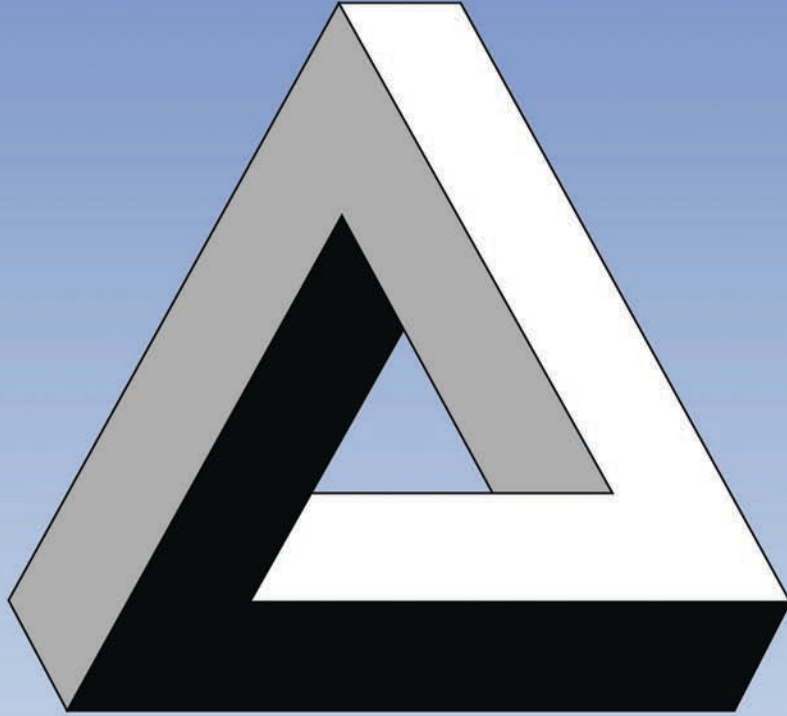


ALGÉRIE ÉQUIPEMENT

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

e-ISSN : 2716-7801
Dépôt légal 483 - 1991



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

30^{ème} Année | Semestrielle | N°64 | Janvier 2021



ALGÉRIE

ÉQUIPEMENT

Revue scientifique éditée par
l'École 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

e-ISSN : 2716-7801

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	Ahcène	MCA	Enstp, Alg.
Bouchair	Abdelhamid	Pr.	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	Pr.	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 Said DAHLEB, Blida	Algérie
ABDESSEMED	Mouloud	Maître de conférences A	abdesmoul@yahoo.fr	Université Said DAHLEB, 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 BELHADJ Bouchaib, Ain Témouchent	Algérie
AIT AIDER	Hacène	Professeur	h_aitaider@yahoo.fr	Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou	Algérie
AIT-MOKHTAR	Karim	Professeur	karim.ait-mokhtar@univ-lr.fr	Université de La Rochelle	France
AMARA	Khaled	Professeur	amara3176@yahoo.fr	Centre universitaire BELHADJ Bouchaib, Ain Témouchent	Algérie
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	belabelouahabf@yahoo.fr	École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson	Algérie
BELACHIA	Mouloud	Professeur	belachia@yahoo.fr	Université 8 mai 1945 Guelma	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
BENANANE	Abdelkader	Professeur	abdelkaderbenanane@yahoo.fr	Université de Mostaganem	Algérie
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 Said DAHLEB, Blida	Algérie
BOUBAKOUR	Farés	Professeur	fares.boubakour@yahoo.fr	Université Said DAHLEB, Blida	Algérie
BOUCHAIR	Abdelhamid	Professeur	hamid.bouchair@gmail.com	Université de Clermont Ferrand	France
BOUDERBA	Bachir	Docteur	bouderbabachir38@yahoo.fr	Centre Universitaire de Tissemsilt	Algérie
BOURAHLA	Nouredine	Professeur	nedbourahla@gmail.com	École Nationale Supérieure Polytechnique d'Alger	Algérie
BOURZAM	Abdelhakim	Professeur	bourzam@gmail.com	USTHB	Algérie
BOUTAGHANE	Hamouda	Docteur	boutaghane2000@yahoo.fr	Université Annaba,	Algérie
BRANCI	Taib	Maître de Conférences A	brancit@yahoo.fr	Université Hassiba Benbouali-Chlef	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-Bouزيد	Professeur	d_amarbouzid@yahoo.fr	Université de Blida	Algérie
FEDGHOUCHE	Ferhat	Professeur	f.fedghouche@enstp.edu.dz ferfed2002@yahoo.fr	École Nationale Supérieure des Travaux Publics Francis Jeanson	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 de Mostaganem	Algérie
HOUARI	Hacene	Professeur	hhouarilmdc@yahoo.fr	Université de Constantine, LMDC	Algérie
HOUICHI	Larbi	Professeur	houchilarbi@yahoo.fr	Université Batna2	Algérie
HOUMADI	Youcef	Professeur	houmadiyoucef@yahoo.fr	Centre universitaire BELHADJ Bouchaib, Ain Témouchent	Algérie
KARECH	Toufik	Professeur	karech@hotmail.com	Université Batna 2	Algérie
KASSOUL	Amar	Professeur	amarkassoul@gmail.com	Université Hassiba Benbouali-Chlef	Algérie
KHEMISSA	Mohamed	Professeur	khemissa_mohamed@yahoo.fr	Université de M'sila	Algérie
KHELIDJ	Abdelhafid	Professeur	abdelhafid.khelidj@univ-nantes.fr	Université de Nantes	France
KIBBOUA	Abderrahmane	Directeur de recherche	akibboua@cgs-dz.org	Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS)	Algérie
LACHEMI	Mohamed	Professeur	mlachemi@ryerson.ca	Ryerson University, Toronto	Canada
MACHANE	Djamel	Directeur de recherche	machanedjamel@yahoo.fr	Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS)	Algérie
MASTERE	Mohamed	Professeur	mohamed.mastere@gmail.com	Université Mohamed V, Rabat	Maroc
MEDDAH	Mohammed Seddik	PhD, Associate professor	seddikm@squ.edu.om seddikmm@hotmail.com	Engineering Sultan Qaboos University	Sultanate of Oman
MEHANI	Youcef	Directeur de Recherche	mehani_youcef@yahoo.com	Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS)	Algérie
MELBOUCI	Bachir	Professeur	melbouci_bachir@mail.ummta.dz	Université Tizi-Ouzou	Algérie

METICHE	Slimane	PhD, Maître de Recherche A	metichelimane@yahoo.fr Slimane.Metiche@USherbrooke.ca	USTHB	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
OUANANI	Mouloud	Maître de Conférences A	mouloud.ouanani@g.enp.edu.dz	Université de Djelfa	Algérie
PESEL	Marc	Professeur	marc.pessel@u-psud.fr	Université Paris-Sud	France
REDHAOUNIA	Belgacem	Professeur	belgacem.redhaounia@yahoo.fr	Water Researches and Technologies Center	Tunisie
REMKI	Mustapha	Maître de recherche (classe A)	musremki@gmail.com	Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS)	Algérie
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 BELHADJ Bouchaib, Ain Témouchent	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

BENAHMED Baizid

DISCUSSION SUR LE FACTEUR DE CORRECTION D'AMORTISSEMENT DES RPA 99
V2003.....01

BENKHELLAT Sonia, SEGHIR Abdelghani, KADRI Mohammed, KADA Ouassila

CAPACITÉ SISMIQUE DES SILOS À GRAINS EN BÉTON ARMÉ.....13

TAHAR BERRABAH Amina, KRENICH Nasreddine

MODAL BEHAVIOR OF "MULTI-ARCH DAM"- "ROCK FOUNDATION" SYSTEM ...23

FEDGHOUCHE Ferhat

COST MINIMIZATION OF POST-TENSIONED CONCRETE BEAMS USING
EUROCODE 2-EC2.....33

KEHILA Fouad, REMKI Mustapha, KIBBOUA Abderrahmane

COMPARAISON DES COURBES DE FRAGILITÉ DES PILES DE PONTS CONÇUES
AVANT ET APRÈS L'APPLICATION DU CODE SISMIQUE ALGÉRIEN47

TEBBOUCHE Mohamed Yacine, AIT BENAMAR Dalila

CONTRIBUTION AUX ANALYSES DES EFFETS DE SITE : CARTOGRAPHIE DE
L'ÉPAISSEUR DES SÉDIMENTS DANS LE BASSIN DE LA MITIDJA (ALGÉRIE) À
TRAVERS LE BRUIT AMBIANT.....60

DISCUSSION SUR LE FACTEUR DE CORRECTION D'AMORTISSEMENT DES RPA 99 V2003

DISCUSSION ON DAMPING CORRECTION FACTOR OF RPA 99 V2003

Réception : 14 /07/2020

Acceptation : 28/10/2020

Publication : 02/01/2021

BENAHMED Baizid¹

¹Development Laboratory in Mechanics and Materials, University of Djelfa, Algeria,

e-mail : benahmed.tp@gmail.com

Résumé - Les spectres de réponse élastique à amortissement fort ont plusieurs applications importantes dans l'évaluation de la conception de structures parasismiques. Ils sont dérivés du spectre de référence pour un amortissement égal à 5% en utilisant le facteur de correction d'amortissement (DCF). La plupart des facteurs de correction de l'amortissement actuellement utilisés découlent de l'observation des effets de l'amortissement sur la réponse maximale élastique des systèmes SDOF soumis à des tremblements de terre. Ce facteur dépend de l'amortissement visqueux équivalent de la structure, de sa période de vibration, de la distance épacentrale, de l'amplitude du tremblement de terre (la magnitude et l'intensité sismique) et d'autres paramètres. Plusieurs expressions différentes des facteurs de correction de l'amortissement ont été proposées puis adoptées sous une forme quelque peu différente dans les codes sismiques. Les enregistrements sismiques utilisés dans cette étude sont sélectionnés à partir de la base PGMD (Peer Ground Motions Database) soutenu par le Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER).

Le but de ce travail est de présenter une comparaison entre la formulation de DCF des Règles Parasismiques Algériennes (RPA) et certaines formulations de la littérature. Les résultats ont été discutés en termes d'erreurs entre les résultats de chaque formulation et les résultats dénommés exacts obtenues en calculant la réponse à partir des enregistrements sismiques sélectionnés.

Mots - clés : Sélection des enregistrements sismiques, PGMD, Facteur de correction d'amortissement, Règles Parasismiques Algériennes.

Abstract-The high-damping elastic response spectra have several important applications in evaluating the design of earthquake resistant structures. They are derived from the reference spectrum for damping equal to 5% using the damping correction factor (DCF). Most damping reduction factors currently used were derived from observing the effects of damping on the maximum elastic response of SDOF systems subjected to earthquakes. This factor depends on the equivalent viscous damping of the structure, its vibration period, the epicentral distance, earthquake magnitude (the seismic magnitude and intensity) and other parameters, several different expressions of damping reduction factors were proposed and then adopted in a form somewhat different in seismic codes. The seismic records used in this study are selected from the Peer Ground Motions Database (PGMD) supported by the Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER).

The aim of this work is to present a comparison between the DCF formulation of the Algerian Seismic Regulations (RPA) and some formulations of the literature. The results were discussed in term of the errors between the results from each formulation and the results so-called exact obtained by calculating the response from the selected seismic records.

Keywords: Ground motions selection, PGMD, Damping correction factor, Algerian Seismic Regulations

1. Introduction

Le spectre de réponse est l'un des concepts les plus utilisés dans l'analyse des structures sous excitations sismiques. Il caractérise les effets du séisme sur les structures et est généralement représenté dans les codes de calculs sismiques sous la forme de spectre de réponse en accélération pour un taux d'amortissement critique $\xi = 5\%$. Cependant, en pratique, les structures civiles peuvent avoir des valeurs d'amortissement plus grandes que celle de 5%. Ces structures peuvent avoir des valeurs d'amortissement pouvant atteindre 20% ($\xi = 21.7\%$ pour le bâtiment de ITO Chu building de 8 étages [1], et Sanno building de 4 étage en BA de $\xi = 14.3\%$ [2]). Ces spectres sont généralement dérivés du spectre de référence à $\xi = 5\%$ par l'application d'un facteur qui est couramment appelé facteur de correction d'amortissement (DCF). De nombreuses équations différentes ont été proposées pour le DCF et certaines d'entre elles ont été également adoptées dans les dispositions et les directives de codes sismiques [3], [4]. Souvent, le DCF est représenté dans les codes en fonction du taux d'amortissement seulement. Cependant, diverses études ont montré que différents paramètres, par exemple, la période de vibration de la structure, la magnitude du tremblement de terre, les conditions du site et la distance épiscopale, peuvent affecter, à des degrés divers, le DCF.

Jusqu'à présent, plusieurs expressions du DCF ont été proposées et ont été ensuite adoptées, sous des formes quelque peu différentes, dans divers codes sismiques. La plupart des DCF actuellement utilisés ont été dérivés de l'observation des effets de l'amortissement sur la réponse maximale de systèmes SDOF élastiques soumis à des mouvements sismiques à la base. Ces facteurs sont aussi souvent utilisés pour l'analyse et la conception de structures avec systèmes de dissipation d'énergie ou d'isolation sismique. De nombreuses formulations de DCF ont été proposées et intégrées dans les codes sismiques. Quelques formulations issues de la littérature sont examinées dans le présent travail. La précision de chacune d'elles pour l'estimation de la réponse élastique maximale des structures avec $\xi > 5\%$ est évaluée en comparant les spectres exacts (calculés en utilisant les enregistrements sismiques sélectionnés) et les

spectres approximatifs de réponse (calculés en utilisant les formules du DCF proposées dans la littérature).

Différentes expressions du DCF ont été proposées telles que celles qui sont fonctions du taux d'amortissement [4]–[6], du taux d'amortissement et de la période [3], [7]–[10], et d'autres caractéristiques (exp.: durée, conditions de site, distance épiscopale, magnitudes) [7], [11], [12]. Parmi tous les paramètres considérés, le DCF est principalement affecté par le taux d'amortissement qui demeure l'une des caractéristiques structurales les plus importantes et pourtant la moins bien comprise, qui caractérise le comportement d'une structure sous l'action de charges dynamiques (séisme, vent, etc...). L'évaluation de l'amortissement dans les systèmes structuraux demeure un problème complexe du fait que des écarts significatifs dans son estimation peuvent être introduits du fait des différences dans le type des structures considérées, de la participation ou non d'éléments non structuraux, des variations sensibles des propriétés d'un même matériau utilisé et du niveau des secousses sismiques.

L'objectif de ce travail est de faire une comparaison de formulation du DCF du code parasismique algérien RPA99 V2003 avec une formulation développée dans un travail récent [13] destiné pour ce dernier et quelques autres formulations de littérature. Ce code utilise actuellement l'ancienne formule du code européen de construction parasismique, l'Eurocode 8 (EC8) (1994) qui a été remplacée dans l'EC8 (2004) par la formule proposée par Bommer et al., (2000).

Enfin, des conclusions sont tirées à la lumière des résultats obtenus et des perspectives sont formulées.

2. Revue des DCF actuellement utilisés

Dans les deux dernières décennies, un grand nombre d'études a été mené sur ce sujet pour le développement de différents modèles de facteurs d'ajustement d'amortissement en fonction de divers facteurs (coefficient d'amortissement, période fondamentale de la structure, durée et magnitude de séisme, distance épiscopale et caractéristiques du site).

Les DCF ont été introduits pour obtenir une estimation approximative des spectres de réponses élastiques pour des valeurs de ξ supérieures à 5% à partir des spectres conçus pour des $\xi = 5\%$, en utilisant l'équation suivante :

$$DCF = \frac{SD(\xi, T)}{SD(5\%, T)} = \frac{PSA(\xi, T)}{PSA(5\%, T)} \quad (1)$$

Dans laquelle $SD(\xi, T)$ et $PSA(\xi, T)$ sont le déplacement spectral et la pseudo-accélération spectrale pour un coefficient d'amortissement ξ quelconque et $\xi = 5\%$, respectivement.

Le DCF a été étudié par de nombreux chercheurs et différentes expressions de DCF ont été proposées. Une des premières formulations du DCF est proposée par Newmark et Hall (1973, 1982) [14], [15]. Cette formule, constituée de trois relations chacune pour une plage de périodes de spectre de réponse, est divisée en 3 plages, de la vitesse constante, l'accélération constante et de déplacement constant. Leurs résultats ont inspiré de nombreux codes et normes sismiques. Les expressions proposées sont exprimées comme suit :

$$DCF = \begin{cases} 1.514 - 0.321 \times \ln(\xi) \\ 1.400 - 0.248 \times \ln(\xi) \\ 1.309 - 0.194 \times \ln(\xi) \end{cases} \quad (2)$$

Elles ont été obtenues à partir des estimations médianes de la réponse de déplacement maximal des systèmes de SDOF avec des taux d'amortissement inférieurs à 20%. Dans l'ATC-40 et la FEMA-273, le procédé approximatif développé par Newmark et Hall (1973) est en outre simplifié en négligeant la relation valable dans la région constante de déplacement du spectre. Dans la FEMA-273, en outre, les valeurs les plus conservatives sont adoptées pour des taux d'amortissement égaux ou supérieurs à 30%. Enfin, les relations de Newmark- Hall sont réduites à une seule valeur de DCF, correspondant à celle adoptée par la FEMA-273 dans les régions à vitesse constante du spectre.

Le DCF proposé par Ashour (1987) est exprimé comme suit :

$$DCF = \sqrt{\frac{0.05 \times (1 - e^{-\alpha \times \xi})}{\xi \times (1 - e^{-0.05 \times \alpha})}} \quad (3)$$

Où α est un coefficient allant de 18 à 65, selon les caractéristiques sismiques. Ces résultats ont été adoptés dans les UBC-94 et NEHRP-94

pour la conception de bâtiments avec systèmes de dissipation d'énergie passive.

Un autre travail pionnier est l'étude réalisée par Wu et Hanson (1989). Ils ont présenté un ensemble de DCF à partir d'une étude statistique des spectres de réponse inélastique avec des taux d'amortissement élevés. Dix enregistrements sismiques ont été utilisés comme mouvements au sol pour les systèmes élastoplastiques SDOF avec des rapports d'amortissement entre 10 et 50%. Les résultats du travail de Wu et Hanson ont été adoptés dans UBC (ICBO 1994) et NEHRP (1994). En outre, ils ont proposé l'expression suivante de DCF :

$$DCF = \frac{\lambda(\xi, T)}{\lambda(5\%, T)} \quad (4)$$

Dans laquelle : λ est représenté par une relation logarithmique :

$$\begin{aligned} \lambda &= -0.349 \times \ln(0.095 \times \xi) && \text{pour } T = 0.1s \\ \lambda &= -0.547 \times \ln(0.417 \times \xi) && \text{pour } T = 0.5s \\ \lambda &= -0.471 \times \ln(0.524 \times \xi) && \text{pour } 0.5 < T < 3s \\ \lambda &= -0.478 \times \ln(0.475 \times \xi) && \text{pour } T = 3s \\ \lambda &= -0.291 \times \ln(0.0473 \times \xi) && \text{pour } T = 10s \end{aligned} \quad (5)$$

Dans le règlement EC8 (2004), Bommer et Elnashai (2000) ont proposé une formule simple pour remplacer la formulation antérieure (Eq. 2.8) version normale du code (EC8, 1994)

$$DCF = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \quad (6)$$

$$DCF = \sqrt{\frac{7}{5 + \xi}} \quad (7)$$

Plus tard, Priestley a proposé une version modifiée de la formule EC8, pour tenir compte des effets des séismes proches :

$$DCF = 4 \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \quad (8)$$

Une variante des expressions précédentes a été proposée par Tolis et Faccioli (1999), sur la base de l'examen des spectres de déplacement dérivés des enregistrements sismiques du tremblement de terre de Kobe en 1995 :

$$DCF = \sqrt{\frac{15}{10 + \xi}} \quad (9)$$

L'expression proposée par Kawashima et Aizawa (1986) a été adoptée dans les Spécifications Standards du Département de Transport de Californie pour la conception sismique des ponts (Caltrans 2006) :

$$DCF = \frac{1.5}{0.4 \times \xi + 1} + 0.5 \quad (10)$$

Les expressions proposées par Zhou et al., (2003) ont été adoptées dans le code chinois pour la conception sismique des bâtiments :

$$DCF = 1 + \frac{0.5 - \xi}{0.06 + 1.4 \times \xi} \quad (11)$$

Le code japonais de conception sismique a adopté l'expression proposée par Otani et Kanai, (2002) :

$$DCF = \frac{1.5}{1 + 10 \times \xi} \quad (12)$$

Les études menées par Ramirez et al., (2002) ont conduit à des valeurs numériques du facteur de correction d'amortissement entre ceux suggérés par Ashour et Wu-Hanson, $T = 0,1$ s.

Lin et al., (2005) et Lin, (2007), ont réalisé une série d'études sur le DCF. Ces études ont été axées sur la différenciation de l'effet d'amortissement sur les spectres en déplacement et en accélération. Dans ces études, l'effet du site sur les valeurs de DCF a été également étudié. Dans une étude antérieure de Lin et Chang, (2003), une analyse statistique des valeurs de DCF, compte tenu des effets des conditions du site, a été effectuée en utilisant 1037 mouvements de sol enregistrés sur trois classes différentes de sites (roches, sols très denses et raides). Les expressions obtenues à partir d'une analyse de régression non linéaire utilisant la méthode de Levenberg-Marquardt sont présentées afin d'estimer la DCF dérivée des réponses en déplacement et en accélération. La formule proposée peut s'écrire :

$$DCF = 1 + \frac{(1.303 + 0.436 \ln(\xi)) T^{0.80}}{(T + 1)^{0.65}} \quad (13)$$

Cardone et al., (2008) ont examiné la précision des principales formulations de DCF incluses dans les codes de conception, soulignant que pour les séismes uniques, les formulations actuelles peuvent être considérées comme raisonnablement exactes seulement pour des taux d'amortissement inférieurs à 10%. Pour les spectres de réponse représentant des groupes de tremblements de terre, la précision de l'estimation dépend fortement de la formulation du DCF sélectionné et de la période considérée. Hatzigeorgiou, (2010) [16] a proposé une nouvelle méthode d'évaluation de DCF prenant en compte l'influence des conditions du sol et du type de mouvement du sol (utilisation

d'accélérogrammes naturels ou artificiels, tremblements de terre proches ou lointains), outre le rapport d'amortissement visqueux et la période de vibration:

$$DCF(\xi, T) = 1 + (\xi - 5) \cdot \left[1 + c_1 \cdot \ln(\xi) + c_2 \cdot (\ln(\xi))^2 \right] \cdot \left[c_3 + c_4 \cdot \ln(T) + c_5 \cdot (\ln(T))^2 \right] \quad (14)$$

Les valeurs des coefficients-ci sont données en référence [16] en fonction du type de sol et du type de mouvement sismique.

Récemment, Palermo et al., (2016) [17] ont présenté dans leur étude des formulations du DCF basées sur les fonctions de densité spectrale de puissance, les DCF sont dérivés et comparés aux principales formules disponibles dans la littérature scientifique. Le mouvement du sol de surface est modélisé avec la densité spectrale de puissance de Kanai-Tajimi, c'est-à-dire comme un "bruit blanc idéal" au niveau du substratum rocheux filtré à travers le dépôt de sol. Enfin, des formules simples pour l'estimation du DCF pour le rapport entre la période prédominante du sol et la période fondamentale de la structure ont été proposées :

$$DCF = \left(\frac{10}{5 + \xi} \right)^\chi \quad (15)$$

Où χ est une constante dépendant du rapport k entre la fréquence SDOF et la fréquence prédominante du sol.

Par exemple, les courbes proposées pour DCF pour 13 valeurs de χ de 0,2 à 0,8 sont présentées dans le travail de Palermo et al., [17].

Les effets des incertitudes d'amortissement inhérentes sur le DCF ont été étudiés pour la première fois dans [18] où les incertitudes d'amortissement sont modélisées comme une distribution de probabilité log-normale. Dans cette étude, une nouvelle formulation DCF capable de tenir compte des incertitudes dans l'estimation de l'amortissement est proposée pour une incertitude sur l'amortissement avec un coefficient de variation $Cv\xi = 20\%$:

$$DCF = 0.941 + \frac{0.009}{\xi} + 0.028 \times \frac{\xi}{T} - 1.335 \times \xi \quad (16)$$

L'importance du sujet représente la principale motivation pour rechercher une méthode capable de prendre en compte les incertitudes d'amortissement dans l'analyse des spectres de réponse avec DCF. Dans ce travail, dans un premier temps, l'attention est focalisée sur le développement d'une méthode d'estimation des valeurs DCF tenant compte des incertitudes d'amortissement inhérentes, exploitant le concept de Réseaux de Neurones Artificiels (ANN), sans imposer aucune formulation. L'ANN est utilisée pour la génération artificielle de valeurs de DCF en intégrant explicitement les incertitudes inhérentes aux valeurs d'amortissement.

L'ANN a été utilisé dans [19], [20] pour l'estimation des valeurs DCF pour les systèmes SDOF déterministes. Les incertitudes sont également traitées dans [18] et une formulation a été proposée pour un niveau donné d'incertitude d'amortissement ($C_{v\xi} = 20\%$) en utilisant une régression non linéaire. Des études récentes [21], [22] ont utilisé une approche stochastique pour étudier l'effet du type de sol et de la durée des mouvements forts sur les DCF. Greco et al., [22] ont proposé une formulation pour estimer les valeurs des DCF en tenant compte de la durée effective du mouvement sismique, du type de sol, du taux d'amortissement et de la période naturelle de la structure.

Benahmed [13] a proposé une formulation DCF à travers une régression non linéaire pour le règlement parasismique algérien (RPA 99 v 2003) (Eq.12), qui contient actuellement l'ancienne formule EC8 (1994). Les mouvements du sol utilisés dans cette étude sont sélectionnés à partir de la base de données mondiale des mouvements du sol PEER, compte tenu de la classification des sols des RPA.

$$DCF = 0.582 + 0.418 (12.279 - T)^{(-3.9(\zeta - 0.05))} \quad (17)$$

La formulation proposée tient compte de la spécificité du code algérien en termes de classification des sols et du spectre de réponse

des RPA et donne des résultats précis pour l'estimation des DCF. Par conséquent, l'expression ci-dessus est recommandée pour les RPA dans l'estimation du spectre de réponse à amortissement supérieure à 5 %.

