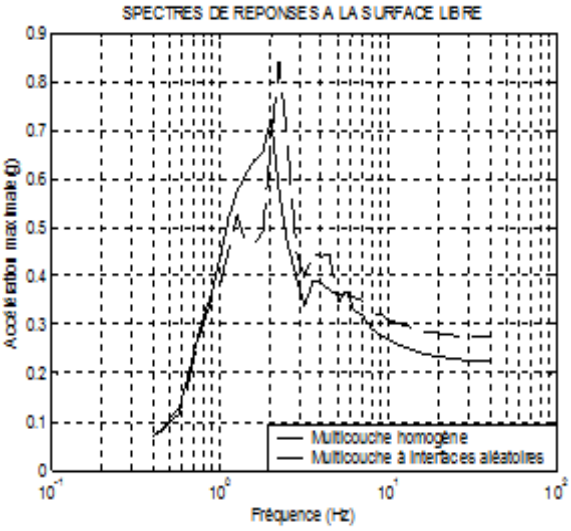


Figure 7 : Amplification et filtrage des réponses en spectre de réponse en champ libre d'un multicouche à interfaces aléatoires.

Figure 7: Amplification and filtering of the free field responses in term of response spectrum of a multilayer with random interfaces

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

5. Conclusion :

L'hétérogénèité quelconque du sol implique une atténuation et un effet de filtrage de la réponse sismique en tous points de la surface du sol comparé au monococuhe homogéne. Cette hétérogénéité induit des mouvements différentiels entre pairs de deux points en surface. Ces mouvements sont appelés effet du mouvement de rotation induit. Ils sont inversement proportionnels à la distance de séparation entre les deux points de calcul considérés.

Le multicouche à interfaces aléatoires induit un effet de décalage de la fréquence fondamentale vers les hautes fréquences comparées au multicouche homogène. Le multicouche à interfaces aléatoires est plus rigide que le multicouche homogène du fait qu'il est plus difficile de déplacer relativement (faire glisser) deux couches à interfaces aléatoires. Le multicouche à interfaces aléatoires peut induire aussi une amplification du mouvement moyen par rapport à la réponse du multicouche homogène.

Références bibliographiques

[1] AKI K., LARNER K.L.,(1970),'Surface motion of a layered medium having an irregular interface due to incident plane SH waves', J Geophys Res 75:5

[2] BADAOUI M., BERRAH M., K. and MÉBARKI A., (2008), 'Seismic Behavior Of A Heterogeneous Soil With Uncertain Height', The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, Beijing, China

[3] BARD P-Y., GARIEL J-C. (1986), 'The seismic response of 2D sedimentary deposits with large vertical velocity gradients', Bull Seism Soc Am 76:343–366

[4] CASAGRAND A., (1965). 'Role Of « calculated risk » in earthwork and foundation engineering', ASCE, Jl of SMFD, vol.91, no SM4.

[5] CLOUGH R.W., and PENZIEN J., (1975). 'Dynamics of structures', Mc Graw Hill, New York.

[6] DU C., and WANG G., (2015) 'Seismic Response Analysis of Heterogeneous Soils Using 2D Spectral Element Method', The 28th KKHTCNN Symposium on Civil Engineering, November 16-18, 2015, Bangkok, Thailand

[7] FRANCKEL A., and CLAYTON R.W., (May, 10, 1986). 'Finite difference simulation of seismic scattering: Implication for the propagation of short period seismic waves in the crust and model of crustal heterogeneity'. Journal of geophysical Research, vol. 91, No. B6 pp. 6465-6489.

[8] HERRMANN H., and BUCKSCH H., (2014) 'heterogeneous soil' In book: Dictionary Geotechnical Engineering, DOI: 10.1007/978-3-642-41714-6_80796

[9] IDRISS I.M., and al., 'Seismic response of soil layers',. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, pp1003-1031.

[10] LAIB A., LAOUAMI N., and SLIMANI N., (2015) 'Modeling of soil heterogeneity and its effects on seismic response of multi-support structures', Earthq. Eng. Eng. Vib. 14: 423,

[11] LAOUAMI N., et NOUR A., (2000). 'Estimation probabiliste du tassement et du dévers de grand ouvrage en milieu hétérogène', Projet de recherche. Centre Nationale de recherches appliquées en génie parasismique. Algérie.

[12] LYSMER J., UDAKA T., TSAI C-F and SEED H.G., (November 1975). 'FLUSH a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems', Earthquake Engineering Research Center, ReportNo.EERC 75-30.

[13] MAGNAN J-P., (1982). 'Les méthodes statistiques et probabilistes en mécaniques des sols'. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées.

[14] MESSAOUDI A., (2001). 'Interaction sol-structure en milieu hétérogène'. Thèse de Magister. USTHB (Algérie)

[15] MITTAL R. K., and RAWAT S., (2019) 'Effect of Soil Heterogeneity on Soil–Structure Interaction' In book Soil Dynamics and Earthquake Geotechnical Engineering DOI: 10.1007/978-981-13-0562-7_3

[16] POPESCU R., PRESVOST J.H., DEODATIS G., (1998) 'Spatial Variability of Soil Properties: two case studies' Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Seattle, Washington, ASCE

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

[17] WANG S., and HAO H., (2002), 'Effects of Random Variations of Soil Properties on Site Amplification of Seismic Ground Motions,' Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22: 551–564

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

EFFET DE LA VARIATION VERTICALE DES PROPRIÉTÉS DE SOL SUR LA FONCTION D'AMPLIFICATION D'UN PROFIL DE SOL NON-HOMOGÈNE

EFFECT OF VERTICAL VARIATION OF SOIL PROPERTIES ON THE AMPLIFICATION FUNCTION OF NON-HOMOGENEOUS SOIL PROFILE

Réception : 17/02/2019 **Acceptation : 23/06/2019** **Publication : 30/06/2019**

ZAHAFI Amina, HADID Mohamed

École Nationale Supérieure des Travaux Publics, ENSTP Rue Sidi Garidi, BP 32, Kouba, 16051, Alger, Algérie E-mail : amina_zahafi@yahoo.com

Résumé. L'objectif de ce travail est d'étudier l'effet de la variation verticale des propriétés de sol sur la fonction d'amplification d'un profil de sol viscoélastique non-homogène. La non-homogénéité du sol est prise en considération en utilisant les corrélations de Wichtmann et Triantafyllidis [1, 2] et Hardin et Black [3] pour estimer le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν du sol. Dans cet article, la fonction d'amplification d'un profil de sol est calculée par la méthode des couches minces (TLM). A ce titre, une étude paramétrique relative à l'influence de la variation verticale de l'indice d'uniformité C_u, l'angle de frottement φ, la masse volumique ρ, l'indice des vides e, le pourcentage de fines FC, l'indice de plasticité IP et l'indice de sur-consolidation OCR sur la fonction d'amplification d'un profil de sol non-homogène a été faite. Les résultats de ce travail ont montré que les paramètres qui ont une influence prépondérante sur la fonction d'amplification d'un profil de sol non-homogène sont l'indice des vides et le coefficient d'uniformité, l'indice de plasticité et l'indice de sur-consolidation. En revanche, il ressort que la variation de la masse volumique, de l'angle de frottement et le pourcentage de fines peut être négligée.

MOTS-CLES : Fonction d'amplification, Sol non-homogène, Variation des propriétés de sol, Méthode des couches minces.

Abstract. The aim of this paper is to study the effect of the vertical variation of soil properties on the amplification function of a non-homogeneous viscoelastic soil profile. Non-homogeneity of the soil is taken into account by using the correlations of Wichtmann and Triantafyllidis [1,2] and Hardin and Black [3] to estimate the shear modulus and the Poisson's ratio of the soil. In this article, the amplification function of a soil profile is calculated by Thin Layer Method (TLM). As such, a parametric study relating to the influence of the vertical variation of the uniformity index C_u, the friction angle φ, the density ρ and the void ratio e, the percentage of fines FC, the plasticity index IP and the over-consolidation index OCR on the amplification function of a non-homogeneous soil profile were made. The results of this work have shown that the parameters which have a predominant influence on the amplification function of a non-homogeneous soil profile are the void ratio, the uniformity coefficient, the index of plasticity and the index of on consolidation. On the other hand, it appears that the variation of the density, the angle of friction and the percentage of fines can be neglected.

Keywords: Amplification function, Non-homogeneous soil, Variation of the soil properties, Thin layer method.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

1- Introduction

Les réponses des sols aux séismes indiquent que les propriétés locales du sol telles que le module de cisaillement, l'amortissement, le coefficient de Poisson, la masse volumique, le rapport d'impédance, la stratification du sol, etc. jouent un rôle déterminant dans ces réponses.

L'objectif de ce travail est d'étudier l'effet de la variation verticale des propriétés de sol sur la fonction d'amplification d'un profil de sol viscoélastique non-homogène. La non-homogénéité du sol est prise en considération par la variation du module de cisaillement et le coefficient de Poisson en profondeur en utilisant les corrélations de Wichtmann et Triantafyllidis [1, 2] et Hardin et Black [3].

Dans cet article, la fonction d'amplification d'un profil de sol viscoélastique non-homogène est calculée par la méthode des couches minces (TLM). Cette méthode consiste à subdiviser les couches d'un sol en sous couches suffisamment minces, ainsi, il est possible de linéariser les fonctions transcendantales incluses dans la matrice de rigidité et aboutir à des expressions algébriques. A ce titre, une étude paramétrique relative à l'influence de la variation verticale de l'indice d'uniformité C_u, l'angle de frottement φ, la masse volumique ρ, l'indice des vides e, le pourcentage de fines FC, l'indice de plasticité IP et l'indice de sur-consolidation OCR sur la fonction d'amplification d'un profil de sol non-homogène a été faite et ce, pour deux types de sol (grenu et cohérent).

2- Équation de mouvement

La version discrète de l'équation d'onde de cisaillement SH est un système d'équations à dérivées partielles de la forme suivante [4]

$$M\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - A\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + Gu = p(x,t) \qquad (1)$$

avec :

- M, A et G sont des matrices bloc-triangulaire et symétriques et qui dépendent seulement de l'ordre d'expansion de linéarisation des fonctions transcendantales et des propriétés matérielles des couches [5] ;
- $u = u(x,t)$ est le vecteur déplacement du mouvement à l'interface des couches ;
- $p(x,t)$ est le vecteur chargement ;
- x est la coordonnée horizontale ;
- t est le temps.

Pour les ondes SH planes se propageant selon un angle θ par rapport à la verticale et dans le domaine fréquences-nombres d'ondes, l'équation de mouvement Eq. (1) s'écrit comme suit [6] :

$$\left(G - \omega^2 M_{eqv}\right)\bar{U} = \bar{P} \qquad (2)$$

Avec :

$$M_{eqv} = M - \frac{sin^2\theta}{{c_s}^2}A \qquad (3)$$

$\bar{P}$ est le vecteur chargement dans le domaine fréquences-nombres d'ondes et les déplacements $\bar{U}$ sont obtenus par inversion de la matrice $\left(G - \omega^2 M_{eqv}\right)$, cela nécessite la résolution du problème aux valeurs propres quadratiques suivant :

$$\left(G - k_j^2 M_{eqv}\right)\phi_j = 0, \qquad j = 1, \dots, N \qquad (4)$$

avec : k_j la $j^{ème}$ valeur propre et ϕ_j le $j^{ème}$ vecteur propre ; $\Phi = \{\phi_j\}$ et $K = \mathrm{diag}\{k_j\}$.

Le déplacement dans le domaine fréquence-nombre d'ondes est déterminé par Kausel [4] par :

$$\bar{U} = \Phi D \Phi^t \bar{P} \qquad (5)$$

Où :

$$D = (k^2 I - K^2)^{-1} \qquad (6)$$

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

3- La fonction d'amplification

La fonction d'amplification $\bar{H}(\omega)$ est le rapport entre le vecteur déplacement et le déplacement à la base (Fig. 1)

$$\bar{H}(\omega) = \frac{\bar{U}}{u_0} \quad \text{avec :} \quad u_0 = 1 \tag{7}$$

d'où :