3. Sélection des enregistrements sismiques utilisés

La sélection des enregistrements sismiques est une étape essentielle pour une analyse temporelle. Ils peuvent être sélectionnés de la base de données européennes, californiennes et japonaises, accessibles en ligne sur les sites Internet suivants : www.isesd.cv.ic.ac.uk, www.quake.ca.gov, www.peer.berkeley.edu et www.kik.bosai.go.jp.

Une des bases les plus grandes et les plus utilisées est celle de PEER (PGMD-Peer Ground Motions Data base). Elle permet la recherche de suites d'enregistrements sismiques pour des applications sur les calculs structurels et constitue une méthode efficace de sélection dans la plupart des cas. Cette base présente une application en ligne qui permet aux utilisateurs de sélectionner des enregistrements sismiques correspondant aux critères de sélection prédéfinis par l'utilisateur (magnitude, type de sol, distance épacentrale et vitesse des ondes de cisaillement V_{s30}).

Des suites des enregistrements sismiques naturels ont été sélectionnés à partir de la base PGMD, ayant les caractéristiques suivantes : (i) magnitude comprise entre 5 et 8, (ii) distance épacentrale entre 0.1 et 270 km. Quatre (04) suites contenant 7 enregistrements chacune pour les 4 types de sols selon la classification prescrite par les RPA 99 v2003 ont été sélectionnées. Elles sont données dans les tableaux 1-4, avec les paramètres associés.

Le critère utilisé dans cette étude qui permet la sélection des enregistrements sismiques est la vitesse des ondes de cisaillement V_{s30} comme prescrite dans les RPA 99 V2003.

Ces règles définissent le sol S1 comme le sol où la vitesse des ondes de cisaillement est supérieure à 800 m/s, S2 entre 400 et 800 m/s, S3 entre 200 et 400 m/s et S4 < 200 m/s.

Tableau 1 : Enregistrements sismiques obtenus par PGMD-tool pour le sol S1**Table 1:** Seismic records obtained by PGMD-tool for soil S1

Séisme	Année	Station	Magnitude	Distance épicentrale (km)	Vitesse des ondes S Vs30 (m/s)
Norcia, Italy	1979	Bevagna	5.90	31	1000
Irpinia, Italy-01	1980	Arienzo	6.90	53	1000
Morgan Hill	1984	Gilroy Array #1	6.19	14.9	1428
Kocaeli, Turkey	1999	Izmit	7.51	7.2	811
Chi-Chi, Taiwan	1999	HWA003	7.62	56	1526
Northridge-06	1994	Anacapa Island	5.28	83	822
Denali, Alaska	2002	Carlo (temp)	7.90	51	964

Tableau 2 : Enregistrements sismiques obtenus par PGMD-tool pour le sol S2**Table 2:** Seismic records obtained by PGMD-tool for soil S2

Séisme	Année	Station	Magnitude	Distance épicentrale (km)	Vitesse des ondes S Vs30 (m/s)
Little Skull Mtn,NV	1992	Station #8-Death Valley Scotties Castle	5.65	98	660
Chi-Chi, Taiwan-02	1999	CHY024	5.9	39	428
Parkfield	1966	Cholame - Shandon Array #12	6.19	17.6	409
Kobe, Japan	1995	TOT	6.9	120	609
Duzce, Turkey	1999	Arcelik	7.14	131	523
Kocaeli, Turkey	1999	Arcelik	7.51	13.5	523
Denali, Alaska	2002	Anchorage - K2-03	7.9	264	474

Tableau 3 : Enregistrements sismiques obtenus par PGMD-tool pour le sol S3**Table 3:** Seismic records obtained by PGMD-tool for soil S3

Séisme	Année	Station	Magnitude	Distance épicentrale (km)	Vitesse des ondes S Vs30 (m/s)
Imperial Valley-06	1979	Aeropuerto Mexicali	6.53	0.3	275
Coyote Lake	1979	Gilroy Array #2	5.74	9	271
Parkfield	1966	Cholame - Shandon Array #8	6.19	12.9	257
Lytle Creek	1970	Colton - So Cal Edison	5.33	30	302
San Fernando	1971	Whittier Narrows Dam	6.61	39	299
Kern County	1952	LA - Hollywood Stor FF	7.36	118	316
Borrego Mtn	1968	LA - Hollywood Stor FF	6.63	222	316

Tableau 4 : Enregistrements sismiques obtenus par PGMD-tool pour le sol S4**Table 4:** Seismic records obtained by PGMD-tool for soil S4

Séisme	Année	Station	Magnitude	Distance épicentrale (km)	Vitesse des ondes S Vs30 (m/s)
San Fernando	1971	Cholame - Shandon Array #2	6.61	218	185
Imperial Valley-07	1979	El Centro Array #3	5.01	16.3	163
Whittier Narrows-01	1987	Carson - Water St	5.99	30	161
Superstition Hills-02	1987	Westmorland Fire Sta	6.54	13.0	194
Northridge-01	1994	Carson - Water St	6.69	50	161
Kocaeli, Turkey	1999	Ambarli	7.51	70	175
Chi-Chi, Taiwan	1999	CHY012	7.62	59	198

4. Résultats

La figure 1 montre la tendance des facteurs de réduction les plus importants en fonction du taux d'amortissement pour une période égale à 01 seconde. Selon la figure 1, les valeurs les plus faibles de DCF sont celles fournies par le code sismique japonais, tandis que les plus grandes, c'est-à-dire les plus conservatives, sont celles obtenues à partir de l'équation de Lin et al., (2003). Les RPA 99 v2003 adoptent une des équations qui présente des valeurs de DCF les plus petites c'est-à-dire, la plus non conservative.

La formule proposée par [13] (Benahmed, 2018) pour les RPA, présente des valeurs conservatives plus petites que les valeurs obtenues à partir de l'équation de Lin et al. *

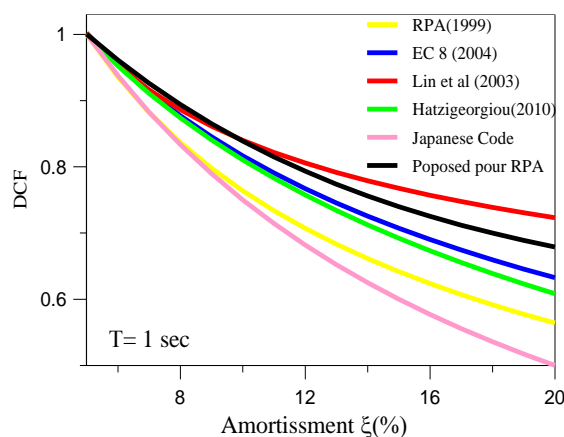


Figure 1 : Tendance de divers DCF en fonction de l'amortissement pour une période de structure égale à 01 sec.

Figure 1: Trend of various DCF as a function of damping for a period of building equal to 1 sec.

Dans tous les cas, les différences significatives entre les équations disponibles soulignent l'importance du problème.

4.1 Discussion des effets de condition de site

La classification des sites est généralement incluse dans les dispositions de conception sismique. Les spectres de conception élastique linéaire sont significativement différents d'une classe de sites à l'autre. Par conséquent, il est intéressant de savoir si les DCF utilisés dans la conception dépendent également des caractéristiques des sols.

À cette fin, les enregistrements sismiques dans cette étude sont sélectionnés sur la base de quatre groupes de sol décrits dans les RPA selon les vitesses des ondes S Vs30 (m/s) : sol rocheux (S1), sol ferme (S2), sol mou (S3) et sol très mou (S4). Les enregistrements sélectionnés ont été utilisés pour estimer les spectres de réponse avec quatre valeurs du taux d'amortissement (7.5, 10, 15 et 20%).

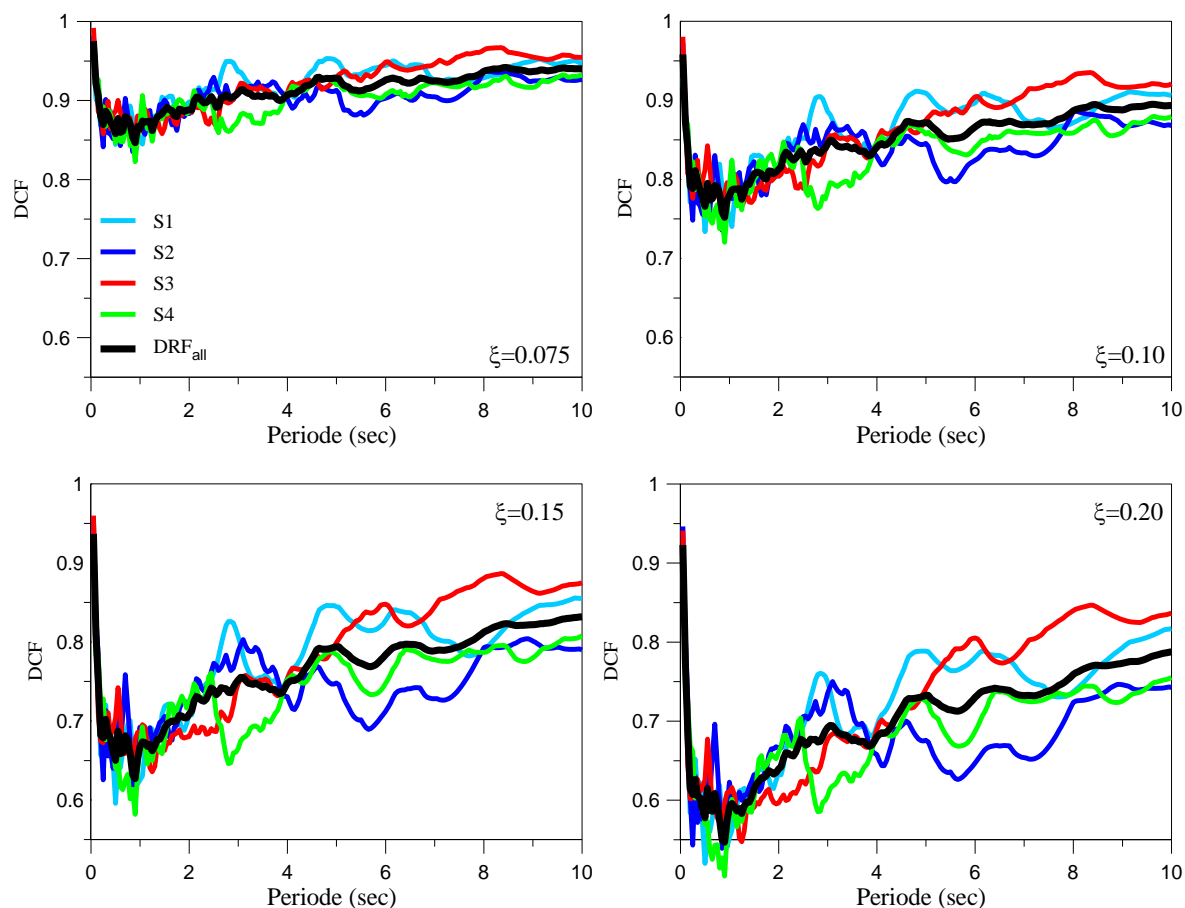


Figure 2 : Valeurs obtenues de DCF pour les quatre types de sol
Figure 2: Values obtained from DCF for the four soil types

Par la suite, les valeurs de DCF sont calculées pour tous les enregistrements pour la plage de période d'intérêt dans la conception sismique des structures.

La figure 2 montre les courbes du DCF moyen dérivé des spectres de réponse pour les enregistrements sismiques présentés. Il ressort de ces courbes que le DCF calculé à partir des tremblements de terre enregistrés sur le site de classe S4 est généralement légèrement supérieur à celui calculé à partir du mouvement du sol enregistré sur d'autres classes de sites. La forme des courbes des DCF pour toutes les classes de sols est très similaire, quel que soit le taux d'amortissement.

La moyenne des valeurs du DCF moyen présentées pour chaque type de sols est aussi présentée (DCF_{all}). La valeur de DCF_{all} peut être considérée comme une valeur de DCF qui

néglige l'effet de classe du sol. Il ressort clairement de la figure 2 que l'influence du type de sol sur les DCF augmente à mesure que le rapport d'amortissement est élevé. L'erreur maximale entre le DCF_{all} et le DCF_{Si} estimée pour chaque site est de 19% pour un taux d'amortissement $\xi = 20\%$ estimé pour le sol S4. Cette erreur ne dépasse pas 14% pour les sols S1, S2 et S3. Cette valeur d'erreur est considérée comme une valeur de pic et n'est obtenue que pour certaines périodes. La valeur moyenne de cette erreur pour l'ensemble du spectre ne dépasse pas 7% pour $\xi = 20\%$.

4.2 Comparaison entre différentes formulations de DCF

Dans cette section, une comparaison entre plusieurs formulations de DCF est présentée.

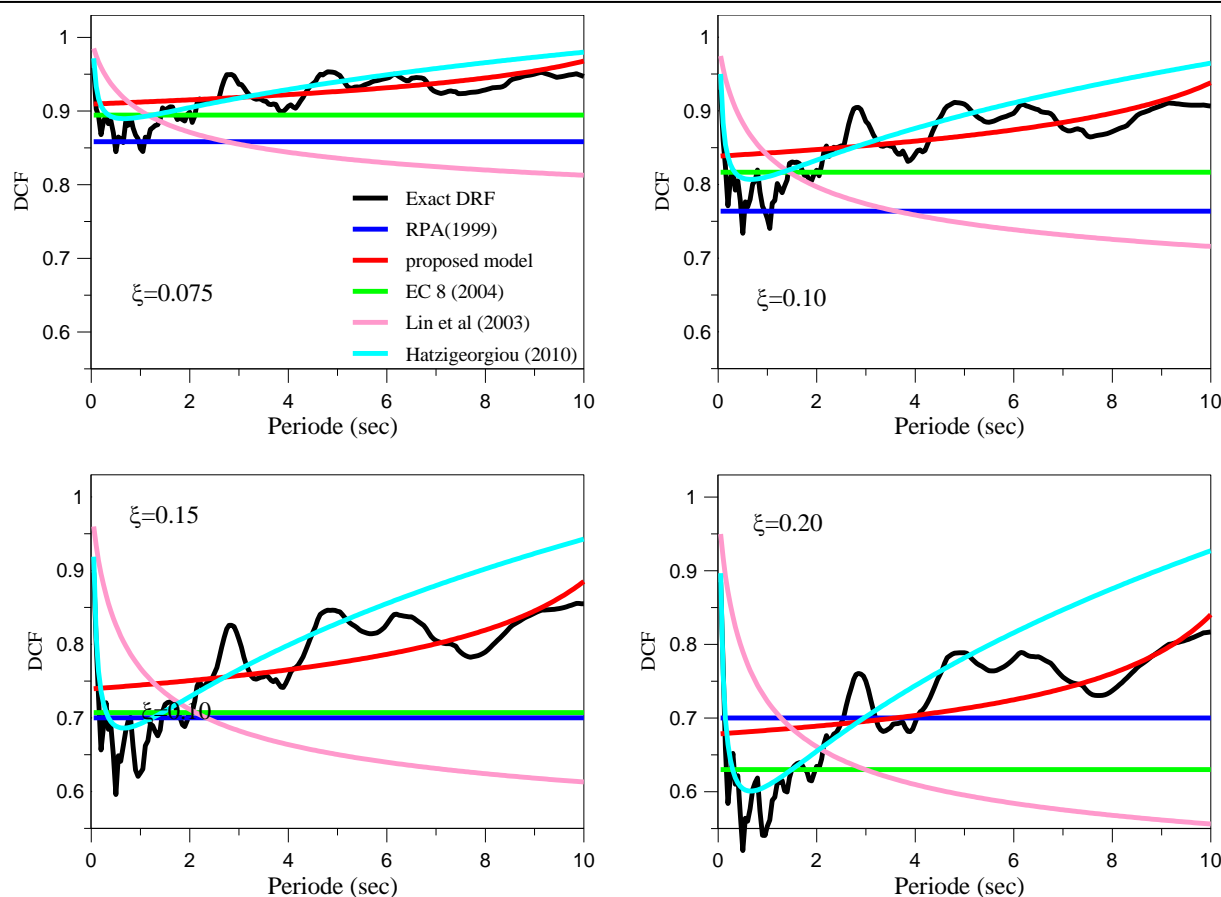


Figure 3 : Comparaison entre différentes formulations de DCF

Figure 3: Comparison between different DCF formulations

Les formulations utilisées sont : i) la formule présentée dans les RPA 99 v 2003, ii) la formule proposée par (Benahmed, 2018) pour les RPA, iii) les valeurs de DCF exactes dérivées dans cette étude à la base des enregistrements sélectionnés et quelques formulations de DCF de la littérature, et cela

pour différentes valeurs de ξ (7.5, 10, 15 et 20%). Les résultats de cette étude sont présentés sur la figure 3. Les formulations de littérature de DCF considérés ici sont ceux proposés par : (i) Bommer et al. (2000), (ii) Lin et Chang (2003), (iii) Hatzigeorgiou (2010) et (iv) Wu et Hanson(1989).

Tableau 5 : Erreur relative (%) entre les résultats exacts et quelques formulations de la littérature.

Table 5: Relative error (%) between the exact results and some literature formulations.

T	RPA 99		Proposée pour RPA		Bommer et al (2000)		Lin et al (2003)		Hatzigeorgiou (2010)	
	$\xi=0.1$	$\xi=0.2$	$\xi=0.1$	$\xi=0.2$	$\xi=0.1$	$\xi=0.2$	$\xi=0.1$	$\xi=0.2$	$\xi=0.1$	$\xi=0.2$
0.5	-21.60	-26.30	-10.70	-30.30	-13.70	-40.40	4.70	6.90	2.30	1.40
1	1.30	21.00	10.50	19.10	7.70	12.20	10.20	23.50	7.00	9.10
2	-7.30	9.40	3.30	7.90	-0.30	-0.70	-2.80	4.00	1.60	3.10
3	-15.90	-7.10	-3.90	-7.80	-8.50	-19.00	-14.50	-19.10	-3.50	-6.90
6	-17.40	-11.50	-2.60	-7.70	-9.80	-23.80	-21.40	-33.60	1.60	4.30
10	-18.70	-16.70	3.40	2.80	-11.00	-29.70	-26.60	-46.90	6.00	11.90

Dans le tableau 5 sont consignées les valeurs des erreurs relatives des valeurs obtenues par

les diverses formulations du DCF (proposée, littérature et RPA) en utilisant les valeurs

respectives du DCF exactes comme référence. Les résultats sont présentés pour six valeurs de la période T (0.5, 1, 2, 3, 6 et 10 sec.) et pour deux valeurs de ξ (10% et 20%).

Selon la figure 3, les valeurs les plus importantes du DCF, c.-à-d. les plus conservatives, sont celles obtenues à partir de la formulation de Hatzigeorgiou alors que celles obtenues pour le RPA sont les plus basses, c.-à-d. les plus non-conservatives, pour $\xi < 12,2\%$. Pour $\xi > 12,2\%$, la valeur du DCF obtenue pour les RPA devient indépendante de ξ et a une valeur constante égale à 0,7, alors que le DCF pour Bommer et al. (utilisée par l'EC 8) devient le modèle le plus non-conservatif. Les valeurs obtenues par le modèle proposé pour les RPA est celui qui est en bonne concordance avec les valeurs du DCF exactes tout en restant conservatif pour l'ensemble des couples de valeurs (ξ, T) étudiés.

Les observations faites ci-dessus sont appuyées par le tableau 5 qui montre que l'erreur entre la formule du RPA et les résultats exacts peut atteindre 17,64 % pour $T = 10$ sec., pour $T = 3$ sec. cette erreur atteint 11,11 % pour $\xi < 10\%$. Ainsi, dans le cas considéré, le RPA sous-estime les amplitudes du spectre de réponse ce qui a pour conséquence de mettre en danger, vis-à-vis du séisme, les structures conçues en utilisant ces valeurs.

Le modèle proposé présente des valeurs du DCF supérieures aux résultats exacts pour la majorité des périodes et l'erreur relative atteint 13 %. Dans le cas contraire, où le modèle proposé présente des valeurs du DCF inférieures aux valeurs exactes, l'erreur ne dépasse pas 2 %. Ce modèle est en bonne adéquation avec les valeurs du DCF exactes.

Le modèle de Lin et al. présente un bon prédicteur du DCF pour $T < 6$ secondes, mais néanmoins, il sous-estime le spectre de réponse pour les valeurs de périodes $T > 6$ secondes.

La formulation de Bommer et al. présente des valeurs DCF plus proches des résultats exacts que la formule de RPA (ancienne formule EC8). Cette bonne approximation est perdue pour ξ supérieure à 15 %, le modèle conduit à une grande sous-estimation du spectre de réponse (modèle non-conservatif). Cette erreur

a des valeurs supérieures à 10 % et peut atteindre 23% pour $T=10$ secondes. La formulation de Hatzigeorgiou présente des valeurs d'erreurs qui peuvent atteindre 30 % pour $T = 1$ seconde. Cette erreur est réduite lorsque T est proche de $T= 10$ secondes. Les différences importantes entre les différentes formulations examinées montrent l'importance du problème.

Il ressort des observations faites ci-dessus que la formulation proposée pour les RPA est celle qui semble être en bon accord avec les valeurs exactes du DCF tout en restant conservatives, assurant ainsi une bonne sécurité aux structures conçues avec cette approche.

5. Conclusion

Sur la base des résultats de ce travail, on peut tirer les conclusions suivantes :

- Les valeurs les plus importantes du DCF, c.-à-d. les plus conservatives, sont celles obtenues à partir de la formulation de Hatzigeorgiou. Bien que, les plus basses, c.-à-d. les plus non-conservatives, soient celles fournies par les RPA 99 ;
- Pour $\xi > 12,2\%$, la valeur de DCF des RPA devient indépendante de ξ et a une valeur constante égale à 0,7, alors que le DCF pour Bommer et al. (EC 8) devient le modèle le plus non-conservatif ;
- Le modèle proposé par Benahmed (2018) pour les RPA présente des valeurs de DCF supérieures aux résultats exacts pour la majorité des périodes et l'erreur relative peut atteindre 13 %. Dans le cas contraire, où le modèle proposé présente des valeurs de DCF inférieures aux valeurs exactes, l'erreur ne dépasse pas 2 %.

La formulation proposée a tenu compte de la spécificité de l'Algérie en termes de code sur la classification des sols et du spectre de réponse des RPA. Elle donne de très bons résultats pour l'estimation des facteurs de réduction de l'amortissement pour les RPA. Par conséquent, il est recommandé d'utiliser cette équation des RPA pour l'estimation des spectres de réponse pour des valeurs de ξ supérieures à 5 %,

Il a été montré que l'approche proposée est celle qui s'accorde le mieux avec les valeurs

exactes (prises comme références) tout en garantissant le meilleur degré de sécurité par rapport aux autres approches ;

- Les différences importantes entre les différentes formulations examinées montrent l'importance du problème.

Références

- [1] Takeuchi, M. and Nakagawa, K., "vibrational characteristic of buildings" Proceedings of The Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan 1960.
- [2] R. W. Haviland, "A study of the uncertainties in the fundamental translational periods and damping values for real buildings," *Res. Rep. No. 5, Pub. No. R76-12, Dept Civ. Engng, MIT, Cambridge, MA*, p. 115, 1976.
- [3] Y. Y. Lin and K. C. Chang, "Study on Damping Reduction Factor for Buildings under Earthquake Ground Motions," *J. Struct. Eng.*, vol. 129, no. 2, pp. 206–214, Feb. 2003.
- [4] J. J. Bommer and A. S. Elnashai, "Displacement Spectra for Seismic Design," *J. Earthq. Eng.*, vol. 3, no. 1, pp. 1–32, 1999.
- [5] S. V. Tolis, "DISPLACEMENT DESIGN SPECTRA," *J. Earthq. Eng.*, vol. 3, no. 1, p. 107, 1999.
- [6] S. Ashour, "Elastic seismic response of buildings with supplemental damping," University of Michigan., 1987.
- [7] Y. Y. Lin and K. C. Chang, "Effects of site classes on damping reduction factors," *J. Struct. Eng.*, vol. 130, no. 11, pp. 1667–1675, 2004.
- [8] Y. Y. Lin, E. Miranda, and K. C. Chang, "Evaluation of damping reduction factors for estimating elastic response of structures with high damping," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 34, no. 11, pp. 1427–1443, 2005.
- [9] J. Wu and R. D. Hanson, "Study of Inelastic Spectra with High Damping," *J. Struct. Eng.*, vol. 115, no. 6, pp. 1412–1431, 1989.
- [10] F. Naeim and C. A. Kircher, "On the damping adjustment factors for earthquake response spectra," *Struct. Des. Tall Build.*, vol. 10, no. 5, pp. 361–369, 2001.
- [11] W. I. Cameron and R. A. Green, "Damping correction factors for horizontal ground-motion response spectra," *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 97, no. 3, pp. 934–960, 2007.
- [12] A. Hao, D. Zhou, Y. Li, and H. Zhang, "Effects of moment magnitude, site conditions and closest distance on damping modification factors," *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 31, no. 9, pp. 1232–1247, 2011.
- [13] B. Benahmed, "Formulation of damping reduction factor for the Algerian seismic code," *Asian J. Civ. Eng.*, vol. 19, no. 4, pp. 375–385, Jun. 2018.
- [14] Newmark N.M., Hall W.J. (1973) Seismic design criteria for nuclear reactor facilities. Report No. 46, Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, US Department of Commerce.
- [15] Newmark N.M., Hall W.J. (1982) Earthquake spectra and design EERI monograph series. Earth Eng Research Inst, Oakland, CA
- [16] Hatzigeorgiou G.D., Damping modification factors for SDOF systems subjected to near-fault, far-fault and artificial earthquakes. *Earthquake Eng. Struct. Dynam.* 2010;39:1239–58.
- [17] M. Palermo, S. Silvestri, and T. Trombetti, "Stochastic-based damping reduction factors," *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 80, pp. 168–176, 2016.
- [18] B. Benahmed, M. Hamoutene, and D. Cardone, "Effects of damping uncertainties on damping reduction factors," *Period. Polytech. Civ. Eng.*, vol. 61, no. 2, pp. 341–350, 2017.
- [19] B. Benahmed, M. Hamoutene, B. Tiliouine, and M. Badaoui, "Prediction of the damping reduction factor by neural networks," *Asian J. Civ. Eng.*, vol. 17, no. 2, 2016.