$$\bar{H}(\omega) = \Phi D_L \Phi^t \bar{P} \tag{8}$$

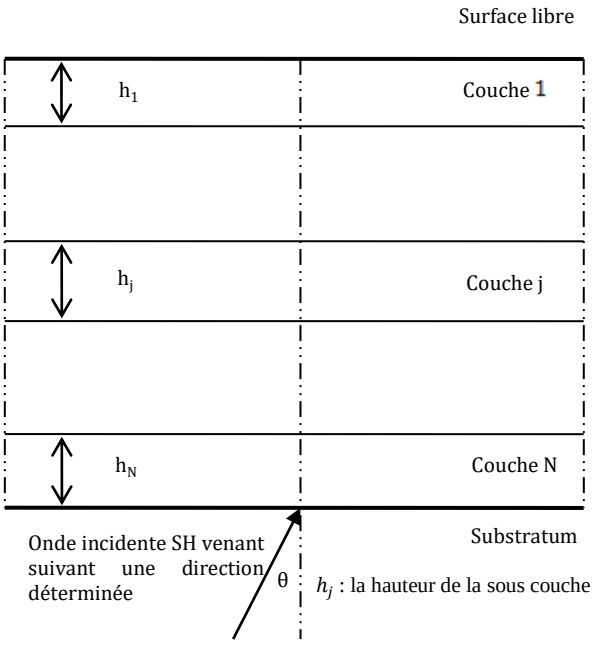


Figure 1: Sol stratifié reposant sur un substratum rocheux

Figure 1: Stratified soil on bedrock

3.1- Validation des résultats

Pour valider le code de calcul établi dans cette étude, on va traiter l'exemple d'un profil de sol viscoélastique homogène surmontant un substratum rocheux. Le profil de sol est modélisé par une couche d'une hauteur égale à 30 m est subdivisée en 120 sous-couches. Les propriétés du profil de sol sont présentées dans le Tab. 1. Les résultats obtenus sont comparés avec la fonction d'amplification obtenue analytiquement en utilisant le logiciel DEEPSOIL.

A partir de la Fig. 2 il ressort très nettement qu'il y a une concordance parfaite entre les résultats de calcul de la fonction d'amplification calculée à travers une formulation semi-analytique basée sur la TLM et la fonction d'amplification exacte calculée analytiquement en utilisant la matrice de transfert, d'où la validation et la précision de l'algorithme développé.

Tableau 1 : Propriétés du profil de sol homogène

Table 1 : Homogeneous soil profile proprieties

Module de cisaillement G_{max} $[MPa]$	Masse volumique $\rho[kg/m^3]$	Coefficient d'amortissement β[%]	Coefficient de Poisson ν
120	2000	5	0,3

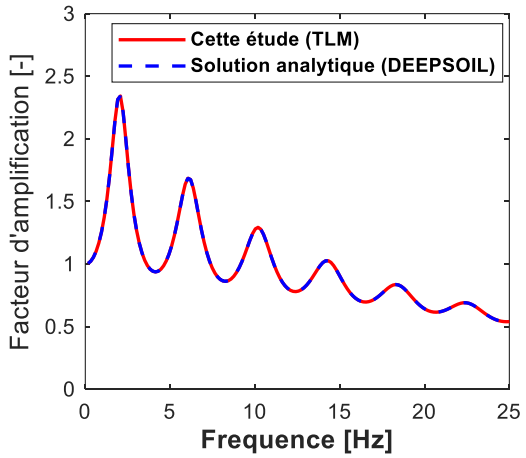


Figure 2: Comparaison entre la fonction d'amplification calculée par la TLM et la fonction d'amplification calculée analytiquement (DEEPSOIL)

Figure 2: Comparison between the amplification function calculated by the TLM and that calculated analytically (DEEPSOIL)

4- Estimation du module de cisaillement et coefficient de Poisson d'un sol non-homogène

En se basant sur plusieurs études, des procédures et des tests de laboratoire et in-situ, des corrélations ont été évaluées au cours de ces dernières années, pour l'estimation du module de cisaillement et du coefficient de

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

Poisson du sol. Les travaux les plus remarquables dans l'établissement de corrélation théorique ont été faits par Hardin et Black [3], Hardin et Drnevich [7], Richart [8], et Wichtmann et Triantafyllidis [1, 9]. Les expressions suggérées par eux ont été utilisées par de nombreux ingénieurs. Dans cette section, on va présenter certaines de ces expressions.

4.1- Estimation du module de cisaillement d'un sable non-homogène propre

Wichtmann et Triantafyllidis [1] se sont basés sur les formules de Hardin et Black [3] ainsi que celles de Seed et Idriss [10] pour développer des formules qui dépendent du coefficient d'uniformité C_u de la courbe granulométrique des sols comme suit :

$$G_{max} = A\frac{(a-e)^2}{1+e}\sigma'_0{}^{n} \tag{9}$$

Avec :

$$a = 1.94\, e^{-0.066C_u} \tag{10}$$

$$n = 0.40\, C_u{}^{0.18} \tag{11}$$

$$A = 1563 + 3.13\, C_u{}^{2.98} \tag{12}$$

e est l'indice des vides;
$\sigma'_0 = \frac{\sigma'_v}{3}(3 - 2\sin\varphi)$ est la contrainte effective de confinement ;
$\sigma'_v = \rho g z$ est la contrainte effective verticale;
ρ est la masse volumique du sol;
g est l'accélération de la gravité;
z est la profondeur de la couche de sol;
φ est l'angle de frottement du sol;
e est l'indice des vides;
$C_u = d_{60}/d_{10}$ est le coefficient d'uniformité;
d_{60} est le diamètre du tamis correspondant aux passant de 60%;
d_{10} est le diamètre du tamis correspondant aux passant de 10%;

Wichtmann et Triantafyllidis [9] ont développé aussi une corrélation du module de cisaillement qui dépend de la densité relative D_r comme suit :

$$G_{max} = A_D\frac{1+D_r/100}{(a_D - D_r/100)^2}p_{atm}^{1-n_D}\sigma'_0{}^{n_D} \tag{13}$$

Avec :

$$a_D = 11.6 \tag{14}$$

$$n_D = 0.48 \tag{15}$$

$$A_D = 740000 \tag{16}$$

$p_{atm} = 100kPa$: pression atmosphérique

4.2- Estimation du module de cisaillement d'un sable cimenté non-homogène

Les dépôts de sable légèrement cimenté sont rencontrés dans de nombreuses parties du monde. Le matériau de cimentation dans les dépôts de sable est principalement du carbonate de calcium. Récemment, les résultats de plusieurs projets de recherche portant sur les propriétés de sable légèrement cimenté ont été publiés. Il apparaît que le comportement de ce dernier peut être reproduit en laboratoire par mélange de sable et du ciment Portland dans les proportions requises.

Wichtmann et Triantafyllidis [2] ont étendu les équations Eq. (9) à Eq. (12) pour étudier l'influence du pourcentage de fines (FC)

$$G_{max}(FC) = A\frac{(a-e)^2}{1+e}\sigma'_0{}^{n} \tag{17}$$

Avec :

$$a = 1.94\exp(-0.066\mathrm{C_u})\ \exp(0.065\mathrm{FC}) \tag{18}$$

$$n = 0.40\ \mathrm{C_u}^{0.18}[1 + 0.116\ \ln(1+\mathrm{FC})] \tag{19}$$

$$A = \left(1563 + 3.13\mathrm{C_u}^{2.98}\right)\frac{1}{2}\left[\exp(-0.3\mathrm{FC}^{1.1}) + \exp(-0.28\ \mathrm{FC}^{0.85})\right] \tag{20}$$

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

4.3- Estimation du module de cisaillement d'une argile non-homogène

Le module de cisaillement G des argiles peut être exprimé sous la forme suivante [7] :

$$G_{max} = \frac{3230(2.97-e)^2}{1+e}(OCR)^K\sqrt{\sigma'_0} \quad (21)$$

avec : OCR est l'indice de sur-consolidation du sol

$$OCR = \frac{\sigma'_{vc}}{\sigma'_v} \quad (22)$$

K est une constante qui dépend de l'indice de plasticité IP

$$K = -5\times10^{-8}(IP)^3 - 4\times10^{-5}(IP)^2 + 92\times10^{-4}(IP) + 25\times10^{-4} \quad (23)$$

4.4- Estimation du coefficient de Poisson du sol

Pour l'estimation du coefficient de Poisson ν Wichtmann et Triantafyllidis [12,13] ont proposé l'ensemble des équations suivantes, sur la base de la formule empirique de Hardin [14, 15]

$$\nu = \frac{\alpha}{4(1-\alpha)} + \sqrt{\left(\frac{\alpha}{4(1-\alpha)}\right)^2 - \frac{\alpha-2}{2(1-\alpha)}} \quad (24)$$

avec :

$$\alpha = \frac{M_{max}}{G_{max}} \quad (25)$$

où : M_{max} est le module élastique contraint ; d'après Wichtmann et Triantafyllidis [13] il est exprimé par les équations suivantes :

$$M_{max} = A\frac{(a-e)^2}{1+e}p_{atm}^{1-n}\sigma_0'^{n} \quad (26)$$

Avec :

$$a = 2.16\,exp(-0.055C_u) \quad (27)$$

$$n = 0.344\,C_u^{0.126} \quad (28)$$

$$A = 3655 + 25.7\,C_u^{2.42} \quad (29)$$

5- Etude paramétrique

Cette section a pour objectif d'étudier l'effet de la variation des propriétés de sol (l'indice d'uniformité C_u, l'angle de frottement φ, la masse volumique ρ, l'indice des vides e, le pourcentage de fines FC, l'indice de plasticité IP et l'indice de sur-consolidation OCR) sur la fonction d'amplification d'un profil de sol non-homogène reposant sur un substratum rocheux et ce, pour les deux types de profil de sol (sable et argile).

Pour déterminer la fonction d'amplification d'un profil de sol, les procédures décrites ci-dessus sont codées dans un programme informatique en utilisant le logiciel MATLAB R2007b. A l'origine, ce programme est utilisé uniquement pour un profil de sol homogène. En lui permettant de supporter la corrélation des propriétés de sol, en l'occurrence le module de cisaillement et le coefficient de Poisson, il est possible de déterminer la fonction d'amplification d'un profil de sol non-homogène. Ces procédures (corrélation et calcul de la réponse du profil de sol) sont codées dans un programme développé à cet effet.

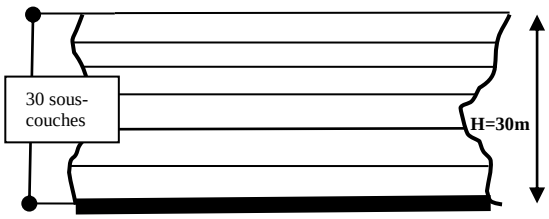


Figure 3: Monocouche non-homogène reposant sur un substratum rocheux

Figure 3: Non-homogeneous monolayer resting on a bedrock

5.1- Données du problème

On considère un profil de sol viscoélastique ($\beta = 5\%$) non-homogène, modélisé par une couche d'une hauteur égale à 30 m est subdivisé en 30 sous-couches (figure

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

3). Les propriétés du profil de sol sont présentées dans le Tab.2.a pour le sable non-homogène et le Tab.2.b pour l'argile non homogène. Chaque propriété de sol est variée séparément en gardant la valeur moyenne des autres propriétés (la valeur N° 2).

Tableau 2.a : Propriétés du sable non-homogene

Table 2.a : Non-homogeneous sand proprieties

N°	C_u	φ[°]	ρ $[kg/m^3]$	e	FC [%]
1	2,5	40	1800	0,4	0
2	5	50	2000	0,6	20
3	10	60	2200	0,8	40

Tableau 2.b : Propriétés de l'argile non-homogene

Table 2.b : Non-homogeneous clay proprieties

N°	IP	OCR	ρ $[kg/m^3]$	e
1	20	2	1400	0,4
2	40	4	1600	0,6
3	60	6	1800	0,8

5.2- Résultats et analyse

Dans cette partie, on va étudier l'influence de la variation de l'indice d'uniformité C_u, l'angle de frottement φ, la masse volumique ρ, l'indice des vides e, le pourcentage de fines FC, l'indice de plasticité IP et l'indice de sur-consolidation OCR sur le module de cisaillement et la fonction d'amplification d'un profil de sol non-homogène surmontant un substratum rocheux en considérant deux types de sol : (i) sable non-homogène et (ii) argile non-homogène.

5.2.1- Sable non homogène

- **Variation du coefficient d'uniformité C_u**

Les figures 4 et 5 montrent respectivement la variation du module de cisaillement et de la fonction d'amplification en fonction du coefficient d'uniformité C_u du sable non-homogène. On voit bien qu'à chaque fois que C_u augmente, le module de cisaillement diminue et le sol devient plus meuble. Par ailleurs, on observe que l'augmentation de C_u induit aussi le décalage de la fréquence fondamentale vers les basses fréquences et une augmentation de l'amplitude de la fonction d'amplification, ce qui indique un sol meuble.