[20] B. Benahmed and M. Hamoutene, “Use of the Artificial Neural Networks to Estimate the DRF for Eurocode 8,” *Period. Polytech. Civ. Eng.*, Jan. 2018.

[21] R. Greco, A. Fiore, and B. Briseghella, “Influence of soil type on damping reduction factor: A stochastic analysis based on peak theory,” *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 104, no. October 2017, pp. 365–368, 2018.

[22] R. Greco, I. Vanzi, D. Lavorato, and B. Briseghella, “Seismic duration effect on damping reduction factor using random vibration theory,” *Eng. Struct.*, vol. 179, no. October 2018, pp. 296–309, 2019.

CAPACITÉ SISMIQUE DES SILOS À GRAINS EN BÉTON ARMÉ

SEISMIC CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE GRAIN SILOS

Réception : 23/09/2020

Acceptation : 21/10/2020

Publication : 02/01/2021

BENKHELLAT Sonia¹, SEGHIR Abdelghani², KADRI Mohammed³, KADA Ouassila⁴

¹Laboratoire de Mécanique des Solides et Systèmes, Université M'Hamed Bougara de Boumerdès, Algérie, soniabnkt@gmail.com

²Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, seghir.a@gmail.com

³Laboratoire de Géomatériaux Environnement et Aménagement, Université M'Hamed Bougara de Boumerdès, Algérie, dzkad@yahoo.fr

⁴Département de Génie Civil, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, was.kada@gmail.com

Résumé - Les ouvrages de stockage de matières granulaires, comme les silos en béton armé, sont des constructions industrielles particulières calculées selon des normes sismiques spécifiques en raison des multiples cas de chargements-déchargements auxquels ils sont soumis. Dans le présent travail, on s'intéresse à l'analyse de la capacité sismique de ces ouvrages en utilisant la méthode de poussée progressive (push over). Le chargement est appliqué sous forme d'accélération à la base uniformément croissante afin de prendre en compte les effets inertiels induits par la masse de la matière ensilée supposée répartie sur les parois du silo. Les résultats obtenus par une analyse d'un cas de silo de grandes dimensions ont permis d'évaluer sa capacité sismique et les éventuels dommages qu'il peut subir à différents niveaux d'accélération sismiques.

Mots - clés : Silo en béton, Capacité sismique, Modèle multicouche, Push over.

Abstract-Storage structures for granular materials, such as reinforced concrete silos, are special industrial constructions designed according to specific seismic standards due to the multiple loadings to which they are subjected. The present work is focused on the seismic capacity analyses of these structures by using the pushover procedure. The effect of the stored granular material is included through distributed equivalent masses subjected to uniformly increased base accelerations. The results obtained from a case study of a high-capacity silo allowed to evaluate its seismic performance and possible damages under different seismic acceleration levels.

Keywords: Concrete silo, Seismic capacity, Multilayer model, Pushover method.

1-Introduction

Les silos à grains sont des ouvrages utilisés pour le stockage des matières granulaires. Les silos, constitués de voiles en béton armé, ont généralement une grande hauteur. Ces ouvrages sont classés comme des structures d'ingénierie spéciales du point de vue de leur construction et leur utilisation [1]. Très peu de normes de calcul incluent des articles explicites concernant la conception sismique des silos [2]. Par exemple, dans les règles américaines ACI 313 [3], les pressions exercées sur les parois par les effets sismiques ne sont

pas prises en compte, mais l'Eurocode 8 [4] prend en compte les pressions horizontales supplémentaires résultant des effets sismiques avec des relations simples [5].

L'analyse de la réponse sismique des silos doit tenir compte des effets d'interaction entre les parois de la structure et la matière ensilée. Plusieurs auteurs [1, 2, 5-9] ont étudié la réponse sismique des silos à grains avec et sans prise en compte de l'interaction grains-structures en utilisant des méthodes numériques et analytiques. Ces travaux ont montré que la masse granulaire entraîne des dommages

importants dans les parois du silo et que la pression due à la matière ensilée pendant un séisme est considérablement plus importante que celle recommandée pour la pression de décharge ou de remplissage. Livaoglu et Durmuş [2] ont montré que la flexibilité des parois des silos fait diminuer les forces d'inertie transmises à la paroi par le mouvement de translation horizontale et fait augmenter les forces d'inertie transmises à la base par un mouvement de cisaillement horizontal. Ceci est dû au fait que la flexibilité des parois fait diminuer la rigidité horizontale du matériau stocké par rapport à son cisaillement.

Par ailleurs, lors d'un séisme majeur, les murs des silos en béton armé se comportent d'une manière non linéaire [5, 8, 9]. Pour cette raison, une analyse non linéaire est nécessaire pour prédire de manière satisfaisante les dommages que peuvent subir les silos. Cette analyse est une méthode basée sur le déplacement. Elle permet de prédire la performance d'une structure sous différentes forces sismiques. Il existe deux types d'analyses non linéaires : l'analyse statique non linéaire (dite push over) et l'analyse dynamique non linéaire [10 & 13]. L'analyse push over est une procédure rapide et économique dans laquelle la structure est soumise à des charges latérales dont l'intensité est augmentée jusqu'à ce que des modes de ruine commencent à apparaître dans ses éléments structuraux [11]. L'analyse dynamique, très exigeante en ressources système et en temps d'exécution, permet de suivre pas à pas le comportement d'une structure et de ses éléments lorsqu'elle est soumise à un chargement dynamique induisant des efforts d'inertie.

Dans les structures courantes, il existe plusieurs modèles non linéaires des voiles. Les plus importants sont :

- Le modèle d'éléments multicouche constitué de nombreuses couches de différentes épaisseurs et de différentes propriétés mécaniques [12-15],

- Le modèle fibre dans lequel le voile en hauteur est considéré comme un élément poutre dont la section est divisée en fibres. Les éléments en fibres peuvent modéliser des tranches en acier et des tranches en béton en

attribuant une relation contrainte-déformation à chaque tranche [16 & 17],

- Le modèle de macroéléments qui se base sur une modélisation du niveau global et qui tient compte des principales caractéristiques matérielles relatives aux comportements non linéaires de flexion et de cisaillement, pour une prédiction fiable de la réponse des ouvrages en voiles porteurs en béton armé [18]. La plupart des macroéléments sont développés pour des voiles droits faisant partie des structures de bâtiments.

Le cas des voiles circulaires constituant un silo, cas considéré dans le présent travail, se prête mieux à un modèle en éléments finis multicouches. L'objectif du présent travail est d'étudier, en utilisant la méthode push over, le comportement non linéaire et la capacité sismique d'un silo en béton armé de grande hauteur réalisé dans une zone de moyenne sismicité dans le nord de l'Algérie, classée comme zone IIa dans le règlement parasismique algérien [19]. Les parois du silo sont modélisées par des éléments coque multicouche (multi layer shell element) pour prendre en compte le comportement non linéaire des matériaux constitutifs (acier et béton). L'effet de la matière granulaire stockée est pris en compte à travers des masses équivalentes et les charges sismiques sont appliquées sous forme d'accélération à la base dont l'amplitude va en augmentant d'une manière progressive jusqu'à un niveau cible.

2-Présentation du modèle étudié

Le silo considéré est de forme cylindrique sans trémie rempli de blé. Les caractéristiques géométriques et les propriétés mécaniques de la structure et de la matière ensilée sont rapportées dans les Tab. 1 et 2, respectivement. Le modèle numérique est présenté sur la Fig. 1 avec le maillage utilisé qui est constitué de 1296 éléments (1 m de hauteur et 1 m de longueur) répartis en 36 éléments sur la circonférence et 36 autres sur la hauteur. Ceci donne 1332 nœuds et 7776 degrés de liberté en tenant compte de l'encastrement de la base.

Tableau 1 : Caractéristiques géométriques du silo étudié.

Table 1: Geometrical characteristics of the studied silo

Paramètres	Valeurs (m)
Hauteur	36
Diamètre	18
Epaisseur de la paroi	0.28
Rayon hydraulique	4.5

Tableau 2 : Propriétés de la matière ensilée.

Table 2: Properties of ensiled material.

Propriétés	Valeurs
Poids volumique	8.35 KN/m ³
Angle de frottement interne	26°
Angle de frottement sur la paroi	20.09°
Coefficient de frottement sur la paroi	0.75

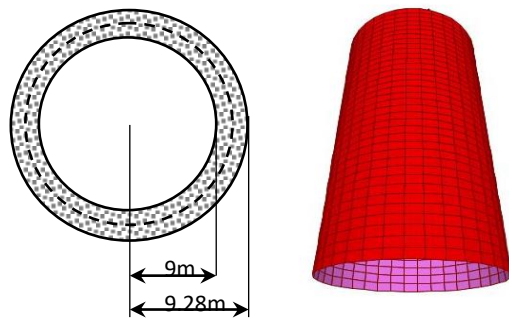


Figure 1 : Maillage et section du silo étudié (Hauteur = 36m).

Figure 1: Mesh size and section of the studied silo (Height = 36m).

3-Calcul linéaire

3.1- Vérification des efforts de calcul et du ferrailage adopté

Le silo considéré est ferrailé en 5T20/ml pour les barres verticales et 9T20/ml

pour les barres horizontales. Le ferrailage horizontal reprend les efforts de traction radiale provoqués par la pression de la matière ensilée sur les parois et ceux dus au moment des contraintes thermiques. Le ferrailage vertical reprend les efforts de traction verticaux provoqués par le moment sismique évalué selon le RPA [19].

Les efforts dus aux grains ensilés s'évaluent selon l'Eurocode 1 [20] en considérant des tranches de 1 m de hauteur et donnent à la base du silo une pression maximale $P_n = 106 \text{ KPa}$ et un cisaillement maximal $P_w = 40 \text{ KPa}$. Les expressions de ces pressions sont données par l'Eq. (1). Leurs répartitions selon la hauteur du silo sont tracées sur la Fig. 2.

$$P_n = K_n \gamma R_H y / \tan \delta ; P_w = P_n \tan \delta \quad (1)$$

Avec :

$$y = 1 - e^{-\frac{z-h''}{z_0}} ; h'' = \frac{1}{2} R_H \tan \delta ; z_0 = \frac{R_H}{\lambda} \quad (2)$$

Où : z est la hauteur de calcul, R_H est le rayon hydraulique et λ est donné par :

$$\lambda = \frac{1 - \sqrt{1 - \rho^2 \sin \phi}}{1 + \sqrt{1 - \rho^2 \sin \phi}} \cos^2 \delta ; \tan \delta = \rho \tan \phi \quad (3)$$

ϕ est l'angle de frottement des grains et ρ est leur masse volumique.

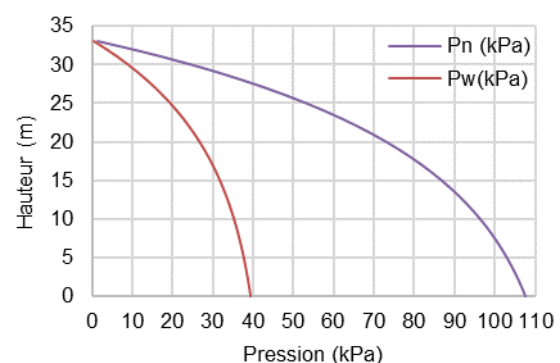


Figure 2 : Répartition des pressions dues aux grains sur les parois.

Figure 2: Distribution of grain pressures on the walls.

Le moment thermique est égal à 3.5 *KN.m*. Il a été évalué sur la base d'une différence de température maximale de 10°C. La combinaison avec l'effort de traction due à la pression des grains est totalement reprise par le ferrailage adopté pour les cercles (9T20/ml). Par ailleurs, on peut facilement vérifier que ce ferrailage peut reprendre, sans risque de fissuration, l'effort normal de traction provoqué par une éventuelle fluidification des grains lors d'un mouvement sismique. En situation accidentelle ou en cas d'aération forcée, la pression maximale peut être évaluée en supposant les grains fluidifiés avec un poids volumique réduit de 20%, soit $P = 0.8\gamma H = 222.24 \text{ KPa}$, ce qui donne une traction maximale de l'ordre de 2 *MN/m*.

Le calcul sismique des efforts à la base, en utilisant la méthode statique équivalente [19], s'effectue comme suit :

$$V_b = \frac{ADQ}{R} W \quad (4)$$

Avec : $W = 8611.71 \text{ tonnes}$ est le poids total du silo rempli de grains, en tenant compte des surcharges sur le toit ($W_G = 95.3 \text{ tonnes}$). Le coefficient d'accélération sismique de zone est pris égal à la valeur qui correspond à une structure classée en groupe d'usage 2 et implantée dans une zone de moyenne sismicité IIa, soit : $A = 0.15$. Le silo étant réalisé par une entreprise qualifiée avec un suivi régulier et ne présentant aucune irrégularité en plan ou en élévation, aucune pénalité n'est donc appliquée au facteur de qualité $Q = 1$. Le facteur de comportement non linéaire global est fixé à $R = 2$, le silo étant considéré comme une console verticale à masses réparties. Le site d'implantation est de classe S3 et la période de vibration du mode fondamental du silo plein est $T = 0,32 \text{ s}$, ce qui donne un coefficient d'amplification dynamique du sol d'une valeur $D = 2,5$. La valeur de l'effort tranchant à la base, après calcul, est $V_b = 16.147 \text{ MN}$. La répartition de cet effort sur la hauteur est donnée en fonction de la coordonnée verticale z :

$$F(z) = V_b \frac{W(z) \cdot z}{\sum W + W_C H_B} \quad (5)$$

$$W(z) = \begin{cases} W_G(z) + W_B(z) ; z \leq H_G \\ W_B(z) ; z > H_G \end{cases} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \sum W &= \int_0^{H_B} W(z) \cdot z \, dz \\ &= (W_G + W_B) \int_0^{H_G} z \, dz + W_B \int_0^{H_G} z \, dz \\ &= 2526.8 \int_0^{H_G} z \, dz + 402 \int_0^{H_G} z \, dz \\ &= 1436459 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (7)$$

H_B : Hauteur des voiles

H_G : Hauteur des grains

W_B : Poids des voiles par unité de hauteur ($W_B = 402 \text{ KN/m}$)

W_G : Poids des grains par unité de hauteur ($W_G = 2124.8 \text{ KN/m}$)

La répartition de cet effort sur la hauteur donne un moment $M = 368530 \text{ KN.m}$. Ce moment induit un effort normal de traction maximale à la base de 1404.2 *KN/m*, qui peut être totalement repris par les barres verticales. Ces valeurs obtenues par le calcul manuel sont utilisées pour valider les résultats de la modélisation numérique du silo en utilisant la méthode des éléments finis. Le tableau 3 montre que les différences entre les valeurs calculées et les valeurs simulées sont négligeables. Elles restent dans une marge de tolérance de 2 %.

Tableau 3 : Résultats du calcul linéaire.

Table 3 : Results of the linear analysis.

Type de chargement	Modélisation	Calcul RPA	Différence
Moment (MN.m)	360.02	368.53	2.3 %
Effort tranchant (MN)	15.94	16.147	1.3 %
Effort normal (MN/ml)	1.37	1.404	2.4 %

4-Calcul non linéaire

4.1- Modélisation en sections multicouches

La section des parois est divisée en plusieurs couches de différentes épaisseurs avec différentes propriétés des matériaux constitutifs (béton et acier). Dans ce modèle, les armatures sont modélisées comme des couches d'épaisseur constante chacune et de section égale à la somme des sections de toutes les armatures qui la constituent [21]. Lors du calcul par éléments finis, on peut évaluer les contraintes dans chaque couche à travers la loi de comportement du matériau qui lui est affectée. La performance structurelle de la paroi toute entière découle directement des lois de comportement des couches et de leurs épaisseurs. Dans notre cas, la section est divisée en cinq couches : une couche de béton de 28 cm d'épaisseur, deux couches d'aciers verticales de 0.16 cm d'épaisseur équivalente à $5\text{T}20/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm , la distance de ces couches par rapport au centre de la section est de $\pm 8\text{ cm}$, et deux couches d'aciers horizontales de 0.28 cm d'épaisseur équivalente à $9\text{T}20/\text{ml}$ avec un espacement de 11 cm . Ces couches sont positionnées à la distance de $\pm 10\text{ cm}$ du centre de la section tel qu'il est montré sur la Fig 3(a). La Fig. 3(b) présente le schéma de ferrailage de 1 m de la longueur des parois du silo qui sont modélisées par des voiles en béton armé.

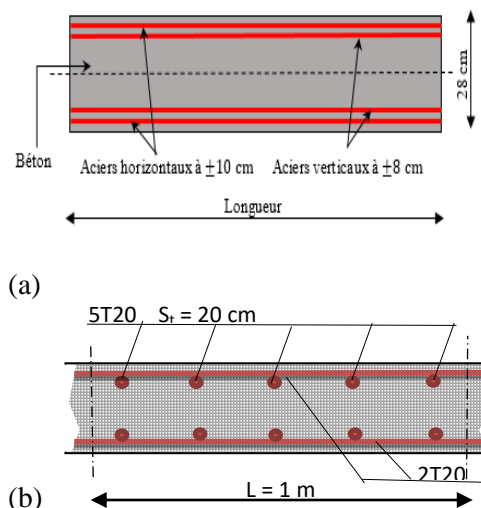


Figure 3 : (a) Schématisation du modèle multicouche utilisé pour la définition de la section des voiles, (b) Schéma de ferrailage de 1 m de la longueur des parois du silo.

Figure 3 : (a) Schematic representation of the multilayer model used for the definition of the shear walls sections, (b) Diagram of reinforcement of the 1 m length of the silo walls.

4.2- Lois de comportement du béton et de l'acier

Les lois de comportement du béton et de l'acier utilisées sont celles proposées par Mander et Park, [22]. Les courbes enveloppes de ces deux lois sont montrées sur la Fig. 4 [23]. La courbe enveloppe de la loi de Mander (Fig. 4a) est très proche du diagramme parabole-rectangle adopté par le BAEL91 [24] pour la relation contrainte-déformation du béton. Les paramètres liés à la courbe-enveloppe de compression et de traction du béton sont : la contrainte de résistance à la compression f_{bc} , la déformation due à la contrainte de compression maximale ε_{bc} , le module de Young initial E_c , la contrainte de rupture du béton f_{bcu} , la contrainte en traction f_{bt} , et l'allongement correspondant ε_{bt} .

Le modèle de Park permet de représenter le comportement uni axial des armatures de béton armé. Cette loi symétrique est bilinéaire dans le domaine des déformations variant de -10% à $+10\%$. Au-delà de cette limite, les aciers subissent un écrouissage et reprennent un peu de leur rigidité. La loi suit la courbe empirique de Park jusqu'à une

déformation de 100‰ qui représente la limite de rupture. Les paramètres liés au comportement de l'acier sont : la limite élastique f_y , la déformation due à la limite élastique ε_y , la limite de rupture f_u et la déformation correspondante ε_u avec le module tangent E_s .

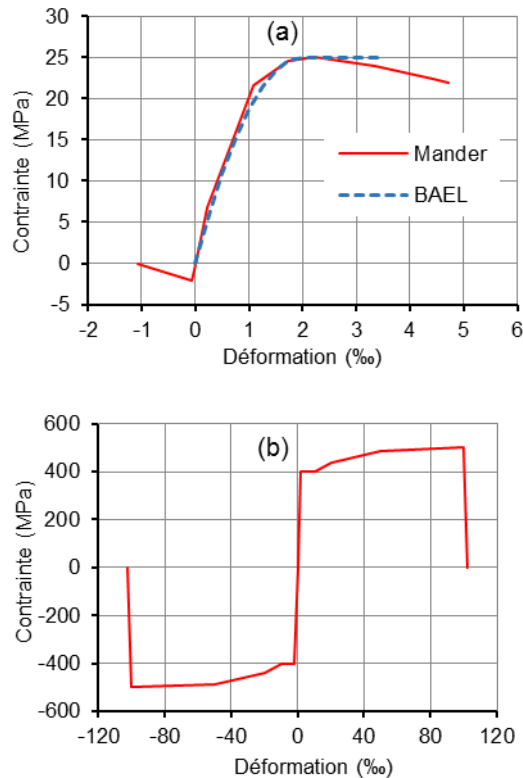


Figure 4 : Lois de comportements non linéaires utilisées pour le béton et l'acier, (a) Modèle de Mander pour le béton, (b) Modèle de Park pour l'acier.

Figure 4: Non-linear behavior laws used for concrete and steel, (a) Mander model for concrete, (b) Park model for steel.

4.3- Analyse non linéaire

L'analyse push over est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure est soumise à des charges gravitaires permanentes et à des charges latérales appliquées selon une distribution prédéfinie avec une magnitude qui augmente progressivement jusqu'à atteindre un niveau de déformation donné [12]. Les résultats de cette analyse sont souvent présentés sous forme de courbe reliant l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure. L'un

des aspects les plus critiques de la méthode push over est la sélection de la forme du chargement incrémental car cette forme est censée représenter la distribution des forces d'inertie le long de la hauteur de la structure. Pour effectuer cette analyse sur le cas des silos, il est préférable d'appliquer une accélération à la base afin de prendre en compte les effets inertiels de la masse ensilée. La valeur de cette accélération est augmentée progressivement de manière à produire une poussée statique équivalente et à obtenir une courbe de capacité du silo. Le déplacement de contrôle est défini comme la moyenne des déplacements de tous les nœuds du sommet afin de réduire les effets d'ovalisation de la section qui faussent la mesure si elle n'est prise que sur un seul nœud.

4.4- Résultats de l'analyse

La figure 5 présente la courbe de capacité obtenue suite à l'analyse push over du silo étudié. Cette courbe exprime l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement moyen au sommet et traduit le comportement global du silo analysé. Elle présente globalement trois paliers dont le premier est une droite reproduisant une relation linéaire et donc un comportement élastique. L'effort de la limite élastique correspond à 20 MN induisant un déplacement d'ensemble au sommet de 0.8 cm. Le deuxième palier, de faible pente, est constitué d'une succession de discontinuités dues aux plastifications de certains éléments du maillage et à la redistribution d'efforts sur les autres éléments sains. Ce palier s'étend jusqu'à un effort de 32 MN et un déplacement de 3 cm. Enfin, un troisième palier, à plus faible pente, montre une dégradation de la rigidité globale du silo. Les déplacements varient rapidement de 3 cm à 6 cm sous une petite augmentation de l'effort tranchant à la base de 32 MN à 37 MN. Globalement, cette courbe de capacité peut être idéalisée par une loi de comportement tri-linéaire. Au-delà d'un déplacement de 6 cm, les calculs non linéaires ne convergent plus à cause de la perte d'équilibre global de la structure. On considère donc cette valeur comme limite de rupture sous un chargement latéral monotone dû à une accélération à la base uniformément croissante. Les points limites des trois paliers correspondent aux valeurs de l'accélération à la base de : 0.23g, 0.35g, et 0.42g, respectivement. Comme précisé en fin du paragraphe 4.3, les valeurs des déplacements et

des efforts tranchants de la Fig. 5 correspondent à des niveaux d'accélération appliquées à la base. Ces points limites sont donc directement lus à partir des résultats obtenus.

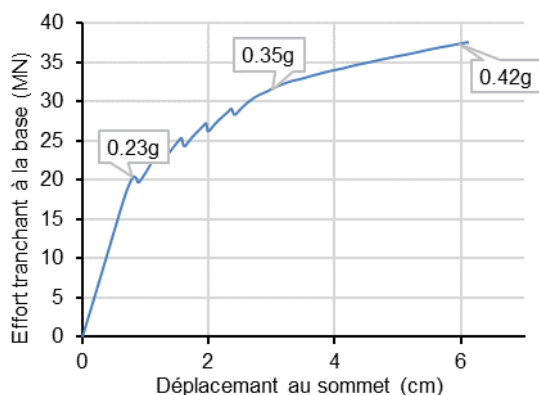


Figure 5 : Courbe de capacité du silo.

Figure 5: Capacity curve of the silo.

La figure 6 montre le déplacement du silo à l'étape qui correspond à l'accélération de calcul ($A.D = 0.375g$). D'après cette figure, on remarque une ovalisation de la section du silo. Les déplacements augmentent en s'éloignant de la base considérée fixe, reproduisant le comportement d'une poutre console accompagné de déplacement transversal. Le déplacement latéral maximal au sommet atteint la valeur de 7 cm et le déplacement transversal dû à l'ovalisation atteint 3 cm . Le déplacement latéral moyen de la section à l'extrémité libre est de 3.75 cm , ce qui correspond à un point dans le troisième palier de la courbe de capacité. La valeur de l'effort tranchant à la base obtenue par ce calcul non linéaire correspond à 33.41 MN , ce qui équivaut à $2.06 \times V_{base}$ de calcul, soit un facteur très proche du coefficient de réduction d'effort ($R = 2$) préconisé par le RPA99 [19]. La valeur du moment est $M = 645.92\text{ MN.m}$, ce qui correspond à 1.75 fois le moment de calcul. Le déplacement du calcul élastique est $U_e = 1\text{ cm}$, alors que celui obtenu par le calcul non linéaire est : $U_n = 3.75\text{ cm}$. Ces résultats montrent que la structure est calculée avec une petite marge de sécurité vis-à-vis du risque d'endommagement.

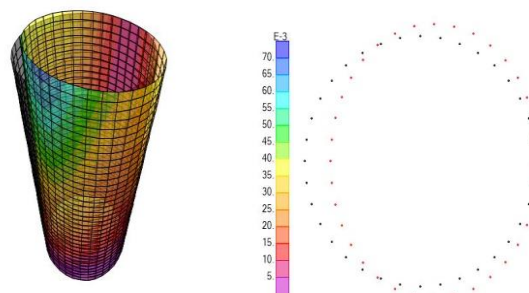


Figure 6 : Déplacement du silo à l'étape qui correspond à l'accélération de calcul.

Figure 6: Displacement of the silo at the step that corresponds to the design acceleration.

La figure 7(a) montre le diagramme contraintes-déformations des barres les plus tendues avec la position de quatre points qui représentent la limite élastique (400 MPa ; 2.11 ‰), la réponse à l'accélération de calcul ($0.375g$) qui se trouve dans la phase plastique avec une traction de 400 MPa et une déformation de 6.29 ‰ , la limite plastique (400 MPa ; 10 ‰), et le dernier point correspond à l'arrêt des calculs. Ce dernier est dans la zone d'écrouissage avec une contrainte de traction de 430.39 MPa et une déformation de 17.27 ‰ .

La figure 7(b) montre le diagramme contraintes-déformations du béton confiné avec la position de la contrainte correspondant à l'accélération de calcul (8.7 MPa ; 0.3 ‰) et celle de l'arrêt de calcul qui est de 10.1 MPa et qui correspond à une déformation de 0.38 ‰ . D'après la Fig. 7(b) les deux points sont situés en dessous de la limite élastique.

A partir de ces résultats et tel que le silo est dimensionné, on peut voir que les efforts de compression sont bien repris avec beaucoup de sécurité par le béton qui travaille en compression sans aucun risque d'écrasement. Cependant, les efforts de traction, repris uniquement par les aciers verticaux peuvent induire, sous de fortes excitations sismiques, des déformations excessives faisant entrer les barres en écrouissage. Ce comportement doit être bien maîtrisé dans les ouvrages de stockage en raison d'éventuelles pertes de résistance. Une rupture de quelques barres dans la section peut se propager rapidement à d'autres et entraîner un effet d'ouverture de section comme l'ouverture d'une fermeture éclair.

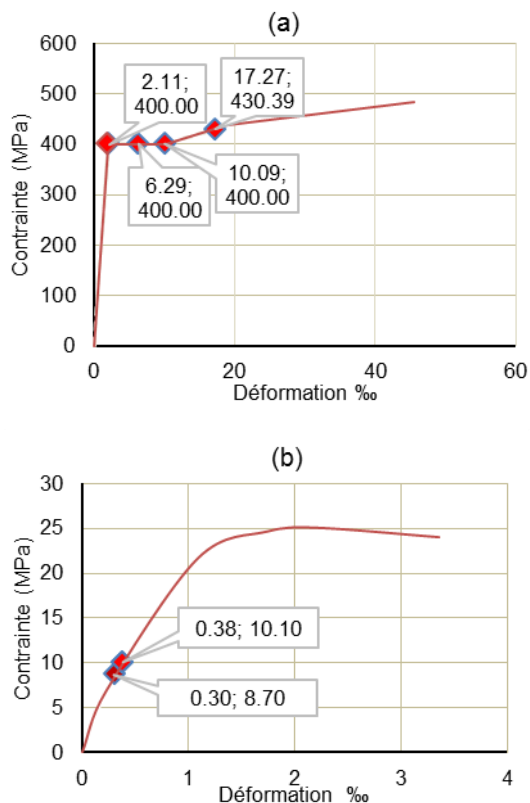


Figure 7 : Diagramme contraintes-déformations dans les parois sous accélération à la base $A = 0.375 g$, (a) couche des aciers externes, (b) couche du béton confiné.

Figure 7: Stress-strain diagram in the walls under base acceleration $A = 0.375 g$, (a) layer of external steels, (b) layer of confined concrete.

Les figures 8 et 9 montrent la répartition des contraintes dans les barres verticales et dans le béton, à la base du silo étudié, à l'étape qui correspond à l'accélération de calcul ($0.375 g$) et à l'étape qui correspond à l'effort tranchant maximal à la base ($V_{max} = 37.5 MN$), respectivement. On remarque que les barres verticales tendues et comprimées sont réparties symétriquement sur la section du silo et de même que pour les zones tendues et comprimées du béton. De plus, on

voit sur la Fig. 8 que la contrainte de traction des barres verticales tendues augmente en se rapprochant de la base du silo où elle atteint une valeur maximale de $400 MPa$. La contrainte de compression du béton augmente aussi en se rapprochant de la base où elle atteint $8.7 MPa$, valeur très en dessous des limites de rupture classique. La figure 9 montre une contrainte maximale dans les barres verticales de $430 MPa$ qui est atteinte à la base du silo et une contrainte maximale du béton à la base de $10.11 MPa$.

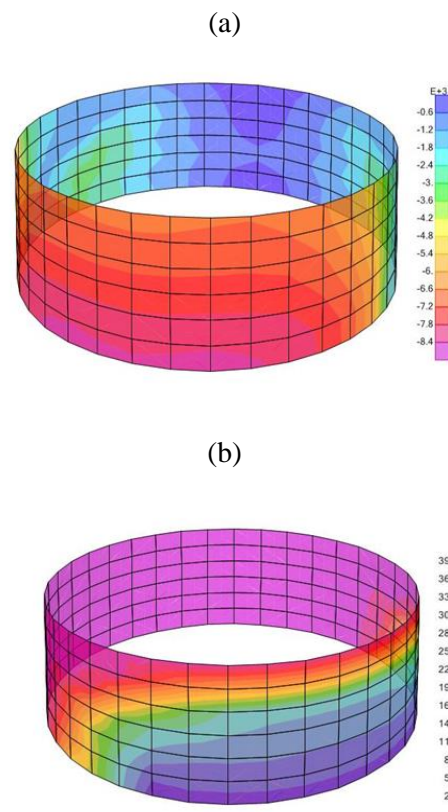


Figure 8 : Contraintes dans le béton (a) et dans l'acier (b) à l'étape qui correspond à l'accélération de calcul ($A = 0.375 g$).

Figure 8: Stresses in concrete (a) and in steel (b) at the stage, which corresponds to the design acceleration ($A = 0.375 g$).

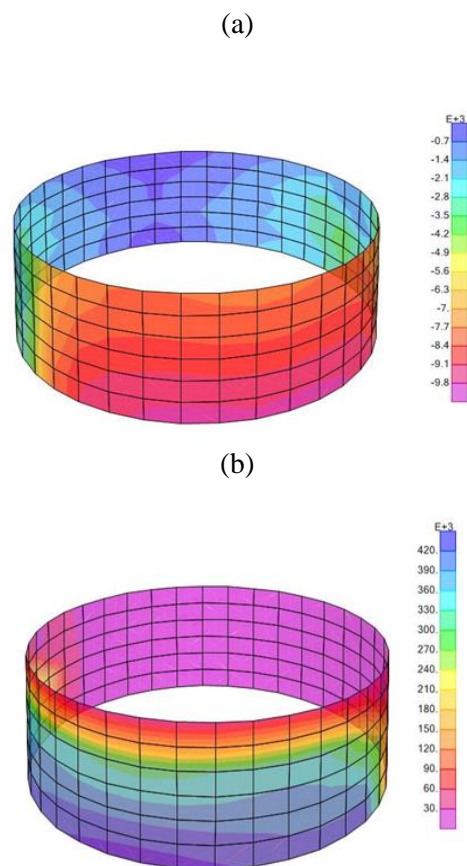


Figure 9 : Contraintes dans le béton (a) et dans l'acier (b) à l'étape qui correspond à $V_{max} = 37.5 MN (A = 0.42 g)$

Figure 9: Stresses in concrete (a) and steel (b) at the step corresponding to $V_{max} = 37.5 MN (A = 0.42 g)$

5-Conclusion

Dans ce travail nous avons analysé, en utilisant la méthode push over, le comportement non linéaire et la capacité sismique d'un silo en béton armé de grande hauteur réalisé en zone de moyenne sismicité. Un modèle numérique basé sur les éléments de type coque multicouche (Multi layer Shell Element) a été adopté pour prendre en compte le comportement non linéaire des matériaux constitutifs (acier et béton) des parois du silo. L'effet de la matière granulaire stockée a été pris en compte à travers des masses équivalentes. Le modèle numérique a été validé sur la base d'un calcul linéaire. Le silo a été calculé selon le RPA 99/version 2003 avec un coefficient de comportement de 2 et une accélération de zone de $0.15 g$. L'analyse non linéaire a montré que ce niveau d'accélération sismique a provoqué une

contrainte de compression en dessous de la limite élastique. Le risque d'écrasement du béton peut donc être facilement écarté. Par contre, ce niveau a induit une contrainte de traction des barres verticales située dans la phase plastique. Les efforts de traction induits peuvent donc engendrer des déformations importantes faisant entrer les barres en écrouissage. De plus l'analyse push over a permis de prédire les niveaux de chargements sismiques dangereux à partir desquels des dommages apparaissent. D'après les résultats obtenus, il s'est révélé que le dimensionnement et le ferrailage du silo présentent une très petite réserve de sécurité vis-à-vis du niveau d'accélération maximal que le silo peut supporter sans subir des dommages.

Références bibliographiques

- [1] Zandi, Y. and al., *Investigating the comparative analysis of cylindrical silos subjected to earthquake by analytical and numerical methods*, Trends in Applied Sciences Research, vol. 7 (6), pp. 407-420, 2012.
- [2] Livaoğlu, R. and Durmuş, Ay., *Investigation of wall flexibility effects on seismic behavior of cylindrical silos*, Structural Engineering and Mechanics, vol. 53, 2015.
- [3] American Concrete Institute (ACI 313), *Standard practice for design and construction of concrete silos and stacking tubes for storing granular materials*, 1997.
- [4] European Committee for Standardization (CEN), *Eurocode 8 : Design of structures for earthquake resistance-part 4 : Silos, tanks and pipelines*, 2003.
- [5] Nateghi, F. and Yakhchalian, M., *Seismic behavior of reinforced concrete silos considering granular material-structure interaction*, Procedia Engineering, vol. 14, pp. 3050-3058, 2011.
- [6] Hamdy, H., *Reponse the cylindrical elevated wheat storage silos to seismic loading*, Journal of Engineering, vol. 4, no. 1, pp. 42-55, 2014.
- [7] Livaoğlu, R. and Durmuş, Ay., *A simplified approximation for seismic analysis of*

silobulk material system, Bull Earthquake Engineering, 2015.

[8] Butenweg, Ch., Rosin, J. and Holler, S., *Analysis of cylindrical granular material silos under seismic excitation*, Journal Buildings, 6 July 2017.

[9] Zaoui, D. and Djermane, M., *Contribution to the seismic behaviour of steel silos: full finite-element analysis versus the Eurocode approach*, Asian Journal of Civil Engineering's, vol. 19, pp. 757-773, 2018.

[10] Kamde, T. V. and Bage, A. A., *Evaluation of RC framed building for linear and nonlinear analysis by using shear and flexural failure model*, International Journal of Technical Innovation in Modern Engineering & Science (IJTIMES), vol. 4, no. 8, pp. 2455-2585, August 2018.

[11] Krawikler, H., Procedure and construction of pushover analysis of seismic performance evaluation engineering structure, Department of Civil Engineering Stanford University U.S.A: Elsevier Science, 1998.

[12] Issam, A. et Mekki, M., *Analyse push over des portiques en béton armé à premier niveau souple par un modèle de rotule en fibres*, Journal of Applied Engineering Science & Technology, vol. 3, pp. 85-90, May 2018.

[13] Miao, Z. W. and al., *Nonlinear FE model for RC shear walls based on multilayer shell element and micro plane constitutive model*, in Computational Methods in Engineering and Science EPMESC X, Sanya, Hainan, China, Aug. 21-23, 2006.

[14] Imai, T. and Koike, T., *Seismic performance of arc-welded steel pipes for water lifelines*, in 15 WCEE, Lisboa, Portugal, 2012.

[15] Xiaolei, H. Han and al., *Numerical Analysis of Cyclic Loading Test of Shear Walls based on Open SEES*, in The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, October 12-17, 2008.

[16] Jun, D., *Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Shear Wall Using Fiber*

Elements, in Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2014, Porto, Portugal, 30 June - 2 July 2014.

[17] Yılmaz, M. and Celep, Z., *Numerical Modeling of Slender RC Shear Walls Subjected to Monotonic and Cyclic Loadings*, International Journal of Sciences: Basic and Applied Research (IJSBAR), vol. 13 (2), pp. 147-157, 2014.

[18] Hemsas, M., *Modélisation par macroéléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique*, thèse de doctorat, École doctorale des sciences pour l'ingénieur, Université Bordeaux 1, 15 avril 2010

[19] DTR BC 2.48, RPA99 / Version 2003, Règles Parasismiques Algériennes, 1999.

[20] Eurocode 1, Basis of design and actions on structures - Part 4 : Actions in silos and tanks, EN 1991-4, 2006

[21] Fahjan, Y. M., Kubin, J. and Tan, M. T., *Non lineaire analysis methods for reinforced concrete buildings with shear walls*, in 14th European Conference on Earthquake Engineering (14ECEE), Ohrid, Republic of Macedonia, August 30-September 03, 2010.

[22] Benkhellat, S. et Kassous, L., *La performance sismique des structures auto-stables en béton armé*, Projet de Fin d'Etude, Université Abderrahmane Mira, Bejaia, 2017.

[23] Bouziane, A. et al., *Comportement non linéaire et capacité sismique des voiles de contreventement en béton armé*, Algérie Equipement, pp. 46-54, Décembre 2015.

[24] BAEL91, Règles techniques de conception des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites, 1992.

MODAL BEHAVIOR OF “MULTI-ARCH DAM”- “ROCK FOUNDATION” SYSTEM

COMPORTEMENT MODALE DU SYSTÈME “BARRAGE MULTI-VOÛTE”- “ FONDATION ROCHEUSE ”

Réception : 02/09/2020

Acceptation : 08/11/2020

Publication : 02/01/2021

TAHAR BERRABAH Amina¹, KRENICH Nasreddine²¹Senior lecturer, Belhadj Bouchaib Ain Témouchent University Center, a.taharberrabah@gmail.com²Doctoral student, Belhadj Bouchaib Ain Témouchent University Center, krenich.nasreddine1988@gmail.com

Abstract

In this paper, modal response of multi-arch concrete dam taking into account dam-foundation interaction effect are determined using the finite elements commercial packages ANSYS. The dam geometry is inspired from El-Mefrouch multi-arch dam situated at Tlemcen, Algeria.

Three approaches are used to model “dam-rock foundation” interaction phenomenon. The first approach is the “fixed support” model, the second is the “mass less rock-foundation” model and the third one is the “mass rock-foundation” model.

Comparison between results of different models was made to understand the effect of rock-foundation modeling on the dynamic characteristics (Modal behavior) of the dam-rock foundation system.

Keywords: Arch dam, Dam-Rock Foundation-Interaction, Modal Behavior

Résumé

Dans cet article, les réponses modales d'un barrage multi-voûte prenant en compte l'effet d'interaction barrage-fondation sont déterminées en utilisant le code en éléments finis ANSYS. La géométrie du barrage est inspirée du barrage à voûtes multiples d'El-Mefrouch situé à Tlemcen, en Algérie.

Trois approches sont utilisées pour modéliser le phénomène d'interaction "barrage-fondation". La première approche est le modèle à "base fixe", la deuxième est le modèle de "barrage avec fondation tenant en compte sa masse" et la troisième est le modèle de " barrage avec fondation sans tenir en compte sa masse".

La comparaison entre les résultats des différents modèles a permis de comprendre l'effet de la modélisation de la fondation rocheuse sur les caractéristiques dynamiques (comportement modal) du système barrage-fondation.

Mots-clés : Barrage-voûte, Interaction Barrage-fondation, Comportement modal

1-Introduction

Analysis of dam-reservoir systems is one of the main topics in earthquake engineering. Numerous researches were carried out on the dam-foundation interaction problem by many researchers Refs. [1-7].

Numerical procedures, which include the interaction between several domains having

different properties: concrete dam, foundation rock, water, bottom sediments and bank of the reservoir, have been developed using the finite element method, the boundary element method and various combinations of both methods Refs. [8-11].

In the literature, there are four different modeling of the foundation soil: the standard rigid-base model, the massless-foundation model, the deconvolved-base-rock model, and

the free-field dam-foundation interface model Ref. [12]. In the massless foundation model, absence of mass makes the foundation rock as a spring, i.e., only the flexibility of the foundation rock is taken into account.

As part of the comprehensive study undertaken on the dynamic response of multi-arch concrete dam where the geometry is inspired from El-Mefrouch multi-arch dam situated at Tlemcen, Algeria, in this paper, the influence of rock-foundation on the modal behavior of the dam is investigated.

Following this section, the 3D multi-arch dam with fixed base support and the 3D multi-arch dam with rock-foundation finite element models are presented in section 2. In Section 3, some related quantities used in results representation are explained. In section 4 and section 5, results of different studied finite element models are extracted, discussed, and compared. Conclusions are offered in the last section of the paper.

2-Dam–foundation rock finite element models

El Mefrouch dam is situated at Tlemcen, Algeria, it is a concrete multi-arch dam (Fig. 1) Ref. [13]. The dam geometry is defined in Tab.1. It is important to note that characteristics presented in Tab. 1 are given from El Mefrouch dam technical sheet.

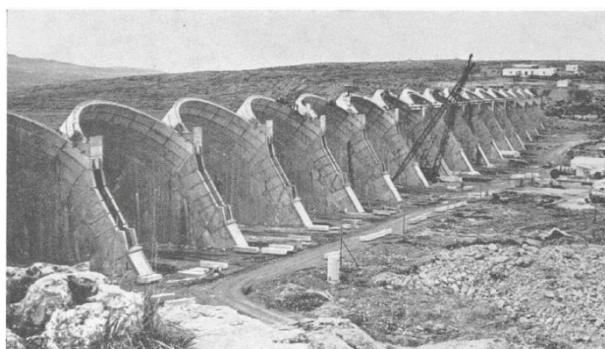


Figure 1: El Mefrouch multi-arch dam

Figure 1: Le barrage multi-voûte d'El Mefrouch

Table 1: El Mefrouch multi-arch concrete dam geometry

Tableau 1 : Géométrie du barrage multi-voûte d'El Mefrouch

Maximum height above the lowest point of the foundation	35 m
Crest width	2,30 m
Crest length	531 m
Butter thickness	2,50 m
Arch number	17
Arch thickness	0,80 m
Upstream facing slope	0,80
Downstream facing slope	0,5665

To investigate the effects of rock foundation-dam interaction on the modal response of the multi arch dam object of the study, the following analyses are performed using the finite element commercial package, ANSYS:

- (1) Linear modal analysis of dam without rock foundation so without rock foundation-dam interaction effect, which means that the rock is infinitely rigid, and hence its modulus of elasticity is infinite and the dam base is clamped. The model exhibit 55819 quadratic solid elements (SOLID185) and 19619 nodes
- (2) Linear modal analysis of the rock foundation-dam system rock foundation-dam system is investigated using two 3D finite element models. The first model is the “massless rock foundation-Dam” model, represents the dam and the adjacent soil but the rock foundation mass is neglected. The foundation rock is clamped at its base, the second model is “mass rock foundation-Dam” model is similar to the first one except that the mass of the rock is taken into account. The two models exhibit 178047 quadratic solid elements (SOLID185) and 43108 nodes.

The length and width of the foundation soil, along the global X, Y and Z-axis, respectively, are taken to be 200 m. These sizes are sufficiently large so that the applied boundary conditions do not affect the modal responses of the dam. The size of 200 m is more than to 2.5 times the dam's height. Taking the factor of 2.5 is a common practice to assure a good representation of the foundation rock, see for instance Refs. [10, 14, 15].

The material properties for both the concrete multi-arch dam and rock foundation are given in Tab. 2. A governmental organism in charge of the dam study provides these characteristics. Table 2 summarizes material properties of the multi-arch dam and the rock foundation. A governmental organism in charge of the dam study provides these characteristics.

Table 2: Material properties of the multi-arch dam and its rock foundation

Tableau 2 : Caractéristiques des matériaux du barrage multi-voûte et de sa fondation

Material	Young's Modulus (N/m ²)	Poisson's ratio	Density (kg/m ³)
Concrete dam	28.5e+09	0.2	2500
Foundation soil	6.22e+09	0.25	2100

Mapped meshing is chosen for this study Ref. [16]. The fineness of the mesh has been determined after doing a convergence analysis in the study of both static and modal responses. To study convergence analysis, three meshing cases using SOLID185 have been proposed for the case of dam with fixed support; meshing 1 which correspond to a coarse meshing at 100%, meshing 2 which correspond to a meshing refined at 2% and meshing 3 which correspond to a refined meshing at 100%. Table 3 summarizes the first ten frequencies for the three meshing cases chosen.

Table 3: the first ten frequencies for the three meshing cases chosen

Tableau 3 : Les dix premières fréquences pour les trois cas de maillage choisis

Mode	Mesh 1	Mesh 2	Mesh 3
1	2,12112	2,42329	2,42330
2	2,15208	2,45159	2,45159
3	2,27013	2,67042	2,67043
4	2,55123	2,67745	2,67745
5	2,59008	2,72505	2,72507
6	2,63445	2,74455	2,74465
7	2,69665	2,77949	2,77959
8	2,71111	2,81788	2,81708
9	3,11567	3,42669	3,42659
10	3,26798	3,59169	3,59179

It is clear from Tab. 3 that the results for the case of meshing 2 and meshing 3 are practically the same. Table 4 summarizes the maximum static displacement at the dam crest for the three meshing cases.

Table 4: Maximum dam crest static displacements for the three meshing cases

Tableau 4: Les déplacements maximum en crête du barrage pour les trois cas de maillage.

Meshing case	Meshing 1	Meshing 2	Meshing 3
Maximum crest displacement (m)	0.358E-1	0.4212E-1	0.4212E-1

From Tab. 3 et Tab.4 it is clear that the case of meshing 2 and meshing 3 give practically the same results in term of frequencies and maximum crest static displacement respectively, for these reason the meshing case "meshing 2" is chosen for this study in order to save both computing time and memory space. It is important to note that the same principle of choice of mesh fineness was applied for the dam with foundation rock.

Figure 2 sketches the dam with mapped meshing 2 chosen in this study.

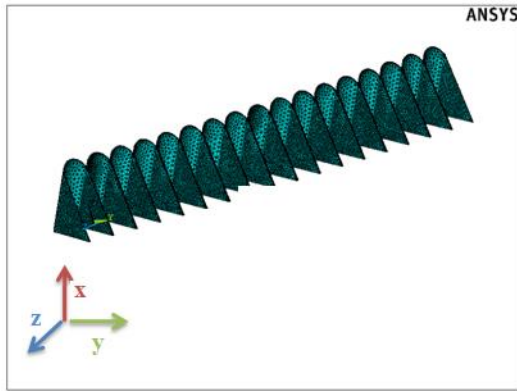


Figure 2: Finite element model of multi-arch dam with fixed support base (meshing case 2)

Figure 2: Modèle en élément finis du barrage multi-voûte à base encastree (maillage cas 2)

3-Definition of some parameters used in the modal analysis and given by Ansys code

3.1- Participation factor

The participation factor for a given excitation is given as :

$$P_{fi} = \{\phi\}_i^T [M] \{D\} \quad (1)$$

Where:

P_{fi} : Participation factor for the i^{th} mode.

$\{D\}$: vector describing the excitation direction

$\{\phi\}_i$: Normalized Eigenvector

$\{\phi\}_i^T$: Normalized Eigenvector transpose.

3.2- Effective mass

The effective mass in a given direction is defined by:

$$M_{ei} = \frac{P_{fi}^2}{\{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_i} \quad (2)$$

M_{ei} : The effective mass for the i^{th} mode

With :

$$\{\phi\}_i^T [M] \{\phi\}_i = 1 \quad (3)$$

It is important to note that in ANSYS code the frequencies are normalized by default with respect to the mass but it is also possible to normalize it with respect to the unity.

3.3-Ratio

The ratio is defined as :

$$Ratio = \frac{P_{fi}}{P_{fi \max}} \quad (4)$$

$P_{fi \max}$: The maximal participation factor.

4-Modal Analysis Results of multi-arch dam with fixed support

This section covers modal responses Refs. [17 &18] of the dam object of this study without taking into account rock foundation-dam interaction phenomenon. The modal responses are calculated using the Block Lanczos method Ref. [16]. Reported quantities are the first natural mode frequencies and the corresponding Frequency, period, participation factor P_{fi} , its ratio to the maximum participation factor, Ratio and effective mass, M_{ei} .

It is important to note that Ansys finite element code gives modal results in x, y and z direction. For the present studied model, x axis corresponds to the vertical direction however y axis corresponds to the upstream-downstream sens (Fig.2 and Fig.3). Table 5, Tab. 6 and Tab. 7 list these quantities for the multi-arch dam alone (multi-arch dam clamped at its base) in x, y and z direction respectively.