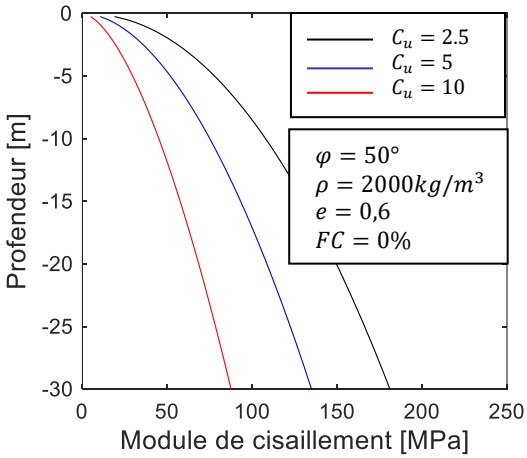


Figure 4: Module de cisaillement d'un sable non-homogène en fonction du coefficient d'uniformité

Figure 4: Shear modulus of non-homogenous sand according to the coefficient of uniformity

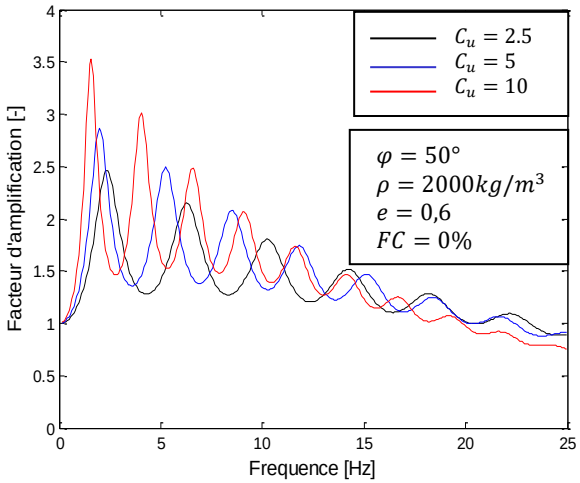


Figure 5 : Amplification d'un sable non-homogène en fonction du coefficient d'uniformité

Figure 5 : Amplification of non-homogeneous sand according to the coefficient of uniformity

- **Variation de l'angle de frottement φ**

Il est bien illustré dans les figures 6 et 7 que la variation de l'angle de frottement a un effet négligeable sur le module de cisaillement ainsi que le contenu fréquentiel et l'amplitude

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

de la fonction d'amplification du sable non-homogène.

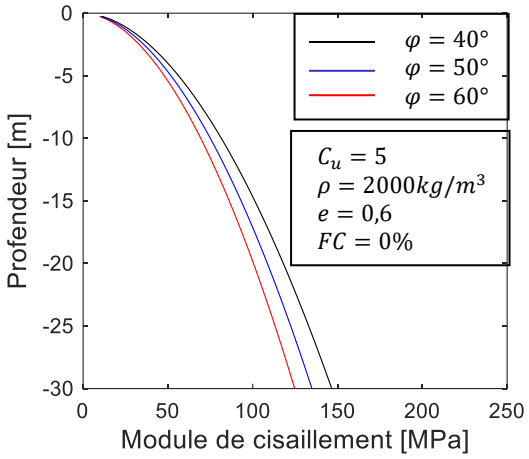


Figure 6: Module de cisaillement d'un sable non-homogène en fonction de l'angle de frottement

Figure 6: Shear modulus of non-homogeneous sand according to the angle of friction

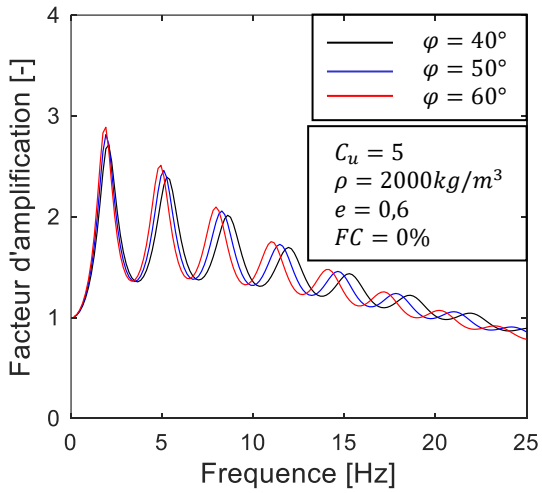


Figure 7: Amplification d'un sable non-homogène en fonction de l'angle de frottement

Figure 7: Amplification of non-homogeneous sand according to the angle of friction

- **Variation de la masse volumique *ρ***

Les figures 8 et 9 montrent le module de cisaillement et la fonction d'amplification en fonction de la masse volumique *ρ* du profile de sable non-homogène respectivement. On remarque que *ρ* n'a pas d'effet sur le module de cisaillement ni sur la fonction d'amplification du sable non-homogène.

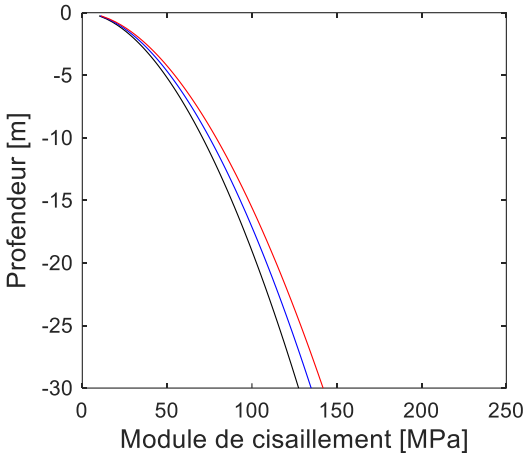


Figure 8: Module de cisaillement Amplification d'un sable non-homogène en fonction de la masse volumique

Figure 8: Shear modulus of non-homogeneous sand according to the density

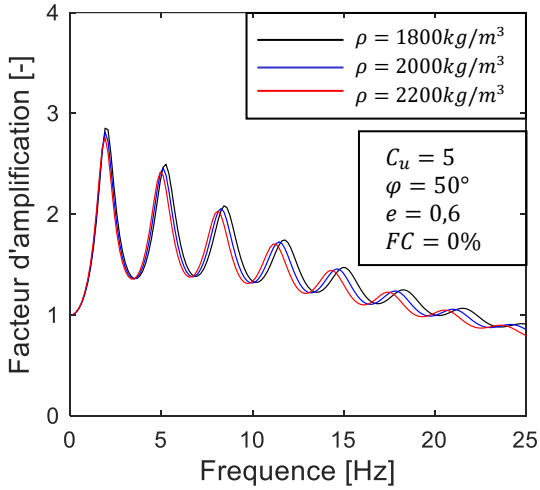


Figure 9: Amplification d'un sable non-homogène en fonction de la masse volumique