Table 5: First ten frequencies in x direction for the case of multi-arch dam with fixed support**Tableau 5:** Les premières dix fréquences suivant la direction x pour le cas du barrage multi-voûte à base fixe

Mode Number	Frequency (Hz)	Période (second)	Participation factor (Pfi)	Ratio	Effective Mass (Mei) (kg)
1	2,423	0,412	325,29	0,129	105813
2	2,451	0,407	-272,75	0,108	74390,3
3	2,670	0,374	20,28	0,008	411,29
4	2,677	0,373	51,658	0,020	2668,52
5	2,725	0,366	34,846	0,013	1214,24
6	2,744	0,364	39,446	0,015	1555,97
7	2,779	0,359	53,368	0,021	2848,13
8	2,817	0,354	19,253	0,007	370,683
9	3,426	0,291	1193,1	0,473	1,42E+06
10	3,591	0,278	1219,3	0,483	1,49E+06

Table 6: First ten frequencies in y direction for the case of multi-arch dam with fixed support**Tableau 6:** Les premières dix fréquences suivant la direction y pour le cas du barrage multi-voûte à base fixe

Mode Number	Frequency (Hz)	Période (second)	Participation factor (Pfi)	Ratio	Effective Mass (Mei) (kg)
1	2,423	0,412	1082,3	0,417	1,17E+06
2	2,451	0,407	1119,9	0,432	1,25E+06
3	2,670	0,374	1076,2	0,415	1,16E+06
4	2,677	0,373	1088,8	0,420	1,19E+06
5	2,725	0,366	1077,9	0,416	1,16E+06
6	2,744	0,364	1084,8	0,418	1,18E+06
7	2,779	0,359	1056,5	0,407	1,12E+06
8	2,817	0,354	1052,1	0,406	1,11E+06
9	3,426	0,291	92,54	0,035	8563,68
10	3,591	0,278	347,77	0,134	120942

Table 7: First ten frequencies in z direction for the case of multi-arch dam with fixed support**Tableau 7:** Les premières dix fréquences suivant la direction z pour le cas du barrage multi-voûte à base fixe

Mode Number	Frequency (Hz)	Période (second)	Participation factor (Pfi)	Ratio	Effective Mass (Mei) (kg)
1	2,423	0,412	264,4	0,101	69909,2
2	2,451	0,407	-214,16	0,082	45865,1
3	2,670	0,374	17,315	0,007	299,825
4	2,677	0,373	49,985	0,019	2498,48
5	2,725	0,366	28,322	0,011	802,155
6	2,744	0,364	52,81	0,020	2788,91
7	2,779	0,359	46,815	0,018	2191,6
8	2,817	0,354	38,077	0,014	1449,83
9	3,426	0,291	737,82	0,282	544374
10	3,591	0,278	675,74	0,258	456624

Examining the above modes presented in Tab.5, Tab. 6 and Tab. 7 and their related quantities, it is clear that the multi-arch dam object of the present study is more sensitive in “y” direction compared to the two other directions. The related quantities (Pfi, Ratio, Mei), for example the effective masse taken by each mode is more pronounced in y direction than in the two other directions, which is obvious because this is the direction characterized by weak inertia.

Also, it can be notice that these related quantities are also much important in x direction than in z direction, these can be explained by the fact that in z direction (vertical direction) the multi-arch dam resist by its one weight which make it more stable via deformations.

Figure 3 plots the effect of analysis directions on natural mode frequency ratio of the dam with fixed support. Knowing that a Ratio value of one (unit) corresponds to the fundamental mode. The fundamental mode is defined as the mode that takes the maximum mass of the system.

The fundamental mode is a very important dynamic characteristic which must be taken seriously to avoid resonance phenomenon.

Figure 3 shows shift of fundamental mode passing from x-axis to y axis to the z one for the case of dam with fixed support. In x direction the fundamental mode is the mode number 15 (with frequency value equal to 4,103 Hz) however in y and z direction the fundamental mode is number 30 (with frequency value equal to 8,258Hz) and 76 (with frequency value equal to 19,5759 Hz) respectively.

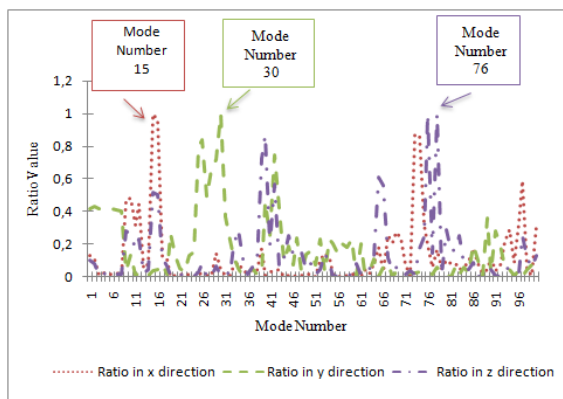


Figure 3: Effect of analysis direction on natural mode frequency ratio value of the dam with fixed support

Figure 3: Effet de la direction d'analyse sur la valeur du rapport de fréquence de mode propre pour le cas du barrage à base fixe

It is also to note that from Fig.3, for the case of dam with fixed base support the margin of shift of fundamental mode with respect to three direction axes is remarkable.

5-Modal Analysis Results of multi-arch dam with rock foundation base

In the following section; we are interested on results in y direction which is the direction characterized by the low inertia value.

5.1-Dam with massless rock foundation

Figure 4 plots the effect of analysis direction on the ratio value of natural frequencies and shows the shift of the fundamental mode passing from one axis to other.

Figure 4 shows shift of fundamental mode passing from one axe to other for the case of dam with massless rock foundation. In x direction the fundamental mode is the mode number 49 (with frequency value equal to 22,3961Hz) however in y and z direction the fundamental mode is number 17 (with frequency value equal to 11,6072Hz) and 9 (with frequency value equal to 10,1541Hz) respectively.

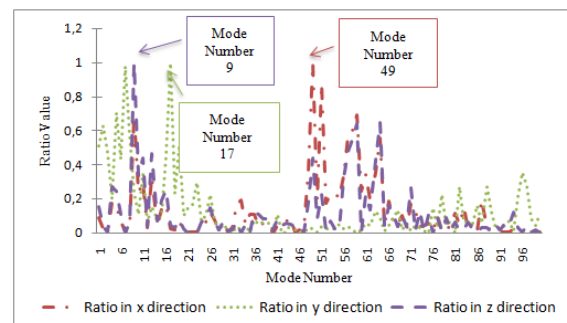


Figure 4: Effect of analysis direction on natural mode frequency ratio value of the dam with massless rock foundation

Figure 4 : Effet de la direction d'analyse sur la valeur du rapport de fréquence de mode propre pour le cas du barrage avec fondation sans masse

It is important to note that from Fig.4, for the case of dam massless rock foundation the margin of shift of fundamental mode with respect to three direction axis is less remarkable compared with the case of dam with fixed support base. This is can be explained by the fact that adding rock to dam model make the system more flexible, although in this case (dam with massless rock foundation), le rock foundation participates in the all system behavior only by its stiffness because its mass is neglected and consequently its inertia effect is absent.

5.2-Dam with mass rock foundation

As Fig. 3 and Fig. 4, Fig. 5 plots the effect of analysis direction on the ratio value of natural frequencies and shows the shift of the fundamental mode passing from one axis to other but for the case of multi-arch dam with mass rock foundation. The shift of fundamental mode passing from one axe to other is also presented in Fig.5. In x direction the fundamental mode is the mode number 4 (with frequency value equal to 2,652 Hz) however in y and z direction the fundamental mode is number 1 (with frequency value equal to 2,3211Hz) and 3 (with frequency value equal to 2,58841Hz) respectively

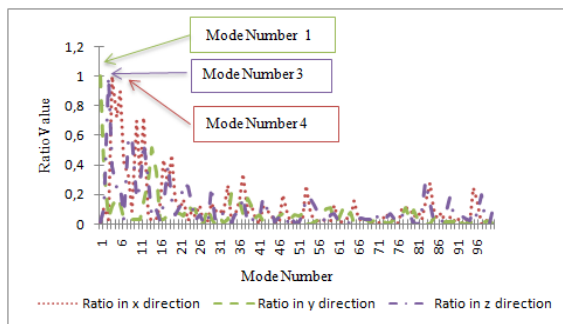


Figure 5: Effect of analysis direction on natural mode frequency ratio of the dam with mass rock foundation

Figure5: Effet de la direction d'analyse sur la valeur du rapport de fréquence de mode propre pour le cas du barrage avec fondation en tenant compte de sa masse

However, from Fig. 5, for the case of dam with mass rock foundation the margin of shift of fundamental mode with respect to three direction axes is negligible compared with that for both cases of dam with fixed support base and dam with massless rock foundation model. In this case the rock foundation participates in the all system behavior by its stiffness and by its inertia since the rock mass is taken into account. So, the system dam-rock foundation works uniformly in the three directions.

5.3-Multi-arch dam-rock foundation interaction effect on the modal behavior of the model

Figure 6 shows the effect of rock-foundation interaction phenomenon on the modal behavior of the multi-arch dam. It is important to note that three cases are studied; dam with fixed support which means without rock-foundation interaction effect, dam with foundation rock but neglecting its mass which means neglecting the inertial component of the interaction phenomenon and finally dam with foundation rock taking into account its mass which means taking into account the two interaction components the inertial and the kinematic one. Table 6 summarizes the first thirty frequencies for the three studied cases in y direction since it is downstream-upstream direction.

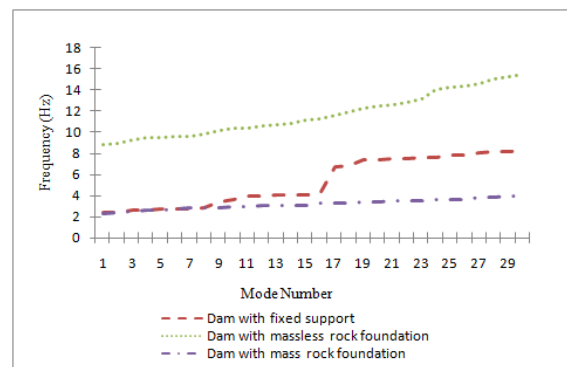


Figure 6 : Effect of multi-arch dam –rock foundation interaction phenomenon on the modal behavior of the system

Figure 6 : Effet de phénomène d'interaction barrage multi voûte-fondation sur la réponse modale du système

Table 6: The first thirty frequencies of the studied dam for the three studied cases

Tableau 6: Les premières trente fréquences du barrage étudié pour les trois cas d'étude

Mode Number	Dam with fixed support	Dam with massless rock foundation	Dam with mass rock foundation
1	2,42329	8,87422	2,3211
2	2,45159	8,99725	2,46758
3	2,67042	9,28035	2,58841
4	2,67745	9,53801	2,65258
5	2,72505	9,57461	2,67903
6	2,74455	9,6109	2,74214
7	2,77949	9,64105	2,84013
8	2,81788	9,83492	2,88282
9	3,42669	10,1541	2,91919
10	3,59169	10,4107	2,93188
11	3,97993	10,4671	3,00763
12	3,99899	10,5942	3,05284
13	4,02189	10,7331	3,10894
14	4,04312	10,9096	3,11703
15	4,103	11,1469	3,14104
16	4,16221	11,322	3,27994
17	6,76022	11,6072	3,32231
18	6,80256	11,91	3,36425
19	7,37438	12,3079	3,39918
20	7,39683	12,4998	3,41424
21	7,47603	12,6715	3,48675
22	7,49117	12,7937	3,50263
23	7,55379	13,1193	3,54312
24	7,64547	14,0596	3,61073
25	7,76689	14,2472	3,61733
26	7,82523	14,366	3,65283
27	8,00906	14,5765	3,80732
28	8,1694	14,9902	3,88051
29	8,19183	15,214	3,93389
30	8,25884	15,4823	3,97074

It's clear from Fig. 6 that taking into account the foundation rock decreases the system frequencies furthermore if the foundation rock is modelized as mass rock foundation. The same results are found for Brezina concrete arch dam Ref. [14] and for Oued that dam Ref. [19]. Adding foundation soil to the structure returns the system more flexible and increases its mass and consequently its period increase.

According to Tab. 6 and Fig. 7, it can be noted that rock foundation modeling change not only frequencies values but also the positioning of the fundamental mode (remembering that the fundamental mode is the mode which takes the maximum of mass). For the fixed support case, the fundamental mode is the mode number thirteen (30), if the foundation rock is added without taking into account its mass the fundamental mode shifts to the mode number seventeen (17) and to mode number one (1) if the foundation rock mass is taken into account.

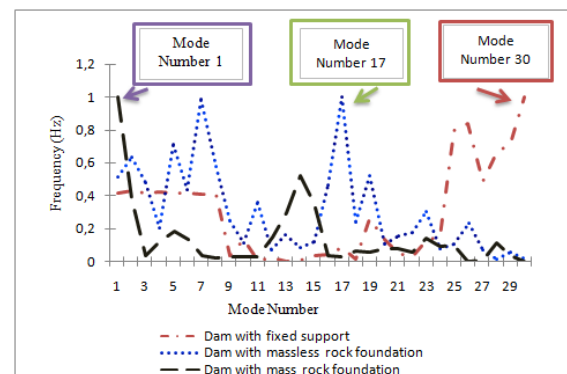


Figure 7: Effect of multi-arch –rock foundation interaction phenomenon on the natural system frequencies modes

Figure7 : Effet du phénomène d'interaction barrage multi-voûte /fondation sur les fréquences propres du système.

Results are in perfect agreement with those of El Bayadh dam Ref. [14] and Oued Taht dam Ref. [19].

6- Conclusion

In the present article, a multi-arch dam is modeled using finite element code Ansys, to understand its modal behavior taking into account its interaction with the rock-foundation domain.

Modal Analysis allows concluding what follows:

- 1) Ansys is a good finite elements code for Dam-rock interaction modeling, it gives the modal behavior of the system in three directions (x, y and z);
- 2) The system modal behavior is different for the three directions; this is due to the difference of inertia in the three directions.
- 3) Rock foundation – dam interaction modeling change the dam frequency, knowing that the frequency is a dynamic characteristic to take into account for different analyses kinds (spectrum analysis, transient analysis....)
- 4) Rock foundation modeling change not only frequencies values but also the positioning of the fundamental mode (knowing that the fundamental mode is the mode which takes the maximum of mass)

References

- [1] Ouzandja D., et al., *Three-dimensional nonlinear seismic response of Oued Fodda concrete gravity dam considering contact elements at dam-reservoir interaction interface*. Asian journal of civil engineering (bhrc) vol. 18, no. 6, pages 977-992, 2017
- [2] Kalyan K., Damodar M., *Transient Response of Concrete Gravity Dam Considering Dam-Reservoir-Foundation Interaction*. Journal of Earthquake Engineering. Vol. 22- Issue 2, 2018
- [3] Saleh S., Madabhushi S.P.G., *Response of concrete dams on rigid and soil foundations under earthquake loading*, Earthquake Tsunami, No. 3, 4251-68, 2010
- [4] Lebon G., et al., *3D rock-dam seismic interaction*, Dam Engineering, No. 2, 21101-30, 2010
- [5] Saouma V., et al., *A simplified 3D model for soil-structure interaction with radiation damping and free field input*, Bulletin of Earthquake Engineering, No. 5, 91387-402, 2011
- [6] Burman A., et al., *Coupled gravity dam-foundation analysis using a simplified direct method of soil-structure interaction*, Soil Dynamic Earthquake Engineering, No. 1, 34 pp 62-68 2012
- [7] Hariri-Ardebili M.A., *Impact of foundation nonlinearity on the crack propagation of high concrete dams*, Soil Mechanics and Foundation Engineering, No. 2, 5172-82, 2014.
- [8] Lois's P., *Analysis Of Natural Frequencies And Modes Of Vibration Involving Interaction Dam-Reservoir foundation For Concrete Gravity*, Earthquake Thessalo Niki Engineering, June 2018.
- [9] Arnkjell Løkke, Anil K. Chopra, *Direct-Finite-Element Method for Nonlinear Earthquake Analysis of Concrete Dams Including Dam-Water-Foundation Rock Interaction*. PEER Report No. 2019/02 Pacific Earthquake Engineering Research Center Headquarters at the University of California, Berkeley, 2019.
- [10] Tahar Berrabah A. , *Dynamic Soil-Fluid-Structure Interaction Applied For Concrete Dam*, Doctorat Thesis, Tlemcen University, Algeria, 2013
- [11] Bayraktar A. et al., *Influence of base-rock characteristics on the stochastic dynamic response of dam-reservoir-foundation systems*. Engineering Structures; 27(10), 1498-1508, 2005.
- [12] Leger P., Boughoufalah M., *Earthquake input mechanisms for time domain analysis of dam foundation systems*, Engineering Structures, No. 1, 1137-46, 1989.



[13]. Panchaud. F., Stucky. A., *Application de la préfabrication à la construction d'un barrage à voûtes multiples: le barrage du Mefrouch, en Algérie*, Bulletin technique de la Suisse romande, Band (Jahr): 94 .1968

[14] Tahar Berrabah A. et al., *Three-dimensional modal analysis of a concrete arch dam*. Earth Science Research., ISSN 1927-0542, 2012.

[15] Tahar Berrabah A. et al., *Fluid–structure interaction of Brezina arch dam: 3D modal analysis*. Engineering Structures 84 19–28, 2015.

[16] ANSYS, *ANSYS User's Manual*, ANSYS Theory Manual. Version 15, 2005

[17] Ouzandja D. et al., *empirical formulas for computation of fundamental periods of soil-structure systems: validation and parametric study*, Algérie Equipement, issn : 1111-5211, n° 61 : 19-25, 2019

[18] Djamel Ouzandja, et al., *dynamic behavior analysis of concrete gravity dams*, Algérie Equipement, ISSN : 1111-5211, N° 58, Janvier 2018

[19] Krenich Nasreddine et al, *Interaction dynamique sol-fluide-structure appliqué au barrage Oued That (tenant en compte l'effet membrane)*, MATEC Web of conferences 149, 02037, 2018.



COST MINIMIZATION OF POST-TENSIONED CONCRETE BEAMS USING EUROCODE 2-EC2

MINIMISATION DES COÛTS DES POUTRES EN BÉTON PRÉCONTRAIT PAR POST-TENSION SELON EUROCODE 2-EC2

Réception : 13/05/2020

Acceptation : 09/09/2020

Publication : 02/01/2021

FEDGHOUCHE Ferhat, Pr.

Laboratoire des Travaux Publics Ingénierie de Transport et Environnement (LTPiTE),
Département Infrastructures de Base (DIB),
École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP),
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)21 28 87 61;Fax: +213(0) 21 28 87 61

Abstract - In this paper, a model to calculate the optimum cost design of post-tensioned ordinary and high strength concrete T-beams is presented. The objective function comprises the costs of prestressed concrete, prestressing force and formwork. The constraint functions are set to meet the design requirements of Eurocode 2 (EC2). Several limit states are considered, including permissible tensile and compressive stresses at both transfer and service stages, prestressing force, ultimate flexural strength, ultimate shear strength and deflection limit, as well as the general rules of structural fire design. The cost optimization is developed through the use of the Generalized Reduced Gradient (GRG). Two examples have been included in order to illustrate the applicability of the proposed approach and solution methodology. The optimized results are compared to traditional design solutions to evaluate the performance of the developed cost model. It is shown; among others that, optimal solutions achieved using the present model can lead to substantial savings in the amount of construction materials to be used. In addition, the proposed approach is practically simple, reliable and computationally effective compared to classical designs procedures used by designers and engineers.

Keywords : Cost minimization design; Nonlinear optimization; Post-tensioned concrete beams; Eurocode2 (EC2); Fire resistance; Solver.

Résumé - Cet article présente la conception à coût minimal des poutres en T précontraintes par post-tension en béton ordinaire et en béton à haute résistance selon Eurocode 2. La fonction objective comprend le coût du béton, le coût de la force de précontrainte et le coût du coffrage. Les fonctions de contrainte sont définies pour satisfaire les exigences de conception de l'Eurocode 2 (EC2). Plusieurs états limites sont pris en compte, y compris les contraintes de traction et de compression admissibles en phases provisoires et de service, la force de précontrainte, la résistance ultime à la flexion, la résistance ultime au cisaillement et la flèche limite, ainsi que les règles générales de conception structurelle du feu. L'optimisation des coûts est développée grâce à l'utilisation du Gradient Réduit Généralisé (GRG). Deux exemples ont été inclus afin d'illustrer l'applicabilité de l'approche proposée et de la méthodologie développée. Les résultats optimisés sont comparés aux solutions de conception traditionnelles pour évaluer les performances du modèle de coût développé. Il est montré entre autres que les solutions optimales obtenues, en utilisant le modèle proposé, peuvent entraîner des économies substantielles dans les quantités de matériaux de construction mis en œuvre. De plus, l'approche proposée est pratiquement simple, fiable et efficace sur le plan des calculs par rapport aux procédures de conception classiques utilisées par les concepteurs et les ingénieurs.

Mots-clés : Conception à coût minimal; Optimisation non-linéaire; Poutres en béton par post-tension; Eurocode 2 (EC2); Résistance au feu ; Solveur.

1. Introduction

Structural designers have traditionally the task to develop designs that provide 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 decision making based on experience and intuition. The design of the structures both buildings and bridges is often mostly governed by cost rather than by weight considerations. A better design is achieved if an appropriate cost or objective function can be reduced. Safe and economical design of concrete structures can be achieved more by deciding on proper choices for the construction site, a practical overall layout of the structure and its resistant system, careful attention to construction detailing and sound construction practice.

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 [1,2,3].

Structural elements with T-shaped sections are frequently used in industrial construction. They are used for repeated and large structures, because they are cost effective when using optimum cost design model which is of great value to practicing designers and engineers. One of the great advantages of T-beams sections is the economy of the amount of steel needed for reinforcement. Savings in material weight are very important due to elevation and transportation costs. The use of prestressing reduces significantly the weight of the structures since it reduces the amount of concrete. The prestressed post-tensioned T-beam system are frequently used in engineering practice and typically used in public works construction. In most construction sites, the concrete is post-tensioned. Post-tensioning is also used in segmental construction of large-span bridge girders. They are widely used for short span 20 m to medium span 40 m due to its moderate self-weight, structural efficiency, ease of fabrication, fast construction low maintenance, durability and aesthetic. A large

number of papers have been published in recent years for optimal design of one beam simply supported pre-or-post-tensioned fully or partially prestressed normal-strength concrete (NSC) or high strength concrete (HSC). Barakat and al. [4] developed a general approach to the single objective reliability-based optimum (SORBO) design of prestressed beams (PCB) and solved by integrating PCB design and reliability analysis computer programs with an automated design optimization package using the feasible direction method. The proposed SORBO formulation provides a confidence range of the reliability-based optimum designs which lead to cost effective products. Sirca and Adeli [5] presented the total cost optimization of precast prestressed concrete I-beam bridge systems. The problem is formulated as a mixed integer-discrete nonlinear programming problem and solved using the robust neural dynamics model. The excellent convergence of the solution and the robustness of the proposed model are the main advantages and this model may be easily expanded to include other prestressed concrete beams types. Aydin and Ayvaz [6] optimized the cost of a prestressed concrete I-beam bridge superstructure by using a genetic algorithm. It is concluded that GA software can be used to efficiently optimize the shape and the topology of prestressed concrete bridge girders. Hernandez et al. [7] wrote software in order to produce the optimum layout of prestressing tendons in concrete beams. The software VTOP contains the necessary capabilities for daily applications and possesses, a user friendly graphical interface which helps in introducing new design techniques. Ashan et al. [8] presented an optimization approach to the design of simply supported post-tensioned prestressed concrete I-girder bridges. The proposed model is applied to a real life bridge project and shows considerable savings in cost. Rana et al. [9] implemented an evolutionary operation to the minimum cost design of continuous prestressed concrete bridge structure. Minimum design achieved by application of the proposed optimization approach to a practical design example leads to substantial savings in cost. Quanrata and al. [10] investigated the application of the constrained differential evolution algorithm (IDEA) for the optimum design of prestressed concrete

beams. The ICDE algorithm implements a reliable mechanism to find the feasible region promptly and exhibits improved performance and stability when compared to genetic algorithm.

Concrete subjected to elevated temperatures in fire tests presents a decrease in compressive strength, tensile strength, elastic modulus, therefore an increase in peak strain and change in stress-strain relationship. It is important to know the behavior of high strength concrete beam exposed to fire as an accidental loading and a structural fire design analysis should be taken into account in accordance with design code [11, 12, 13].

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: [14, 15, 16, 17, 18, 19].

In this paper, a model to calculate the optimum cost design of post-tensioned ordinary and high strength concrete T-beams is presented. The objective function comprises the costs of prestressed concrete, prestressing force and formwork. The constraint functions are set to meet the design requirements of Eurocode 2 (EC2). Several limit states are considered, including permissible tensile and compressive stresses at both transfer and service stages, prestressing force, ultimate flexural strength, ultimate shear strength and deflection limit, as well as the general rules of structural fire design. The cost optimization is developed through the use of the Generalized Reduced Gradient (GRG). Two examples have been included in order to illustrate the applicability of the proposed approach and solution methodology. The optimized results are compared to traditional design solutions to evaluate the performance of the developed cost model. It is shown; among others that, optimal solutions achieved using the present model can lead to substantial savings in the amount of construction materials to be used. In addition, the proposed approach is practically simple, reliable and computationally effective compared to classical designs procedures used by designers and engineers.

2. Prestressed concrete optimization

Ultimate limit states (ULS) and serviceability limit states (SLS) for the optimum cost design of prestressed concrete T-beams are presented in the present study in accordance with the current European design code EC2 [20, 21, 22].

Considering the total cost minimization of simply supported prestressed concrete T-beams having the cross section shown in Figure 1.

The cross-sectional properties of the choose T-section are taken as follows:

$$\theta = b_w/b ; \quad \beta = h_f/h$$

$$\text{Area of cross section: } A = bh[\theta + \beta(1 - \theta)]$$

Distance to the top fiber from the centroidal axis:

$$y_t = v = h - y_b = h - v' = h/2[(\theta + \beta^2(1 - \theta))/(\theta + \beta(1 - \theta))]$$

Distance to the bottom fiber from the centroidal axis:

$$y_b = v' = [h[(\theta/2 + \beta(1 - \theta)(1 - \beta/2))/(\theta + \beta(1 - \theta))]]$$

Moment of inertia:

$$I_c = bh^3/12[\theta + (1 - \theta)\beta^3 + \theta(0.5 - y_b/h)^2 + \beta(1 - \theta)(1 - 0.5\beta - y_b/h)^2]$$

Section modulus to extreme bottom fiber:

$$Z_b = I_c / y_b = I / v'$$

Section modulus to extreme top fiber:

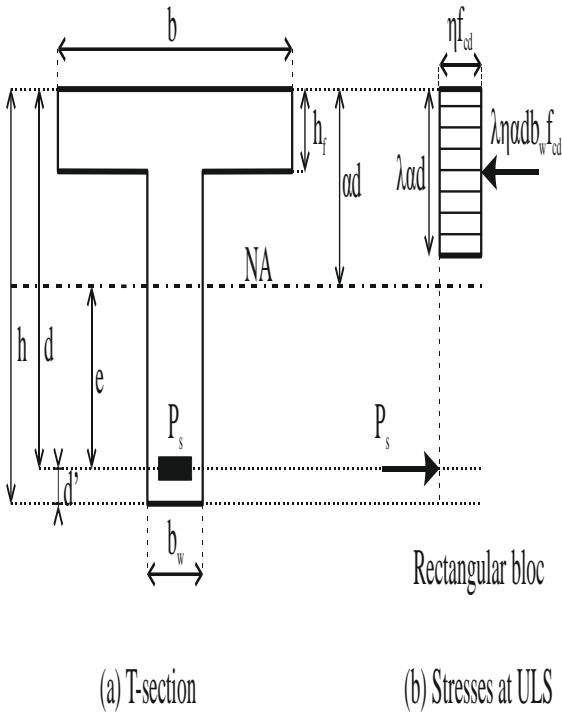
$$Z_t = I_c / (h - y_b) = I / y_t = I / v.$$

2.1-Definition of design variables

The design variables selected in this work for the optimization are listed in Table 1.