Figure 9: Amplification of non-homogeneous sand according to the density

- **Variation de l'indice des vides *e***

L'effet de la variation de l'indice des vides *e* sur le module de cisaillement et la fonction d'amplification du sable non-homogène est présenté dans les figures 10 et 11 respectivement. On observe que l'augmentation de *e* fait diminuer le module de cisaillement significativement ce qui signifie que le sol devient meuble. Donc, la fréquence fondamentale de la fonction d'amplification est décalée vers les basses fréquences et

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

l'amplification devient plus importante pour les grandes valeurs de e.

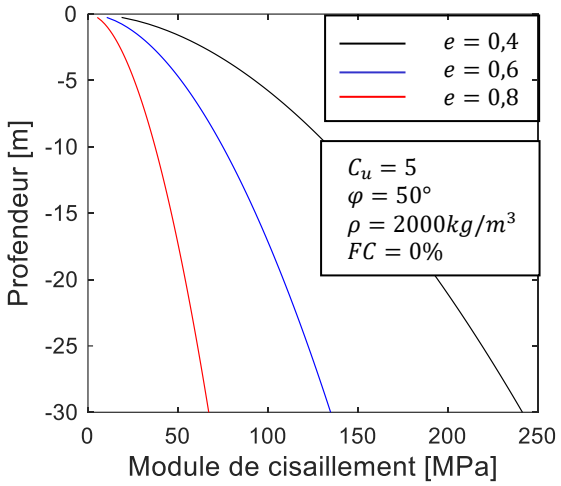


Figure 10: Module de cisaillement d'un sable non-homogène en fonction de la masse volumique

Figure 10: Shear modulus of non-homogeneous sand according to the density

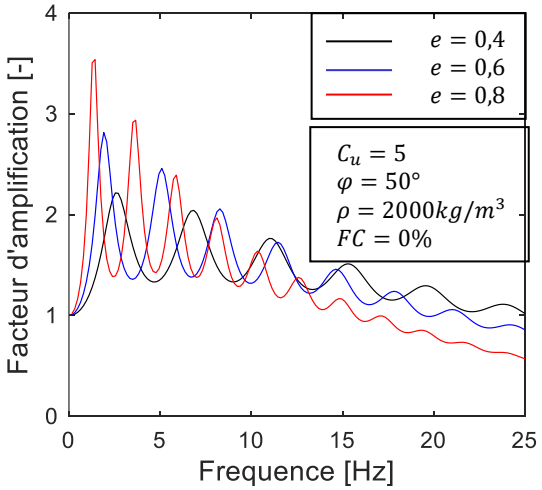


Figure 11: Amplification d'un sable non-homogène en fonction de l'indice des vides

Figure 11: Amplification of non-homogeneous sand according to the void ratio

- **Variation du pourcentage des fines FC**

Les figures 12 et 13 présentent respectivement le module de cisaillement et la fonction d'amplification d'un sable non-homogène en fonction du pourcentage de fines FC. Il est bien illustré que l'effet de FC peut être négligé.

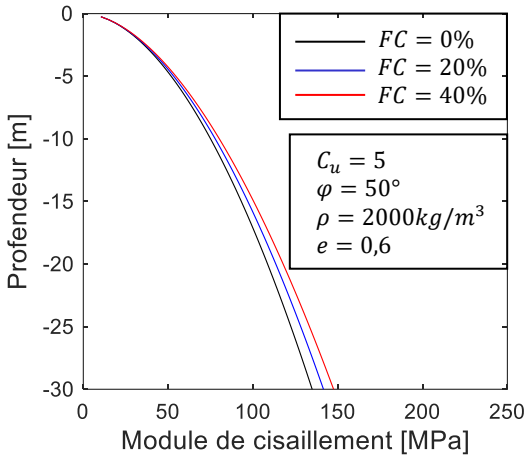


Figure 12: Module de cisaillement d'un sable non-homogène en fonction du pourcentage de fines

Figure 12: Shear modulus of non-homogeneous sand according to the fines percentage

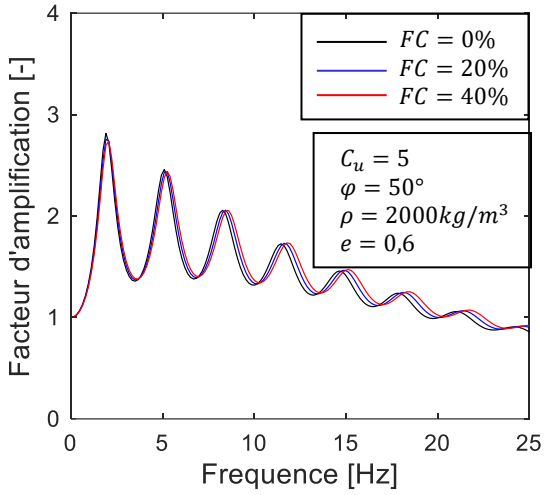


Figure 13: Amplification d'un sable non-homogène en fonction du pourcentage de fines

Figure 13: Amplification of non-homogeneous sand according to the fines percentage

5.2.2- Argile non homogène

- **Variation de l'indice de plasticité IP**

Le module de cisaillement et la fonction d'amplification des figures 14 et 15 sont déterminés en fonction de l'indice de plasticité IP. Il est montré que plus le sol est plastique (IP grand) plus le module de cisaillement augmente c.-à-d. le sol devient

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

plus rigide. Ce qui est en parfait accord avec les courbes de la Fig. 15 concernant la fonction d'amplification où il est bien clair que l'amplitude de l'amplification est atténuée et la fréquence fondamentale est décalée vers les hautes fréquences, ce qui indique un sol ferme.

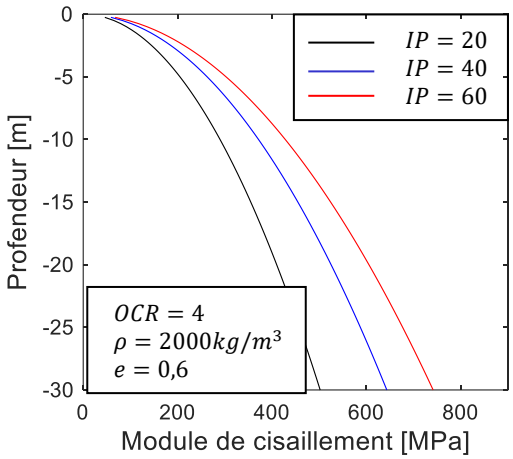


Figure 14: Module de cisaillement d'une argile non-homogène en fonction de l'indice de plasticité

Figure 14: Shear modulus of non-homogeneous clay according to the plasticity index

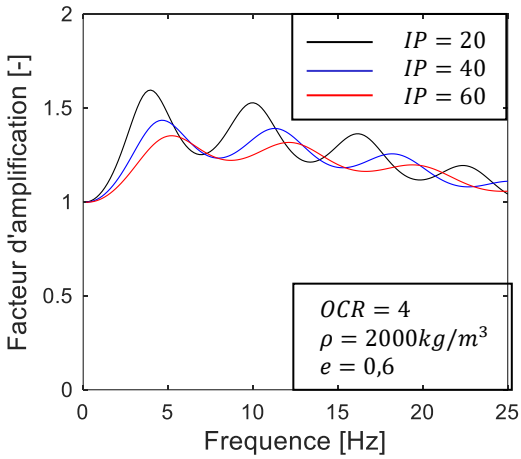


Figure 15: Amplification d'une argile non-homogène en fonction de l'indice de plasticité

Figure 15: Amplification of non-homogeneous clay according to the plasticity index

- **Variation de l'indice de sur-consolidation OCR**

Les figures 16 et 17 présente le module de cisaillement et la fonction d'amplification en fonction de la variation de l'indice de sur-consolidation OCR d'une argile non-homogène. A partir des courbes tracées, on peut dire que l'augmentation de OCR fait augmenter le module de cisaillement, ce qui rend le sol plus ferme d'où la diminution de l'amplification et le décalage de la fréquence fondamentale vers les hautes fréquences.

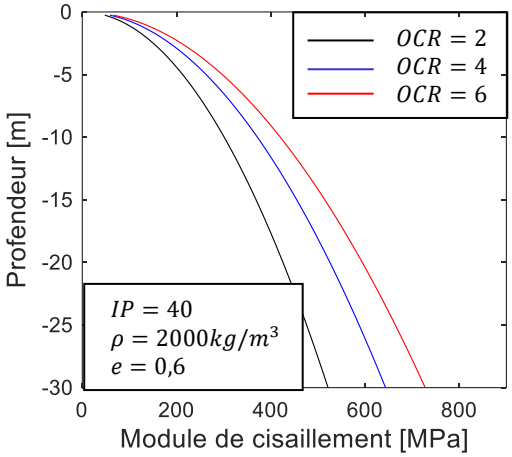


Figure 16: Module de cisaillement d'une argile non-homogène en fonction de l'indice de sur-consolidation

Figure 16: Shear modulus of non-homogeneous clay according to the over consolidation ratio

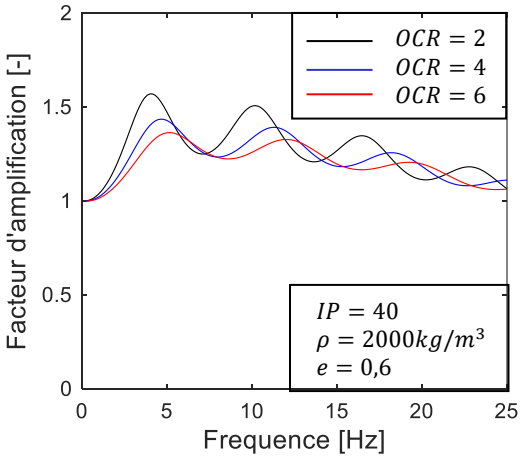


Figure 17: Amplification d'une argile non-homogène en fonction de l'indice de sur-consolidation

Figure 17: Amplification of non-homogeneous clay according to the over consolidation ratio

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

- **Variation de la masse volumique ρ**

Les figures 18 et 19 montrent la variation du module de cisaillement et de la fonction d'amplification d'une argile non-homogène en fonction de la masse volumique ρ . On remarque que la variation de ρ a une influence négligeable aussi bien sur le module de cisaillement que sur la fonction d'amplification de l'argile non-homogène.

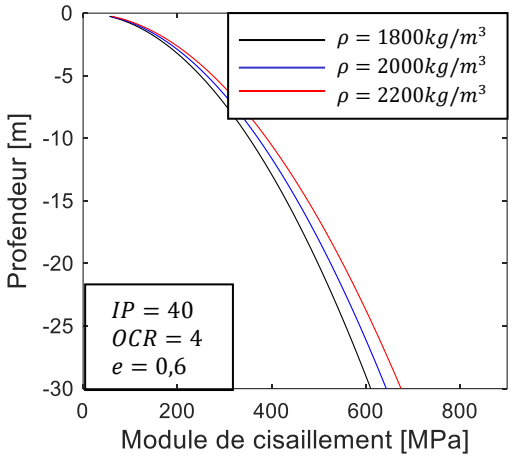


Figure 18: Module de cisaillement d'une argile non-homogène en fonction de la masse volumique

Figure 18: Shear modulus of non-homogeneous clay according to the density

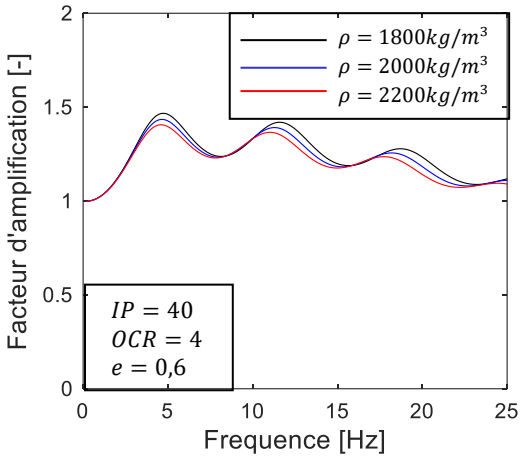


Figure 19: Amplification d'une argile non-homogène en fonction de la masse volumique

Figure 19: Amplification of non-homogeneous clay according to the density

- **Variation de l'indice des vides e**

L'effet de la variation de l'indice des vides e sur le module de cisaillement et la fonction d'amplification de l'argile non-homogène est présenté dans les figures 20 et 21 respectivement. On observe que l'augmentation de e fait diminuer le module de cisaillement significativement, ce qui signifie que le sol devient plus meuble. Aussi, on remarque que la fréquence fondamentale est décalée vers les basses fréquences et l'amplification devient plus importante, ce qui implique également que le sol devient souple.