Table 1: Definition of design variables

Tableau 1: Définition des variables de conception



Design variables	Defined variables
b	effective width of compressive flange
b _w	web width
h	total depth
d	distance from extreme compressive fiber to centroid of the prestressing force
h _f	flange depth
α	relative depth of compressive concrete zone
P _s	prestressing force
e	eccentricity of prestressing force

Figure 1: (a) Section en T entièrement précontrainte; (b) distribution des contraintes à l'état limite ultime (ELU)

Figure 1 : (a) Fully prestressed T- section; (b) Stresses at ultimate limit state (ULS)

2.2-Objective function

The objective function to be minimized in the optimization problem is the total cost of construction material per unit length of the beam. This function can be defined as:

$$C_0 = C_c(b_w h + (b - b_w)h_f) + C_p P_s + C_f(b + 2h) \rightarrow \text{Min.} \quad (1)$$

Where:

C₀: Total cost per unit length of prestressed T-beam

C_p: Unit cost of prestressing force

C_c: Unit cost of prestressed concrete

C_f: Unit cost of formwork

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_0 can then be recovered from the optimized relative cost C by using the relation:

$$C_0 = C_c LC \quad (2)$$

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

$$C = b_w h + (b - b_w) h_f + (C_p/C_c) P_s + (C_f/C_c) (b + 2h) \rightarrow \text{Min.} \quad (3)$$

The values of the cost ratios C_p/C_c and C_f/C_c vary from one country to another and eventually from one region to another within the same country. The values of these cost ratios can be estimated on the basis of data provided in applicable unit price books of construction materials [23, 24].

2.3 -Formulation of the design constraints

The following constraints for the post-tensioned T-beams are defined in accordance with the design code specifications of the EC2:

a- Ultimate limit states:

Ultimate flexural strength constraints:

$$M_{Ed} \leq f_{cd} (b - b_w) h_f (d - 0.5h_f) + \lambda \eta b_w d^2 f_{cd} \alpha (1 - 0.5\lambda \alpha) \quad (4)$$

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

$$f_{cd} (b - b_w) h_f + \lambda \eta b_w \alpha d f_{cd} - P_s = 0 \quad (5)$$

(Internal force equilibrium)

$$1 \leq \frac{\alpha d}{h_f} \quad (6)$$

(T-section behaviour)

Ultimate shear strength constraint:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = \alpha c_w v_1 f_{cd} b_w z / (\text{tg}(\theta) + \text{cotg}(\theta)) \quad (7)$$

b- Serviceability limits states:

Flexural working stress constraints at transfer:

$$-P_s \frac{P_s e}{A \kappa} - \frac{P_s e}{Z_t \kappa} - \frac{M_G}{Z_t} \leq f_{tt} \quad \text{at top face} \quad (8)$$

$$-P_s / A \kappa + P_s e / Z_b \kappa + M_G / Z_b \geq f_{tc} \quad \text{at bottom face} \quad (9)$$

Flexural working stress constraints at service:

$$-P_s / A - P_s e / Z_t - M_{sls} / Z_t \geq f_{sc} \quad \text{at top face} \quad (10)$$

$$-P_s / A + P_s e / Z_b + M_{sls} / Z_b \leq f_{st} \quad \text{at bottom face} \quad (11)$$

Deflection due to both dead and live loads:

$$\frac{5L^2 (-P_s e + M_{sls})}{48E_c I_c} \leq \delta_{lim} \quad (12)$$

c- Prestressing force:

$$P_{s \min} \leq P_s \leq P_{s \max} \quad (13)$$

d- Constraint for eccentricity of the prestressing force:

$$0 \leq e \leq (y_b - d') \quad (14)$$

e- Constraints for minimum section modulus:

$$Z_t \geq (M_{sls} - \kappa M_G) / (\kappa f_{tt} - f_{sc}) \quad (15)$$

$$Z_b \geq (M_{sls} - \kappa M_G) / (f_{st} - \kappa f_{tc}) \quad (16)$$

f- Geometric performance of T-Section:

$$0.30 \leq I_c / A y_b y_t \leq 0.50 \quad (17)$$

i- Design constraints:

$$L/25 \leq h \leq L/15 \quad (18)$$

$$b/h_f \leq 8 \quad (19)$$

$$(b - b_w)/2 \leq L/10 \quad (20)$$

$$y_b + y_t - h = 0 \quad (21)$$

$$d = y_t + e \quad (22)$$

$$h_{fmin} \leq h_f \quad (23)$$

$$b_{wmin} \leq b_w \quad (24)$$

$$b/b_w \geq 3 \quad (25)$$

j- Non-negativity variables:

$$b, b_w, h, d, h_f, P_s, \alpha > 0 \quad (26)$$

The cross-sectional properties (A , y_b , y_t , Z_b , Z_t , I_c) of the chosen T-section are:

$$\theta = b_w/b ; \quad \beta = h_f/h$$

$$\text{Area of cross section: } A = bh[\theta + \beta(1 - \theta)]$$

Distance to the top fiber from the centroidal axis:

$$y_t = v = h - y_b = h - v' = h/2[(\theta + \beta^2(1 - \theta))/(\theta + \beta(1 - \theta))]$$

Distance to the bottom fiber from the centroidal axis:

$$y_b = v' = [h[(\theta/2 + \beta(1 - \theta)(1 - \beta/2))/(\theta + \beta(1 - \theta))]]$$

$$\text{Moment of inertia: } I_c = bh^3/12[\theta + (1 - \theta)\beta^3 + \theta(0.5 - y_b/h)^2 + \beta(1 - \theta)(1 - 0.5\beta - y_b/h)^2]$$

$$\text{Section modulus to extreme bottom fiber: } Z_b = I_c / y_b = I / v'$$

$$\text{Section modulus to extreme top fiber: } Z_t = I_c / (h - y_b) = I / y_t = I / v$$

2.4-Formulation of the optimum cost design problem

The optimum cost design of prestressed T-beams 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. (3) subjected to the design constraints given in Eq.(4) through Eq.(26).

2.5-Solution methodology: generalized reduced gradient method

The objective function Eq.(3) and the constraints equations, Eq.(4) through Eq.(26), form together a nonlinear optimization problem. The reasons for the nonlinearity of

this optimization problem are essentially due to the expressions for the cross sectional area, bending moment capacity and other constraints equations. Both the objective function and the constraint functions are nonlinear in terms of the design variables. In order to solve this nonlinear optimization problem, the solution process is performed by using the GRG nonlinear method. With the GRG algorithm, it has been found that it is a powerful solver for many design problems. The reduced gradient method is based on a simple variable elimination technique for equality constrained problems. Dependent and independent variables are identified in the linearized sub-problem and the dependent variables are eliminated from it. The generalized reduced gradient method is an extension of the reduced gradient method to accommodate nonlinear inequality constraints. The GRG algorithm available in the MS Excel Solver Module is used to solve the nonlinear optimization problem.

For the purpose of implementing the GRG method, Solver add-in of Microsoft Excel was used as an optimization tool. In order to use the Excel Solver, two main steps need to be followed: k) preparation of an Excel worksheet for the problem, identifying the cells allocated for the design, objective function and the constraints, kk) the solver is then invoked, which results in the display of the Solver Parameters dialogue box. In this box, the actual problem that has to be solved is defined. The cells that contain the variables, objective function and the cells defining different constraints for the problem are identified.

The main steps in GRG algorithm can be summarized as follow:

Step 1: Find a feasible solution and divide it into basic and non-basic subsets

Step 2 : Find the search direction

Step 3 : Perform a line search

Step 4 : Check the feasibility

Step 5 : Change the basis

If the variable approaches to its boundary limits, the variable must leave out the basic variable set and become a nonlinear variable. Another non-basic variable with the largest absolute value of gradient is selected to enter the basic variable set. The corresponding basic and non-basic matrices must also be set to be changed. Then go the Step 2.The

interested reader is directed to [25, 26] for further details.

3. Numerical results

A typical example problem is now considered, followed by a comparison between the standard design solution and the optimal solution obtained.

3.1- Design example A for prestressed normal-strength concrete (NSC) T-beams

As previously mentioned, the design constraints are defined in accordance with the code design specifications of EC2. The optimal solutions are compared to the standard design solutions obtained in accordance with EC2 design code.

The study of normal strength concrete prestressed T-beam corresponds to a T-beam simply supported at its ends and pre-designed in accordance with provisions of EC2 design European code. The T-beam supports, in addition to its self-weight, superimposed dead load and live load. It is made from C40/50 concrete. The concrete grade at the time of stressing can be taken as C30/37. The beam span is $L=30$ m. The T-beam is post-tensioned by the prestressing force P_s which is assumed constant on every section with zero eccentricity at each end and e required at mid-span.

The corresponding pre-assigned parameters are defined in Table 2 below:

Table 2: Material properties, loading and cost data and other parameters for the NSC T-beam example

Tableau 2 : Propriétés des matériaux, données de chargement et de coût et autres paramètres pour l'exemple d'une poutre en T en béton à résistance normale (BRN)

Data for loads and concrete dimensions	Data for Normal-Strength Concrete (NSC)	Data for Prestressing force and costs
$L = 30.00\text{m}$	<i>At transfer:</i>	<i>Prestressing force:</i>
$\delta_{lim} = L/250 = 0.12\text{m}$	Grade: C30/37	$P_t = k_1 P_{jack}$
$h_{fmin} = 0.15\text{m}$	$f_{ck} = 30\text{MPa}; \gamma_c = 1.5$	$P_s = k_2 P_{jack}$
$b_{wmin} = 0.30\text{m}$	$f_{cd} = 20\text{MPa}$	$k_1 = 0.90$
$h_{min} = L/25 = 1.20\text{m};$	$f_{it} = f_{ctm} = 2.9\text{MPa}$	$k_2 = 0.75$
$h_{max} = L/15 = 2.00\text{m}$	$f_{tc} = -18.0\text{MPa}$	$P_{s\ min} = 2\text{MN}$
$d' = 0.10\text{m}$	$\lambda = 0.800; \eta = 1.00$	$P_{s\ max} = 10\text{MN}$
$M_G = 5\text{MNm}$	<i>At service:</i>	<i>Relative cost ratio of materials:</i>
$M_Q = 2\text{MNm}$	Grade: C40/50	$C_p/C_c = 20$
$M_{SLS} = 7\text{MNm}$	$f_{ck} = 40\text{MPa}$	$C_f/C_c = 0.01$
$M_{Ed} = 9.75\text{MNm}$	$f_{cd} = 26.67\text{MPa}$	
$V_{Ed} = 1.5\text{MN}$	$f_{st} = f_{ctm} = 3.5\text{MPa}$	
$v_1 = 0.6; \alpha_{cw} = 1.25$	$f_{sc} = -0.6 \times 40 = -24.0\text{MPa}$	
	$\lambda = 0.800; \eta = 1.00$	
	$E_{cm} = 35000\text{MPa}$	

3.2-Comparison between the optimal cost design solution and the standard design approach

The vector of design variables as obtained from the conventional design solution, the optimal cost design solution using the proposed approach are shown in Table 3 below.

Table 3: Comparison between the classical solution and the optimal solution for NSC

Tableau 3 : Comparaison entre la solution classique et la solution optimale pour béton à résistance normale (BRN).

Vector solution for	Classical	Optimal
$C_p/C_c=20$	solution	Solution
$C_f/C_c=0.01$	for NSC	for NSC
b[m]	1.30	0.97
b_w [m]	0.50	0.30
h_f [m]	0.15	0.15
h[m]	1.94	2.00
d[m]	1.84	1.90
α	0.20	0.29
P_s [MN]	7.10	6.20
e[m]	0.95	1.03
C	143.142	124.750
Gain		15%

From the above results, it is clearly observed using the values of the relative costs $C_p/C_c=20$, $C_f/C_c=0.01$ and comparing the classical with the optimal solution, that a significant gain equal to 15% can be obtained using the proposed design formulation.

3.3- Cost sensitivity analysis for example a: t-beam with normal strength concrete (NSC)

3.3.1-Variation of relative gain in percentage (%) versus unit cost ratio C_p/C_c for a given cost ratio C_f/C_c

The relative gains can be determined for various values of the unit cost ratios C_p/C_c for two given unit cost C_f/C_c ratios. The corresponding results are reported in Table 4 and illustrated graphically in Figure 2 for $C_f/C_c=0.01$.

Table 4 : Variation of relative gain in percentage (%) versus unit cost ratio C_p/C_c of construction materials for a given value $C_f/C_c=0.01$

Tableau 4 : Variation du gain relatif en pourcentage par rapport au rapport de coût unitaire C_p/C_c des matériaux de construction pour une valeur donnée $C_f/C_c = 0,01$

C_p/C_c	Gain % For $C_f/C_c=0.01$
1	18,5
2	16,58
3	15,89
4	15,53
5	15,31
6	15,17
7	15,06
8	14,98
9	14,92
10	14,87
20	14,74
30	14,57
35	14,55
50	14,51

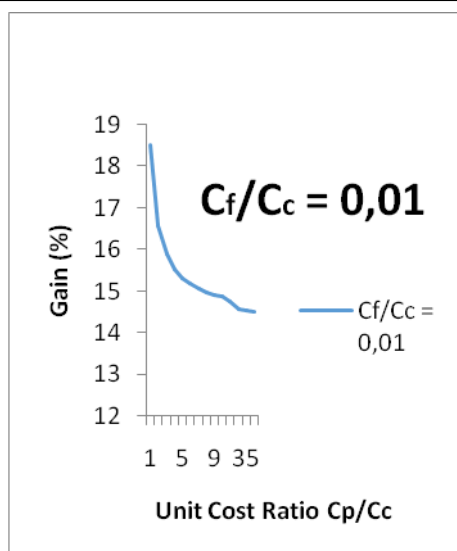


Figure 2: Variation of relative gain in percentage for a given cost ratio $C_f/C_c = 0,01$ for different values of C_p/C_c

Figure 2: Variation du gain relatif en pourcentage pour un rapport de coût donné $C_f/C_c = 0,01$ pour différentes valeurs de C_p/C_c

From Table 4 and Figure 2, the gain decreases with the increase of the unit cost ratio C_p/C_c .

3.3.2-Variation of relative gain in percentage (%) versus unit cost ratio c_f/c_c for a given cost ratio C_p/C_c :

The relative gains can be determined for various values of the unit cost ratios C_f/C_c for two given unit cost C_p/C_c ratios. The corresponding results are reported in Table 5.

Table 5 : Variation of relative gain in percentage versus unit cost ratio C_f/C_c of construction materials for a given value $C_p/C_c=20$

Tableau 5. Variation du gain relatif en pourcentage par rapport au rapport de coût unitaire C_f/C_c des matériaux de construction pour une valeur donnée $C_p /C_c = 20$

C_f/C_c	Gain % For $C_p/C_c=20$
0.01	14.65
0.02	14.64
0.03	14.63
0.04	14.63
0.05	14.61
0.10	14.45
1	14.20

From Table 5, the gain decreases with the increase of the unit cost ratio C_f/C_c .

3.4 -Design example b for high strength concrete (HSC) T-beams:

As previously mentioned, the design constraints are defined in accordance with the code design specifications of EC2. The optimal solutions are compared to the standard design solutions obtained in accordance with EC2 design code.

The study of high strength concrete prestressed T-beam corresponds to a T-beam simply supported at its ends and pre-designed in accordance with provisions of EC2 European design code. The T-beam supports, in addition to its self-weight, superimposed dead load and live load. It is made from C70/85 concrete. The concrete grade at the time of stressing can be taken as C60/75. The beam spans is $L=40$ m. The T-beam is post-tensioned by the prestressing force P_s which is assumed constant on every section with zero eccentricity at each end and e required at mid-span.

The corresponding pre-assigned parameters are defined as in Table 6 below:

Table 6: Material properties, loading and Cost data and other parameters for the HSC T-beam example.

Tableau 6 : Propriétés des matériaux, données de chargement et de coût et autres paramètres pour l'exemple d'une poutre en T en béton à haute résistance (BHR).

Data for loads and concrete dimensions	Data for High Strength Concrete- HSC	Data for Prestressing force and costs
L = 40.00m	<i>At transfer:</i>	<i>Prestressing force:</i>
$\delta_{lim} = L/300 = 0.13m$	Grade: C60/75	$P_t = k_1 P_{jack}$
$h_{fmin} = 0.10m$	$f_{ck} = 60MPa; \gamma_c = 1.5$	$P_s = k_2 P_{jack}$
$b_{wmin} = 0.25m$	$f_{cd} = 40MPa$	$k_1 = 0.90$
m	$f_{it} = f_{ctm} = 4.4MPa$	$k_2 = 0.75$
$h_{min} = L/25 = 1.60m;$	$f_{ic} = -36MPa$	$P_{s min} = 2MN$
$h_{max} = L/15 = 2.67m$	$\lambda = 0.775; \eta = 0.975$	$P_{s max} = 10MN$
$d^* = 0.10m$	$E_{cm} = 39000MPa$	<i>Relative cost ratio of materials:</i>
$M_G = 6MNm$	<i>At service:</i>	$C_p/C_c = 10$
$M_Q = 3MNm$	Grade: C70/85	$C_f/C_c = 0.01$
$M_{SLS} = 9MNm$	$f_{ck} = 70MPa$	
m	$f_{cd} = 46.67MPa$	
$M_{Ed} = 12.6MNm$	$f_{st} = f_{ctm} = 4.6MPa$	
$V_{Ed} = 2.9MN$	$f_{sc} = -0.6 \times 40 = -42MPa$	
$v_1 = 0.6;$	$\lambda = 0.750; \eta = 0.900$	
$\alpha_{cw} = 1.25$	$E_{cm} = 41000MPa$	

3.5- Comparison between the optimal cost design solution and the standard design approach:

The vector of design variables as obtained from the optimal cost design solution using the proposed approach is shown in Table 7 below.

From the above results, it is clearly observed using the values of the relative costs

$C_p/C_c = 10$, $C_f/C_c = 0.01$ and comparing the classical with the optimal solution, that a significant gain equal to 10% can be obtained using the proposed design formulation.

3.6- Fire design for t-beams (at elevated temperature $\theta = 350^\circ c$)

In addition to the reducing of the HSC member's size s comparing to normal-strength concrete (NSC), the risk of spalling is higher in HSC for the following reasons:

i) low permeability of HSC retains the moisture inside the concrete, resulting in a high moisture content being for prolonged periods; ii) low porosity of HSC creates higher pore pressure; iii) HSC tends to be subject to higher compressive stresses than lower-strength concrete.

Static equilibrium of flexural moments should be ensured under design fire conditions. The moment of resistance of the section should be calculated for fire conditions in accordance with EC2. The design values of material properties at elevated temperature for T-beams exposed to fire are used. The combination rules for mechanical actions at fire conditions are respected. The Tabulated method is used for determining the minimum dimensions and cover in design procedure of HSC beams at elevated temperature. The minimum web width b_w should be increased for beams exposed on one side only by 0.3a; where a, is the axis-distance for Class C70/85. However, the axis-distance, a, should be increased by the factor 1.3 for Class C70/85 of HSC-Tabulated Data. When using Tabulated Data, no further checks are required concerning shear capacity.

List of design constraints:

a-Ultimate flexural strength constraints:

$$M_{Ed} \leq f_{cd,\theta} (b - b_w) h_f (d - 0.5h_f) +$$

$$\lambda \eta b_w d^2 f_{cd,\theta} \alpha (1 - 0.5\lambda \alpha) \quad (27)$$

Table 7: Optimal solution for HSC at ambient temperature $\Theta=20^\circ\text{C}$

Tableau 7 : Solution optimale pour BHR à température ambiante $\Theta = 20^\circ\text{C}$

Vector solution for	Classical	Optimal solution
$C_p/C_c=10$	Solution	for HSC at ambient
$C_r/C_c=0.01$	for HSC	temperature $\Theta=20^\circ\text{C}$
b[m]	1.10	1.04
b_w [m]	0.35	0.30
h_f [m]	0.13	0.13
h[m]	2.70	2.67
d[m]	2.43	2.57
α	0.06	0.05
P_s [MN]	6.25	5.68
e[m]	1.30	1.37
C	63.607	57.798
Gain		10%

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

b- Internal equilibrium force:

$$f_{cd,\theta}(b - b_w)h_f + \lambda\eta b_w \alpha d f_{cd,\theta} - P_s = 0 \quad (28)$$

c- Cover constraint

$$h - d \geq 1.3a - \frac{\phi_{Tendon}}{2} \quad (29)$$

$$h_{fmin,\theta} \leq h_f \quad (30)$$

$$b_{wmin,\theta} \leq \quad (31)$$

d- T-section behaviour: Eq. (6)

e- Prestressing force: Eq. (13)

f- Constraint for eccentricity of the prestressing force: Eq. (14)

i- Geometric performance of T-Section: Eq. (17)

j- Design constraints: Eq. (18), Eq. (19), Eq.(20), Eq.(21), Eq.(22), Eq.(25).

k- Non-negativity variables: Eq. (26)

3.7- Numerical examples

The corresponding pre-assigned parameters are defined in Table 8 below:

Table 8 : Loading and input data for both NSC and HSC T-beam

Tableau 8 : Chargement et données d'entrée pour poutre en T en BRN et BHR

Input data for fire design by using Tabulated Data at $\theta=350^\circ\text{C}$	Input data for NSC characteristics	Input data for HSC characteristics:
<i>Standard fire exposure: 60 minutes (R60)</i>	Class NSC: C40/50	Class HSC: C70/85
<i>Minimum web thickness b_w for R60:</i>	$f_{ck} = 40\text{MPa}$	$f_{ck} = 70\text{MPa}$
$b_{wmin,\theta}=100\text{mm}$	$f_{c,\theta}=0.75f_{ck}$	$f_{c,\theta}=0.75f_{ck}$
<i>Minimum axis-distance: a:</i>	$\gamma_c = 1.3$	$\gamma_c = 1.3$
a=55mm	$f_{cd,\theta} = 23.08\text{MPa}$	$f_{cd,\theta} = 40.38\text{MPa}$
h-d=cover c	$h_{fmin,\theta}=0.10\text{m}$	$h_{fmin,\theta}=0.10\text{m}$
c=63.65mm	$b_{wmin,\theta}=0.15\text{m}$	$b_{wmin,\theta}=0.10\text{m}$
	<i>Load combination:</i>	<i>Load combination:</i>
	G+0.5Q	G+0.5Q
	$M_{Ed} = 6\text{ MNm}$ (NSC)	$M_{Ed} = 7.50\text{MNm}$ (HSC)

The vector of design variables as obtained from the fire design solution using the proposed approach is shown in Table 9 below.

Table 9 : Optimal design solution for fire design of HSC and NSC

Tableau 9 : Solution de conception optimale pour la résistance au feu de BHR et BRN

Vector solution	Optimal solution for NSC at elevated temperature $\Theta=350^{\circ}\text{C}$ $C_p/C_c=20$, $C_f/C_c=0.01$	Optimal solution for HSC at elevated temperature $\Theta=350^{\circ}\text{C}$ $C_p/C_c=10$, $C_f/C_c=0.01$
b[m]	1.32	0.88
b _w [m]	0.44	0.17
h _f [m]	0.16	0.11
h[m]	2.00	2.67
d[m]	1.36	2.03
α	0.12	0.07
P _s [MN]	4.66	3.8
e[m]	0.49	0.90

4. Conclusions

The following conclusions are drawn from this study:

- 01-** The problem formulation of the optimal cost design of prestressed T-beams can be cast into a nonlinear programming problem.
- 02-** 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.
- 03-** The observations derived from the results of the optimal solutions 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 prestressed T-beams. A significant cost saving of the order of 15% for NSC and 10% for HSC was achieved compared to conventional solutions.

04- The objective function and the constraints considered in this paper are illustrative in nature. This approach based on nonlinear mathematical programming can be easily extended to other sections commonly used in structural design. More sophisticated objectives and considerations can be readily accommodated by suitable modifications of the present optimal cost design model.

05- The gain decreases with the increase of both the unit cost ratio C_p/C_c and C_f/C_c ratio.

06- The proposed methodology for optimum cost design is effective and more economical in regards 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] Belegundu, A.D. and Chandrupatla, T.R., *Optimization concepts and applications in engineering.*, Second edition, Cambridge University Press, New York, 2011.
- [2] Arora, J.S. and Wang, Q., *Review of formulation for structural and mechanical system optimization.*, Structural and Multidisciplinary Optimization., Vol. 30, pp 251-272, 2005.
- [3] Bazarra, M.S., Sherari, H.D. and Shetty, C.M., *Nonlinear Programming: Theory and applications.*, third edition, Wiley-Interscience, Hoboken, NJ, 2006.
- [4] Barakat, S., Kallas, N. and Taha, M.Q., *Single objective reliability-based optimization of prestressed concrete beams.*, Computers & Structures., Vol. 81, pp 501-512, 2003.
- [5] Sirca, Jr. GF. and Adeli, H., *Cost optimization of prestressed concrete bridges.*, J. Struct. Eng. ASCE., Vol. 131, n°3, pp 380-388, 2005.
- [6] Aydin, Z. and Ayvaz, Y., *Optimum topology and shape design of prestressed concrete bridge girders using a genetic algorithm.*, Struct Multidisc Optim., Vol. 41, pp151-162, 2010.