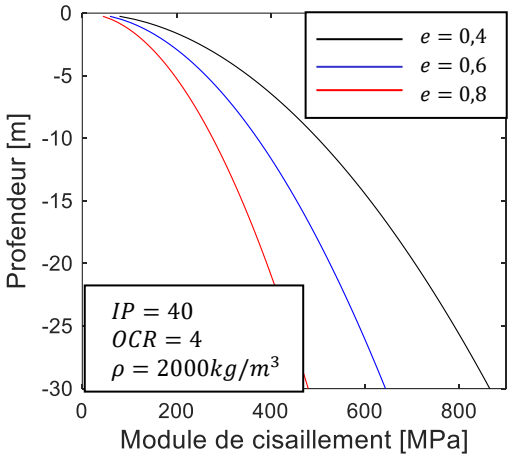


Figure 20: Module de cisaillement d'une argile non-homogène en fonction de l'indice des vides

Figure 20: Shear modulus of non-homogeneous clay according to the void ratio

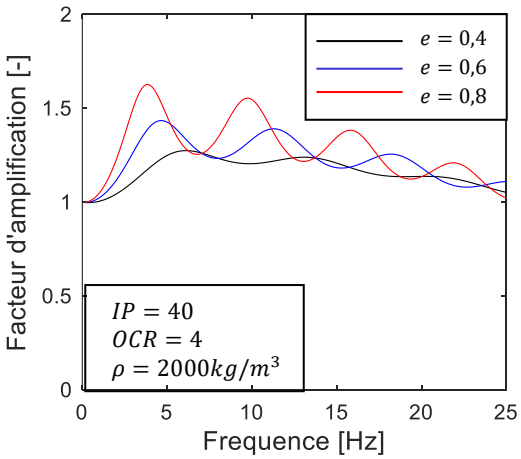


Figure 21: Amplification d'une argile non-homogène en fonction de l'indice des vides

Figure 21: Amplification of non-homogeneous clay according to the void ratio

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

6- Conclusion

Dans cet article, on s'est intéressé à l'étude de l'effet de la variation de la fonction d'amplification d'un profil de sol non-homogène reposant sur un substratum rocheux et ce, pour deux types de sol: sable et argile. Les propriétés du sol considérées sont l'indice d'uniformité C_u, l'angle de frottement φ, la masse volumique ρ, l'indice des vides e, le pourcentage de fines FC, l'indice de plasticité IP et l'indice de sur-consolidation OCR.

Il ressort des résultats obtenus que les paramètres qui ont une influence sur la fonction d'amplification d'un sable non-homogène sont l'indice des vides e et le coefficient d'uniformité C_u , par contre la masse volumique ρ, l'angle de frottement φ et le pourcentage de fines FC n'ont pas d'effet sur l'amplification. Dans le cas d'une argile non-homogène, on a constaté que les paramètres qui ont une influence prépondérante sur la fonction d'amplification sont l'indice des vides e, l'indice de plasticité IP et l'indice de sur-consolidation OCR, en contrepartie la masse volumique n'a pas d'effet.

Références bibliographiques

[1] Wichtmann, T., and Triantafyllidis, T., (2009). On the influence of the grain size distribution curve of quartz sand on the small strain shear modulus Gmax. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 135(10): 1404-1418.

[2] Wichtmann, T., Navarrete Hernández B. M.A., and Triantafyllidis, T., (2015). On the influence of a non-cohesive fines content on small strain stiffness, modulus degradation and damping of quartz sand. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 69 (2015)103–114.

[3] Hardin, B. O., and Black, W. L., (1968). Vibration Modulus of Normally Consolidated Clays, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, No. SM2, pp. 353-369.

[4] Kausel, E., (1986). Wave Propagation in Anisotropic Layered Media, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 23, pp. 1567-1578.

[5] Kausel, E., (1994). Thin-Layer Method: Formulation in The Time Domain, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 37, pp. 927-941.

[6] Hadid, M., Zahafi, A,. (2011). Effet de la variabilité verticale des propriétés des sols sur la fonction d'amplification d'un profil de sol multicouche. Algérie Equipement, N° 50, pp. 14-21.

[7] Hardin, B. O., and Drnevich, V. P., (1972). Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. SM7, pp. 667–692.

[8] Richart, F. E., Hall, J. R. and Woods R. D., (1970). Vibration of soils and foundations. 1970, Prentice Hill, Englewood Cliffs, N. J.

[9] Wichtmann, T. and Triantafyllidis, T., (2014). Stiffness and damping of clean quartz sand with various grain size distribution curves. J Geotech Geoenviron Eng 2014;140(3).

[10] Seed, H.B. and Idriss, I.M., (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses. Technical Report EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

[11] Booker, E. W., and Ireland, H. O., (1965). Earth Pressure at Rest Related to Stress History, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 2, No. 1, pp. 1–15.

[12] Wichtmann, T., and Triantafyllidis, T., (2010). On the influence of the grain size distribution curve on P-wave velocity, constrained elastic modulus Mmax and Poisson's ratio of quartz sands. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30(8):757-766.

[13] Wichtmann, T., and Triantafyllidis, T., (2013). Effect of uniformity coefficient on G=Gmax and damping ratio of uniform to well graded quartz sands. Journal of Geotechnical and Geoenvi-ronmental Engineering, ASCE, 139(1):59–72.

[14] Hardin, B.O., and Richart, Jr. F.E., (1963). Elastic wave velocities in granular

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr

soils. J. Soil Mech. Found. Div., 1963; 89(SM1):33–65.

[15] Hardin, B.O., and Black, W.L., (1966). Sand stiffness under various triaxial stresses. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 92(SM2):27–42, 1966.

Editée sous licence CC BY-NC-ND
http://creativecommons.fr