- [7] Hernandez, S., Fontan, A.N., Diaz, J., and Marcos, D., *VTOP. An improved software for design optimization of prestressed concrete beams.*, *Advances in Engineering Software.*, Vol. 41, n°3, pp415-421. 2010.
- [8] Ashan, R., Rana, S., Islam, N. and Ghani, S.N., *Cost optimum design of posttensioned I-girder bridge using global optimization algorithm.*, *Journal of structural Engineering ASCE.*, Vol. 138, n°2, pp273-284, 2012.
- [9] Rana, S., Islam, N., Ashan, R. and Ghani, S.N.. *Application of evolutionary operation to the minimum cost design of continuous prestressed concrete bridge structure.*, *Engineering Structures.*, Vol.46, pp38-48, 2013.
- [10] Quaranta, G., Fiore, A. and Marano, G.C., *Optimum design of prestressed concrete beams using constrained differential evolution algorithm.*, *Struct. Multidisc. Optim.*, Vol. 49, pp 441-453, 2014.
- [11] Aitcin, A.C., *The durability characteristics of high performance concrete: a review*, *Cement and Concrete Composites.*, Vol. 25, n°4, pp 409-420, 2003.
- [12] Mendis, P., *Design of high-strength concrete members: state-of-the-art.* *Prog., Struct. Eng. Master.*, Vol. 5, n°1, pp1-15, 2003.
- [13] Cheng, F.P., Kodur, V.K.R. and Wang, T.C., *Stress-strain curves for high strength concrete at elevated temperatures.*, *J.Mater.Civ.Eng.*, Vol. 16, pp84-90, 2004.
- [14] Bekdas , G., *Harmony search algorithm approach for optimum design of post-tensioned axially symmetric cylindrical reinforced concrete walls.*, *J. Optim. Theory Appl.*, Vol. 164, n°1, pp 342-358, 2005.
- [15] Fedghouche, F., *Cost optimum of doubly reinforced high strength concrete T-beams.*, *Scientia iranica A.*, Vol. 24, n°2, pp 476-486, 2017.
- [16] Marler, R.T. and Arora, J.S., *The weighted sum method for multi-objective optimization: New insights.*, *Structural and Multidisciplinary Optimization.*, Vol. 41, n°6, pp853-862, 2010.
- [17] Kolda, T.G., Lewis, R.M. and Torczon, V., *Optimization by direct search: New perspective on some classical and modern methods.*, *SIAM Rev.*, Vol. 45, n°3, pp 385-482, 2003.
- [18] De Carvalho, E.P., Dos Santos, A., Ma, T.F., *Reduced gradient method combined with augmented Lagrangian an barrier for optimal power flow problem.*, *Applied Mathematics and Computation.*, Vol. 200, n°2, pp 259-536, 2008.
- [19] El Mouatasim, A., *Two-Phase Generalized reduced gradient for constrained global optimization.* *Journal of Applied Mathematics.*, 2010.
- [20] Eurocode 2, *Design of Concrete Structures- Part1-1: General Rules and Rules for Building.*, EN 1992-1-1:2004, European Committee for Standardization (CEN)., Brussels, 2004.
- [21] Eurocode 2, *Design of Concrete Structures- Part1-2: Design of concrete structures: general rules-structural fire design.*, EN 1992-1-2:2004, European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2004.
- [22] Bhatt, P., *Prestressed Concrete design to Eurocodes.*, Illustrateded, London: Spon Press, 2011.
- [23] Davis, L., *Spon's Architects And Builders' Price Book 2011.*, 136th ed., Taylor & Francis Ltd, 2010.
- [24] Pratt, D.J., *Fundamentals of construction estimating.* 3rd ed., Delmar Cengage Learning, Australia, 2011.
- [25] Lasdon, S., Warren, A.D. , Jain, A. and Ratner, M., *Design and testing of a generalized reduced gradient code for nonlinear programming.*, *ACM Trans.*

Math. Software., Vol. 4, n°1, pp34-50, 1978.

[26] Yeniay, O., *A comparative study on optimization methods for the constrained nonlinear programming problems.*, Mathematical Problems in Engineering, Vol. 2, pp 165-173, 2005.

Notations

The following symbols are used in this paper:

a	Axis-distance
AN	Neutral axis
b_{wmin}	Minimum width of web
C	Total relative cost of prestressed T-beam
C	Cover
C_0	Total cost of T-beam
C30/37	Class of ordinary concrete
C40/50	Class of ordinary concrete
C60/75	Class of HSC
C70/85	Class of HSC
C_c	Unit cost of concrete
C_f	Unit cost of formwork
C_p	Unit cost of prestressing force
d'	Distance from bottom fiber to centroid of the prestressing force
E_{cm}	Young's modulus for concrete
E_{cm}	Modulus of elasticity of concrete
f_{cd}	Design value of concrete compressive strength
f_{ck}	Characteristic compressive cylinder strength of concrete at 28 days
f_{ctm}	Tensile strength of concrete
f_{sc}	Permissible stress at service in compression
f_{st}	Permissible stress at service in tension
f_{tc}	Permissible stress at transfer in compression
f_{tt}	Permissible stress at transfer in tension
G	Dead loads
h_{fmin}	Minimum depth of flange
h_{max}	Maximum total depth
h_{min}	Minimum total depth
I_c	Moment of inertia
L	Beam span
M_{Ed}	Maximum positive moment at ULS
M_G	Maximum design moments

	under dead loads
M_Q	Maximum design moments under live loads
$M_{Rd,max}$	Maximum resistant moment
M_{SLS}	Maximum positive moment at SLS
n	Ratio of the modulus of elasticity of steel to that of concrete (n=9 for HSC)
P_{jack}	Force at jacking, $P_{jack} = P_s/0.75$
P_s	Total prestress at service
$P_{s,max}$	Maximum prestressing force at service
$P_{s,min}$	Minimum prestressing force at service
P_t	Initial prestressing force
S500	Grade of steel
f_{ck}	Characteristic compressive cylinder strength of ordinary or HSC at 28 days
f_{cd}	Design value of concrete compressive strength
γ_c	Partial safety factor for concrete
η	Design strength factor
λ	Compressive zone depth factor
V_{Ed}	Maximum shear at ULS
V_G	Maximum design shears under dead loads
V_Q	Maximum design shears under live loads
$V_{Rd,max}$	Maximum resistant shear force
z	Lever arm
α	Relative depth of compressive concrete zone
M_G	Maximum design moments under dead loads
M_Q	Maximum design moments under live loads
d	Effective depth
Q	Live loads
α_{cw}	Factor depending on prestressing force
γ_c	Partial safety factor for concrete
δ	Deflection
δ_{lim}	Limit deflection
η	Factor for design strength
θ	Temperature
Θ	Angle between concrete compression struts and the main chord
κ	Ratio of the final prestressing force after all losses to the initial prestressing force
$P_s = \eta P_t$	
λ	Compressive zone depth factor
ν_1	Adimensional coefficient
ϕ	Diameter of tendon in T-beam
d'	Cover

COMPARAISON DES COURBES DE FRAGILITÉ DES PILES DE PONTS CONÇUES AVANT ET APRÈS L'APPLICATION DU CODE SISMIQUE ALGÉRIEN

COMPARISON OF THE FRAGILITY CURVES OF BRIDGE PIERS DESIGNED BEFORE AND AFTER THE APPLICATION OF THE ALGERIAN SEISMIC CODE

Réception : 17/09/2020

Acceptation : 04/11/2021

Publication : 02/01/2021

KEHILA Fouad¹, REMKI Mustapha², KIBBOUA Abderrahmane³¹Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger,
email : fkehila@cgs-dz.org²Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger,
email : mremki@cgs-dz.org³Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger,
email : akibboua@cgs-dz.org

Résumé- Le parc algérien des ouvrages d'art compte plus de **19 000** ponts dont **12 000** ponts routiers et **7000** ponts-rails. La majorité d'entre eux sont situés dans des zones de forte et moyenne sismicité. Dans le passé, la conception des piles de pont était réalisée par la méthode simplifiée dite des coefficients. Cette méthode utilise un pourcentage du poids total de la structure lors de la conception de l'ouvrage. La plupart de ces ponts ne sont pas conformes aux nouvelles exigences sismiques RPOA-2008 en termes de sécurité et de performance sismique. Afin d'éviter de graves dommages à l'avenir, une étude de vulnérabilité sismique de ces ponts est indispensable. Les courbes de fragilité sont des outils utiles pour montrer la probabilité de dommages structurels dus aux séismes en fonction des indices de mouvement du sol. Cet article présente une étude comparative de courbes de fragilité des piles de pont d'un pont typique routier algérien conçu avec l'ancienne méthode du coefficient sismique et le nouveau règlement RPOA-2008. Pour obtenir ces courbes, des analyses dynamiques incrémentielles (IDA) pour (15) quinze mouvements de sol ont été effectuées pour tracer les réponses IDA. Les résultats ont été comparés pour les piles de pont déjà conçues. Les courbes de fragilité ont été développées en termes d'accélération spectrale élastique, d'accélération maximale du sol (PGA) pour une dérive maximale dans les piles de pont avec une hypothèse de distribution log normale.

Mots - clés : Courbe de fragilité, Performance sismique, Etat de dommage, Vulnérabilité, Pile de pont.

Abstract- Algerian bridges network has over 19000 bridges including 12000 road bridges and 7000 railway bridges; majority of them are located in zones of high to medium seismicity. In the past, the design of bridge piers was carried out through the simplified called coefficient method. This method uses a percentage of the total weight of the structure at the design of the structure. Most of these bridges do not comply with the new seismic requirements RPOA-2008 in terms of safety and seismic performance. In order to avoid serious damages, in the future, a seismic vulnerability of this bridge is a must. Fragility curves are useful tools for showing the probability of structural damage due to earthquakes as a function of ground motion indices. This article presents a comparative study of fragility curves of bridge piers of a typical Algerian road bridge designed with the old seismic coefficient method and the new RPOA-2008 regulation. To derive these curves. Incremental dynamic analyses (IDA) for (15) fifteen ground motion were carried out to plot the IDA responses, and the results were compared for the designed bridge piers. Fragility curves were developed in terms of elastic spectral acceleration, peak ground acceleration (PGA) for maximum drift in bridge piers with lognormal distribution assumption.

Keywords: Fragility curves, Seismic performance, Damage states, Vulnerability, Pier bridge.

1-Introduction

En raison de l'urbanisation rapide du pays, les catastrophes naturelles telles que les tremblements de terre survenus récemment dans des zones densément peuplées deviennent complexes et vitales. Pour faire face à ce type de catastrophe d'une telle ampleur et gérer efficacement les risques, il est nécessaire de renforcer les mesures de préparation aux catastrophes et de réduction des risques.

La situation géographique de l'Algérie fait que de nombreuses régions et villes peuvent être qualifiées de zones sismiques actives. Le tremblement de terre de Zemmouri M_w 6,8 survenu en 2003 en est la preuve la plus récente et a démontré la prise en compte du risque sismique dans la conception des structures. En général, pour les structures de pont, la mise en œuvre de cet aspect dans les études actuelles en Algérie est assez récente ou encore limitée. Dans ce contexte, des études sur la vulnérabilité des structures de pont ont été menées par des chercheurs [1, 2, 3] à travers les courbes de fragilité.

En Algérie, en effet, avant 2008, en l'absence d'une réglementation algérienne des structures de ponts, les caractéristiques du pont se distinguent par trois périodes distinctes. La période coloniale (1830-1962) est caractérisée par la construction de ponts en maçonnerie d'arc et en acier. Durant cette période, la plupart des ponts construits ont résisté aux séismes malgré la non considération du risque sismique dans la conception. Un nombre accru de structures de pont caractérise la période après l'indépendance en 1962, mais sans tenir compte d'un calcul sismique. Le calcul se faisait sur la base d'une méthode très simplifiée, appelée méthode du coefficient sismique, inspirée des règles parasismiques françaises existantes. Suivant le même principe, l'Algérie a adopté cette méthode pour le calcul et le dimensionnement des ouvrages d'art. Les valeurs des coefficients sismiques horizontal et vertical étaient prises égales à 0.10 et 0.07 respectivement [4] avant l'apparition des Règles Parasismiques Appliquées aux domaines des Ouvrages d'Art (RPOA-2008) [5]. Le séisme d'El Asnam, survenu le 10 octobre 1980, a été la principale raison de l'application des calculs sismiques pour les ponts. Toutes les structures construites

après cette date ont été conçues sur la base de la réglementation sismique algérienne (RPA 81) [6]. La mise à jour du règlement parasismique en 2003, après le tremblement de terre de Zemmouri M_w 6.8, (RPA99 version 2003) [7] spécifique aux bâtiments a été longtemps utilisé pour le dimensionnement et le calcul des ponts, moyennant certaines adaptations pour les ouvrages d'art (zonage, coefficient d'accélération de zone,... etc.) et complétées par une vérification des résultats en se basant sur les réglementations internationales (codes américain, japonais et européen).

Concernant le système constructif, des éléments en poutrelles préfabriquées en béton armé sont fréquemment utilisés dans la plupart des ponts en Algérie. Il est prévu que ces éléments soient conçus pour rester élastiques lors de la transmission des charges gravitaires du trafic et que le tablier global se comporte comme une membrane contre les charges latérales dues aux charges sismiques. Pour les éléments des piles de pont, le matériau béton armé est généralement utilisé avec des dispositions d'une seule colonne ou un ensemble de colonnes le long de chaque axe, généralement soutenu par des chevêtres qui se connectent au pont. On s'attend à ce que ces éléments dominent la réponse sismique du pont car ces éléments sont conçus pour transmettre les forces latérales au sol dans la direction hors du plan. Les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA-2008 ont remplacé la méthode classique basée sur un calcul statique des forces sismiques appelée méthode du coefficient sismique inspirée des règles parasismiques françaises existantes lors de la conception. A cet égard, les piles de pont ont été conçues en introduisant des coefficients sismiques égaux à 10 % du poids total dans la direction horizontale et à 7 % du poids total dans la direction verticale.

En Algérie, de nombreux travaux concernant le comportement sismique des ouvrages d'art ont été effectués. Ainsi, l'étude [1] a montré l'effet de la modélisation numérique sur le développement des courbes de fragilité analytiques pour les piles de pont. Deux modèles distincts ont été comparés : le modèle avec un seul degré de liberté et le modèle de pont complet. En conclusion, les modèles simplifiés ne sont pas toujours le

système structurel idéal pour les analyses de fragilité.

Une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures de pont existantes basée sur l'approche japonaise développée par Kubo-Katayama a été adoptée pour la région d'Alger avec 148 ponts existants [8]. Le choix de cette méthode repose sur le fait que les typologies des ponts algériens figurent parmi les typologies japonaises. Deux scénarii sismiques ont été réalisés en utilisant les failles "Khair al Din" et "Zemmouri" qui sont capables de générer des séismes avec une accélération maximale de 0,8g. L'évaluation des dommages a montré que les dégâts sur les ponts ont été mineurs.

Les courbes de fragilité ont été dérivées en évaluant quatre piles de pont typiques en béton armé avec différentes formes géométriques (rectangulaire, circulaire, évidée et voile) [3]. Les résultats ont montré que la géométrie de la section transversale et le ferrailage longitudinal affectent de manière significative la vulnérabilité des piles de ponts et aussi que la pile en voile a une probabilité de dommages plus faible que les autres types de section.

Dans cette perspective, et vu que la grande majorité de ces structures de ponts a été conçue et réalisée avant l'avènement des nouvelles règles de conception parasismique des ouvrages d'art (RPOA-2008), dans le cas particulier des ponts, il est ordinairement admis que la vulnérabilité de l'ensemble du système pont est équivalente seulement à celle des piles du pont [2, 3, 4]. Pour identifier la performance de ces piles de ponts, une procédure simple a été développée à travers les courbes de fragilité. Cette dernière est définie comme une probabilité conditionnelle qu'un pont ait ou dépasse un niveau spécifique de dommages pour un niveau donné de mouvement du sol. Elle pourrait être utilisée pour quantifier la probabilité de dommages aux éléments structurels ou non structurels.

L'objectif principal de la présente étude est de comparer la performance sismique des piles de ponts représentatifs des ponts conçus en Algérie avant et après l'application du RPOA-2008 en utilisant deux des mesures

d'intensité (IM) fréquemment utilisées dans le développement des courbes de fragilité. Il s'agit de l'accélération spectrale élastique à la première période de vibration $S_a(T_1, 5\%)$ et de l'accélération maximale du sol PGA. Dès lors, on étudie l'impact du ratio de ferrailage sur les piles de pont en utilisant l'analyse de fragilité.

Pour obtenir ces courbes de fragilité, des analyses dynamiques incrémentielles (IDA) avec un ensemble de (15) quinze accélérogrammes sélectionnés pour correspondre à l'aléa sismique du site du pont ont été effectuées pour tracer les réponses IDA et les résultats ont été comparés pour les piles de pont. Les courbes de fragilité ont été développées en termes d'accélération spectrale élastique à la première période de vibration $S_a(T_1, 5\%)$, d'accélération maximale du sol PGA pour un déplacement relatif (drift) dans les piles de pont avec une hypothèse de distribution log normale.

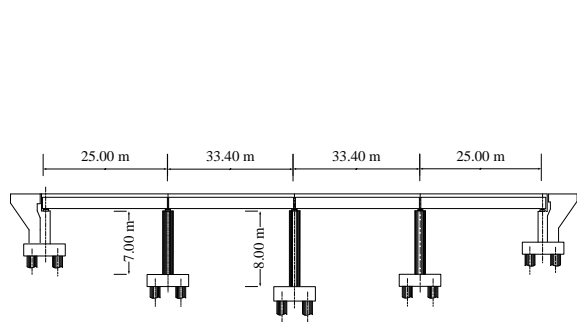
2- Description et modélisation du pont

Une pile de pont du type fût circulaire représentatif d'une typologie très répandue en Algérie a été sélectionnée pour l'analyse de fragilité.

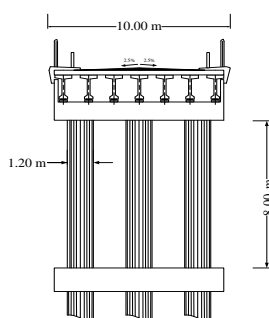
En ce qui concerne ces piles qui ne sont pas conçues selon le code sismique algérien des ponts RPOA 2008, il est supposé que seule la taille et le ferrailage des piles peuvent être modifiés avec d'autres conditions telles que la hauteur, la longueur et le poids de la superstructure.

L'ouvrage étudié est un pont CW 43 sur Oued Chlef reliant les communes d'Ain Defla et Arib dans la wilaya d'Ain Defla, réalisé en 2009 et encore en service. Le pont est régulier et composé de 4 travées d'une longueur totale de 116,80 m. La superstructure se compose d'une dalle de béton de 10 m de largeur et est soutenue par trois séries de fûts et par une butée à chaque extrémité. Chaque ensemble a trois fûts avec une section transversale circulaire de 1,20 m de diamètre. La sous-structure du pont consiste en des butées rigides aux extrémités en plus des piliers en béton armé.

La vue longitudinale du pont et de la section transversale est montrée sur la Figure 1.



(a) Vue en élévation de l'ouvrage



(b) Coupe transversale de la pile

Figure 1 : Elévation du pont et vue latérale de la pile

Figure 1: Elevation of the bridge and lateral view of the pier

La Figure 2 montre la coupe transversale de la pile de pont de hauteur de 8m qui est sujet de notre étude, conçue sur la base des anciennes dispositions de conception algériennes (avant RPOA- 2008) et des récentes spécifications de conception sismique des ponts routiers en Algérie (selon RPOA-2008).

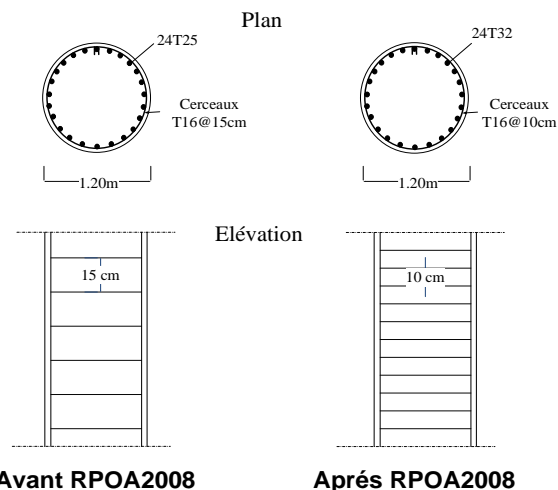


Figure 2 : Coupe transversale de la pile conçue avant et après le RPOA-2008

Figure 2 : Cross-section of pier designed before and after the RPOA-2008

Le pont est modélisé avec des éléments finis en utilisant le logiciel SismoStruct [9]. Le pont est constitué d'éléments de colonnes, de poutres linéaires, représentant les éléments de section de fibre de la superstructure et de la colonne non linéaire pour les colonnes, la superstructure est supposée se comporter linéairement et les effets P-delta sont inclus dans l'analyse. Les piles du pont sont supposées se comporter de manière non linéaire et définies comme des éléments de section de fibre. Pour le béton de noyau et de couverture, la butée est modélisée en utilisant des ressorts dans l'axe longitudinal de la superstructure et des supports fixes contre la rotation et la translation verticale.

Pour l'analyse dynamique du modèle, une modélisation des fibres a été utilisée pour incorporer l'inélasticité du matériau et la non-linéarité géométrique. La section complète de la pile a été subdivisée en environ 300 propriétés de matériau, comme le montre la Figure 3. L'état de contrainte-déformation en coupe de la pile est obtenu en intégrant la réponse contrainte-déformation uni-axiale non linéaire des fibres individuelles. Un modèle du béton [10] basé sur la théorie de la réponse cyclique [11] et le modèle de l'acier [12] avec les règles de durcissement isotropes [13] ont été utilisés dans la modélisation. Les culées sont modélisées en utilisant des ressorts dans l'axe longitudinal de la superstructure, le modèle étant constitué d'un ressort relié au tablier, nous

supposons que les plots parasismiques contribuent à la rigidité transversale après que le déplacement transversal atteigne la dimension du joint [14].

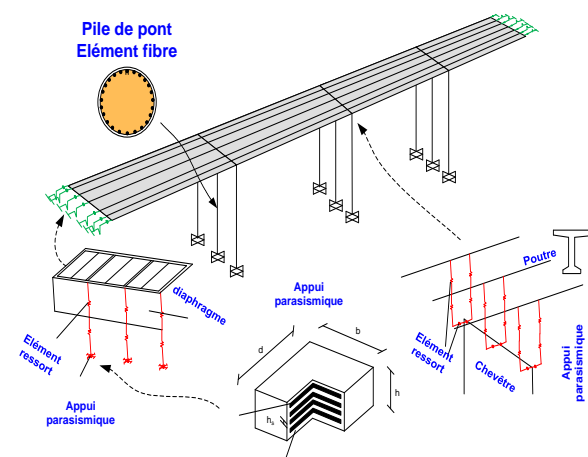
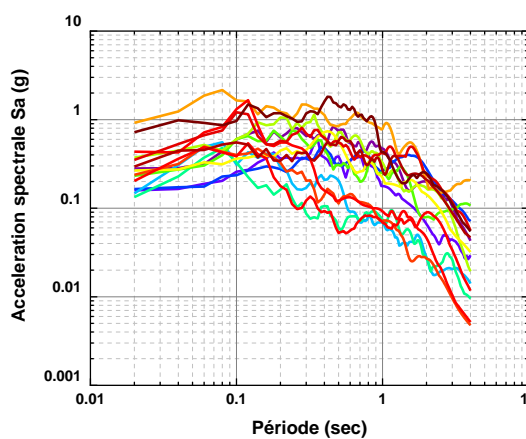
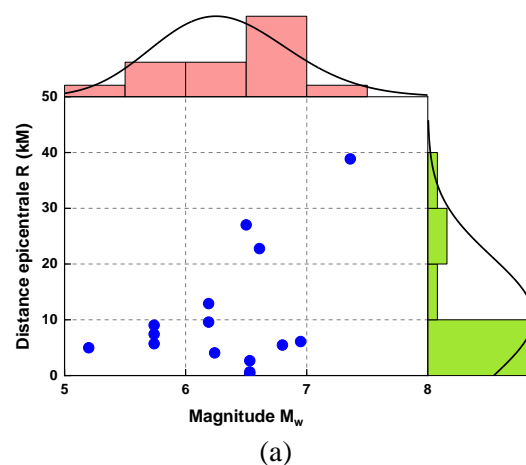


Figure 3 : Modèle numérique du pont sélectionné
Figure 3: Numerical model of the selected bridge

3- Sélection des accélérogrammes

Un ensemble des 15 accélérogrammes du sol sont sélectionnés dans la base de données sur les mouvements forts du Centre de Recherche en Génie Sismique du Pacifique [15] et sont énumérés dans le Tableau 1. Cette série d'enregistrements couvre une large gamme de magnitudes entre 5,2 et 7,36 et une distance épiscopentrale allant jusqu'à environ 39 km, comme l'illustre le diagramme de dispersion de la Figure 4a.

La Figure 4b montre les formes spectrales associées pour la suite de mouvements du sol. Selon la région du pont sélectionné, les enregistrements de mouvements du sol ont une valeur d'accélération spectrale proche des valeurs d'accélération spectrale dans la zone sismique III du code RPOA-2008 et de la classe de site S3 (sol meuble).



(b)
Figure 4 : Dispersion et accélération spectrale des accélérogrammes choisis
Figure 4: Scatter and spectral acceleration of selected accelerograms

Tableau 1 : Propriétés des accélérogrammes choisie**Table 1:** Properties of the selected accelerograms

Séisme	Année	M _w	R(Km)	PGA(g)
Imperial Valley-02	1940	6.95	6.09	0.28
Kern County	1952	7.36	38.89	0.16
Northern Calif-03	1954	6.5	27.02	0.16
Parkfield	1966	6.19	9.58	0.15
Parkfield	1966	6.19	12.9	0.12
San Fernando	1971	6.61	22.77	0.22
Managua, Nicaragua-01	1972	6.24	4.06	0.37
Managua, Nicaragua-02	1972	5.2	4.98	0.26
Gazli, USSR	1976	6.8	5.46	0.7
Coyote Lake	1979	5.74	9.02	0.17
Coyote Lake	1979	5.74	7.42	0.15
Coyote Lake	1979	5.74	5.7	0.42
Imperial Valley-06	1979	6.53	0.34	0.31
Imperial Valley-06	1979	6.53	0.65	0.29
Imperial Valley-06	1979	6.53	2.66	0.6

4- Analyse dynamique incrémentale IDA

L'analyse dynamique incrémentale (IDA) est une méthode paramétrique qui permet d'estimer en profondeur les performances structurelles sous des charges sismiques [16]. Dans l'analyse IDA, la structure est soumise à une série d'analyses non linéaires de séries chronologiques du mouvement du sol avec une intensité croissante. Les courbes d'enveloppe IDA sont obtenues en traçant le déplacement du sommet par rapport à la force de cisaillement de base correspondante pour chaque course dynamique.

Les courbes dynamiques incrémentales IDA sont obtenues à partir de l'analyse dynamique non linéaire de la pile du pont pour les conceptions basées avant et après RPOA-2008. Les accélérogrammes décrits dans le Tableau 1 ont été affectés de facteurs compris

entre 0,1 et 2,0 avec un incrément de 0,1 de sorte que 20 analyses ont été réalisées pour chaque séisme. Pour interpréter facilement les résultats, nous traçons les courbes IDA avec les mesures de réponse (déplacements relatifs ou drift) en abscisses et les mesures d'intensité (PGA et Sa (T1, 5%) en ordonnées. Dans les courbes IDA, chaque point correspond à la valeur maximale ou résiduelle calculée pour un accélérogramme et un niveau d'intensité donné. Chaque ligne trace l'évolution de ces valeurs pour un même accélérogramme avec des intensités croissantes. Cette méthodologie permet de caractériser la gamme de comportements possibles des structures [16].

Les Figures 5 et 6 montrent un comportement quelque peu élastique avant le début de la non-linéarité et les courbes dispersées indiquent la variation de la réponse même pour des séismes de même intensité. La diversité du contenu fréquentiel des accélérogrammes peut être attribuée à ce comportement.

Les courbes dynamiques incrémentales IDA sont des lignes aléatoires ou fonctions de mesures d'intensité (IM) [16]. Pour comparer leur performance sismique, les courbes sont également résumées en termes de valeurs fractiles 16%, 50% et 84%. Les valeurs moyennes, médianes et 84 fractiles sont principalement utilisées dans la conception d'ingénierie de ponts [17].

Les Figures 5 et 6 montrent les courbes IDA de 16%, 50% et 84% développées en termes de PGA et d'accélération spectrale Sa (T1, 5%) en fonction du drift pour la conception avant RPOA-2008 et après RPOA-2008 de la pile du pont, respectivement. On peut observer que la pile conçue après le RPOA-2008 présente une rigidité plus élevée que la pile conçue avant le RPOA-2008.

Par exemple, pour la valeur du drift de 2%, le PGA correspondant est de 0,93g et 1,01g et les valeurs correspondantes de Sa (T1, 5%) sont de 2,36g et 2,50g pour la conception avant et après le RPOA-2008, respectivement.

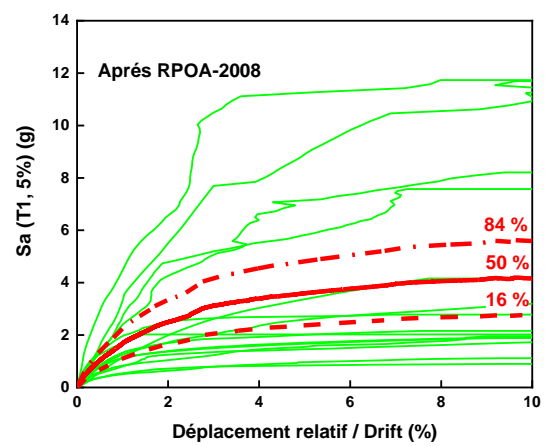
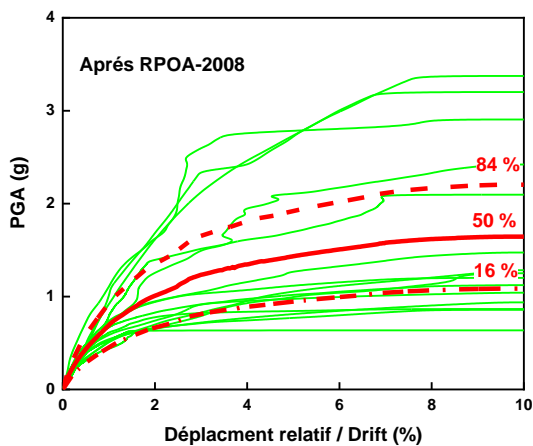
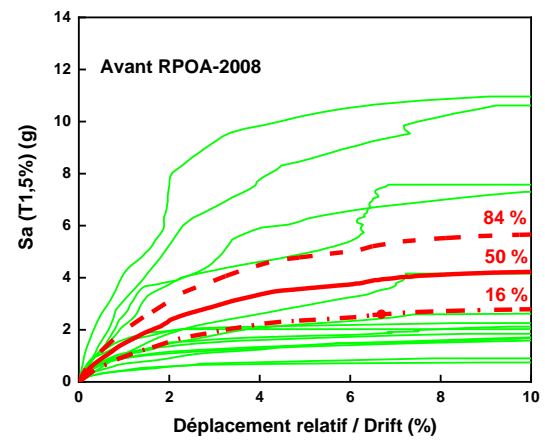
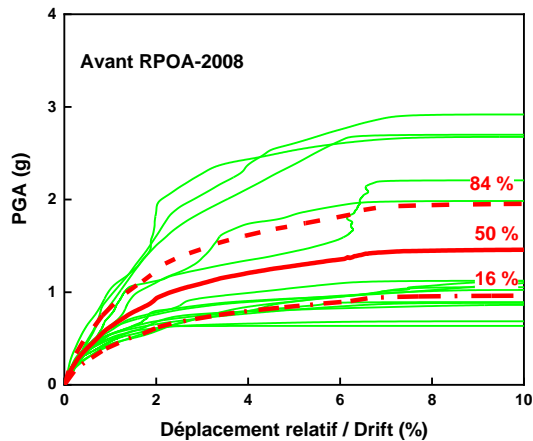


Figure 5 : Courbe IDA avant et après RPOA-2008 en termes de PGA

Figure 5: IDA curve before and after RPOA-2008 in term of PGA

Figure 6 : Courbe IDA avant et après RPOA-2008 en termes de Sa (T1, 5%)

Figure 6: IDA curve before and after RPOA-2008 in term of Sa (T1, 5%)

5- États limites d'endommagement

Toutes les structures sont vulnérables aux dommages lors d'une sollicitation sismique. La quantification de ces dommages est de la plus haute importance et des indices de dommages sont utilisés pour prédire les éventuels dommages. Premièrement, un état limite (Damage State DS) a été utilisé pour évaluer l'intensité sismique d'une zone définie après un événement sismique, puis l'utilisation s'est étendue pour l'évaluation des dommages post-séisme, l'évaluation de la vulnérabilité structurelle, l'estimation des pertes et la réhabilitation des structures. L'état limite DS permet d'évaluer les dommages causés à un pont et fournit une catégorisation des dommages structurels d'un état intact à un état complètement endommagé ou d'effondrement.

Cinq états de dommage ont été considérés dans le présent travail, selon les travaux antérieurs [11] : DS0 - Aucun, DS1 - Léger, DS2 - Modéré, DS3 - Extensive et DS4 - Complet / Effondrement. La définition des états d'endommagement des ponts à piles a été réalisée en utilisant la forme simplifiée de bilinéarisation des courbes IDA en fonction du déplacement élastique (d_y) et le déplacement ultime (d_u) [18], présentée dans le Tableau 2.

Tableau 2 : États des dommages
Table 2 : Damage states

Etats limites	Définition
Léger	DS1 = 0.7 d_y
Modéré	DS2 = d_y
Extensive	DS3 = DS2 + 0,25 (d_u - d_y)
Complet	DS4 = d_u

Pour obtenir la représentation bilinéaire simplifiée de la courbe IDA, on s'assure que les surfaces en dessous et au-dessus de la courbe restent égales et que le déplacement final est pris en compte lorsqu'il y a une diminution de 20% par rapport à l'effort tranchant à la base [18] comme le montre la Figure 7.

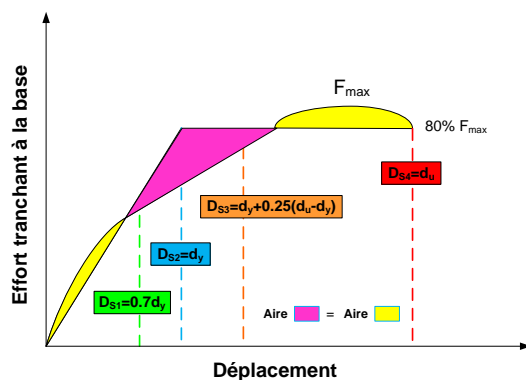


Figure 7 : Représentation de la courbe IDA bilinéaire et des états d'endommagement correspondants

Figure 7: Representation of the bilinear IDA curve and corresponding damage states

Le Tableau 3 résume les valeurs moyennes des déplacements relatifs drift en pourcentage pour les différentes états limites, DS1, DS2, DS3 et DS4 obtenues lors des analyses IDA pour les différentes conceptions de la pile de pont avant et après RPOA-2008.

Tableau 3 : Valeurs moyennes des déplacements relatifs (drift %)

Table 3: Mean values of inter-story (drift %)

Etat limite	Déplacement relatif drift (%) avant RPOA-2008	Déplacement relatif drift (%) après RPOA-2008
DS1	0.32	0.39
DS2	0.47	0.56
DS3	1.41	1.55
DS4	4.23	4.85

La Figure 8 montre l'état d'endommagement des piles du pont pour la conception avant et après le RPOA-2008 développé pour toutes les courbes IDA (effort tranchant vs déplacement). On peut observer que la dispersion augmente avec les états d'endommagement, ce qui indique que les incertitudes, pour un niveau d'endommagement donné, augmentent avec la non-linéarité du comportement de la structure.

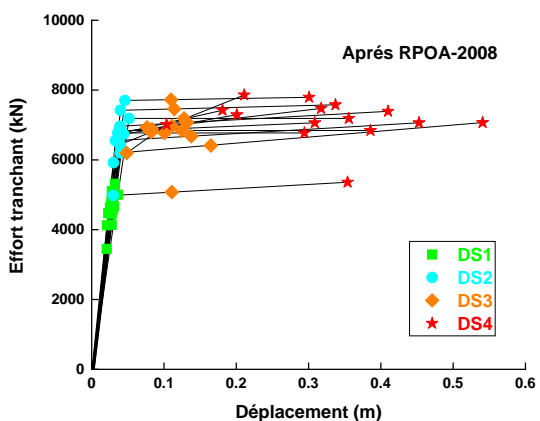
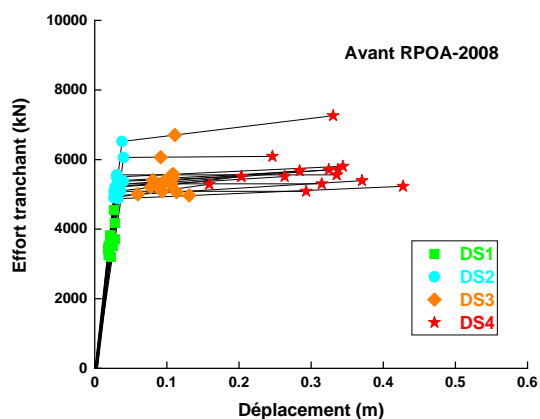


Figure 8 : État d’endommagements obtenus à partir de la bi-linéarisation des courbes IDA

Figure 8: Damage state’s values obtained from the bilinearization of the IDA curves

6- Courbe de fragilité

Une fonction (ou courbe) de fragilité exprime la probabilité qu’une structure, soumise à une demande sismique, puisse dépasser un certain degré de dommages. Une fonction de fragilité est liée au niveau de mouvement du sol avec la probabilité de dépasser les états limites [19].

Les courbes de fragilité sont souvent décrites par une fonction de distribution de probabilité log normale comme montré sur la Figure 9.

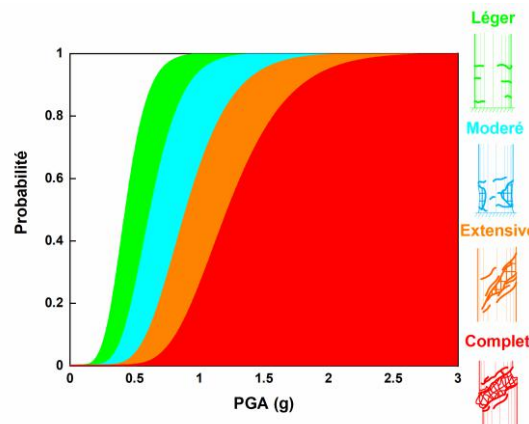


Figure 9 : Exemple d’une courbe de fragilité
Figure 9 : Fragility curves example

Mathématiquement, les courbes de fragilité résultent de la combinaison de deux probabilités [20]. La première probabilité est celle de la demande sismique qui est exprimée en fonction d’un paramètre de demande d’ingénierie (Engineering Demand Parameter EDP). L’EDP est un paramètre qui permet de juger de l’état structural de l’élément analysé. Il s’agit en général du déplacement spectral, du moment de renversement ou de la courbure. La demande sismique est conditionnée par une intensité de mesure (Intensity Measure, IM) indépendante de la structure et permettant de prendre en compte l’aléa sismique. Il s’agit en général du PGA, du PGV ou d’une valeur de l’accélération spectrale à une période fixée. La seconde probabilité est celle du dépassement du degré de dommages soumis à une certaine demande (EDP) et représente donc la capacité structurale. Elle sera nommée « distribution en capacité structurale ».

Dans notre étude, PGA et Sa (T1, 5%) sont tous deux sélectionnés comme IM et le drift de la pile de pont est sélectionné comme EDP. Ces probabilités sont considérées comme suivant une loi log-normale d’écart-type $\beta_{EDP/IM}$ et β_c , respectivement pour la demande sismique et la capacité structurale [18], voir Eq. (1).

$$P(D < C / IM) = \phi \left(\frac{\ln(S_D/S_C)}{\sqrt{\beta_{D/IM}^2 + \beta_C^2}} \right) \quad (1)$$

Où S_D - est l'estimation de la médiane de la demande sismique en fonction de IM , IM - est la mesure de l'intensité sismique, S_C - est la médiane pour l'état limite choisi, $\beta_{D/IM}$ - est l'écart-type logarithmique conditionnel de la demande, β_C - est l'écart-type logarithmique de l'état limite, $\Phi [\dots]$ est la fonction normale standard. La relation entre la capacité sismique et la demande sismique peut être représentée sous une forme généralisée par un modèle de puissance comme indiqué dans l'Eq. (2).

À la suite d'un grand nombre d'analyses temporelles non linéaires, un modèle probabiliste de la demande sismique s'obtient à l'aide d'une régression linéaire. Cette dernière est déterminée par la méthode des moindres carrés dans l'espace logarithmique de la façon suivante [21].

$$S_D = a(IM)^b \quad (2)$$

Avec a et b sont des coefficients à déterminer.

En passant par le logarithme, on obtient la relation suivante, Eq. (3) :

$$\ln(\overline{S_D}) = b \ln(IM) + \ln(a) \quad (3)$$

Où a et b sont les coefficients de régression qui sont utilisés conjointement avec une estimation de $\beta_{D/IM}$ appelée modèle probabiliste de demande sismique PSDM.

L'Equation (3) peut être réécrite sous forme Eq. (4) pour les fragilités des composants [20].

$$P(DS / IM) = \phi \left(\frac{\ln IM - \ln IM_m}{\beta_{comp}} \right) \quad (4)$$

Avec :

$$IM_m = \exp \left(\frac{\ln S_C - \ln a}{b} \right) \quad (5)$$

β_{comp} est donné par l'Eq. (6) :

$$\beta_{comp} = \frac{\beta_{EDP/IM}}{b} \quad (6)$$

La dispersion autour de la droite de régression correspond à la valeur de l'écart-type log-normal de la demande sismique. On peut l'exprimer à l'aide de la formule suivante [22], Eq. (7) :

$$\beta_{EDP/IM} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N [\ln(EDP_i) - \ln(a(IM_i)^b)]^2}{N-2}} \quad (7)$$

Avec N le nombre de séismes considérés dans l'analyse.

Ceci est illustré dans les Figure 10 et Figure 11 où sont montrés la relation entre PGA et $S_a(T_1, 5\%)$ et le drift de pile de pont conçus avant RPOA-2008 et après RPOA-2008, respectivement.

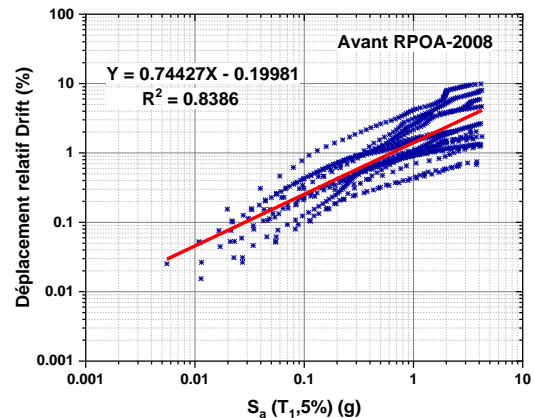
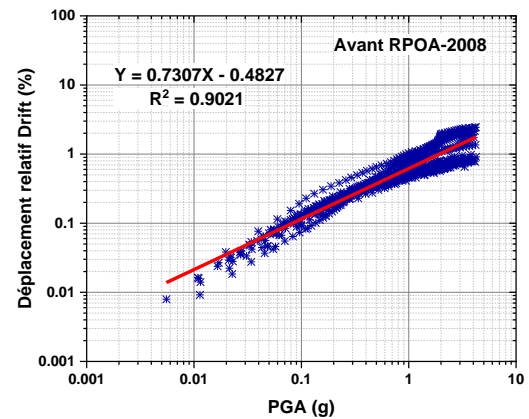


Figure 10 : Analyse de régression avant RPOA-2008, en termes de PGA et $S_a(T_1, 5\%)$

Figure 10 : Regression analysis before RPOA-2008, in term of PGA and $S_a(T_1, 5\%)$

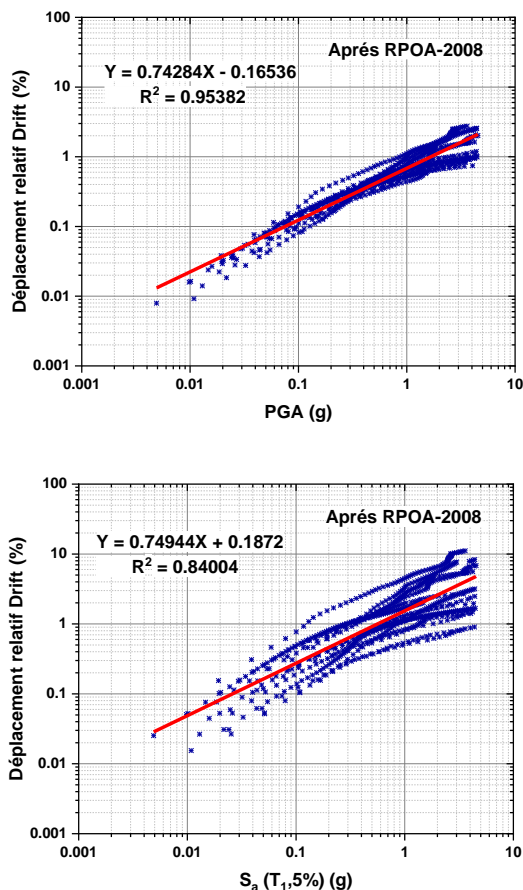


Figure 11 : Analyse de régression après RPOA-2008, en termes de PGA et Sa (T1, 5%)

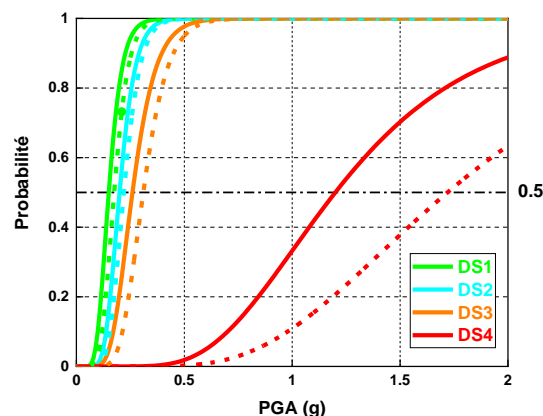
Figure 11 : Regression analysis after RPOA-2008, in term of PGA and Sa (T1, 5%)

Une ligne droite avec des valeurs R^2 de 0,90 et 0,84 pour la conception avant le RPOA-2008 et des valeurs R^2 de 0,95 et 0,84 pour la conception après le RPOA-2008 indique le meilleur ajustement des résultats obtenus. Il peut sembler que toutes les valeurs de R^2 pour les deux modèles soient proches de 1.

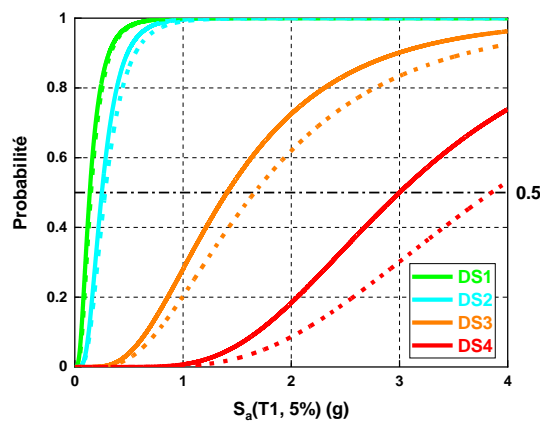
La Figure 12a montre la probabilité d'états d'endommagement (DS1, DS2, DS3 et DS4) par rapport au PGA pour la pile conçue avant (ligne pleine) et après (ligne en tirets) selon la réglementation parasismique algérienne sur les ponts RPOA-2008. A 50% de probabilité de dommages légers DS1, modérés DS2 et étendus DS3, on peut voir que pour l'ensemble des 15 accélérogrammes et pour la pile conçue après le RPOA-2008, la valeur correspondante de PGA est de 0,18g, 0,22g et 0,31g montrant ainsi une diminution des dommages de 16,66%, 9,09% et 16,12%, respectivement. À l'état d'effondrement la

probabilité varie considérablement, montrant une différence de 30,23 %.

La Figure 12b montre la probabilité des états de dommages (DS1, DS2, DS3 et DS4) en termes de Sa (T1, 5%), la différence de 50% de probabilité des états de dommages légers, modérés, étendus et d'effondrement sont de 18,75%, 14,28%, 15,15% et 22,07% entre la conception avant et après le RPOA-2008. On peut conclure à partir des résultats précédents que la probabilité de dommages diminue lorsque la conception après le RPOA-2008 a été adoptée, en particulier, la performance d'effondrement a été améliorée de manière significative.



(a)



(b)

Figure 12 : Courbe de fragilité en termes de PGA et Sa (T1, 5%)

Figure 12: Fragility curves in term of PGA and Sa (T1, 5%)

7- Conclusion

Dans cette étude, les courbes de fragilité sont établies en fonction du drift et différents types de mesure d'intensité du mouvement du sol, à savoir l'accélération maximale du sol PGA et l'accélération spectrale spécifique à la structure S_a (T1, 5%) pour une pile de pont du type fût circulaire conçue avec l'ancien code de conception sismique (avant RPOA-2008) et avec le code sismique algérien des ponts en Algérie (après RPOA-2008). Pour générer les courbes de fragilité, le push over dynamique obtenu à partir de l'analyse IDA a été utilisé pour définir les états limites. Les résultats montrent pour le pilier conçu après RPOA-2008 une meilleure performance sismique par rapport au même pilier de pont conçu par l'ancien code sismique RPOA-2008. La pile de pont conçue après RPOA-2008 réduit la probabilité de dommages à 16,66%, 9,09%, 16,12% et 30,23% pour les effondrements légers, modérés, extensifs et en termes de PGA et 18,75%, 14,28%, 15,15% et 22,07% en termes de S_a (T1, 5%) à 50% de la probabilité de dommage. Les résultats obtenus dans cette étude concernent les courbes de fragilité pour une typologie de piles de ponts en béton armé couramment réalisée en Algérie à savoir les piles à fûts circulaire. Pour la généralisation des études concernant les autres typologies de piles de pont (piles marteaux, piles voiles, piles évidés) des études plus approfondies sont nécessaire.

Références bibliographiques

- [1] Hemaïdi Zourgui, N., Kibboua, A. and Taki, M., *Using full bridge model to develop analytical fragility curves for typical concrete bridge piers*, GRAĐEVINAR, Vol.70, n°6, pp 519-530, 2018.
- [2] Kehila, F., Kibboua, A., Bechtoula, H. and Remki, M., *Seismic performance assessment of R.C. bridge piers designed with the Algerian seismic bridges regulation*, Earthquakes and Structures, Vol.15, n°6, pp701-713. 2018.
- [3] Kibboua, A., Naili, M., Benouar, D. and Kehila, F., *Analytical fragility curves for typical Algerian reinforced concrete bridge piers*, Structural Engineering and Mechanics, Vol.39, n°3, pp 411-425, 2011.
- [4] Kehila, F., Remki, M., and Kibboua, A., *Seismic Assessment of Algerian Bridge.*, In: Rodrigues H., Elnashai A., Calvi G. (eds) Facing the Challenges in Structural Engineering, GeoMEast 2017, Sustainable Civil Infrastructures, Springer, Cham, 2018
- [5] RPOA, *Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008.*, Document Technique Règlementaire, Ministère des Travaux Publics, Algiers, Algeria, 2008.
- [6] RPA *Règles Parasismiques Algériennes RPA81.*, Ministère de l'habitat et de l'urbanisme, Office des Publications Universitaires OPU, Algiers, Algeria, 1981.
- [7] RPA *Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version 2000*, Ministère de l'habitat et de l'urbanisme, Office des Publications Universitaires OPU, Algiers, Algeria, 2003.
- [8] Kibboua, A., Bechtoula, H., Mehani, Y. and Naili, M., *Vulnerability assessment of reinforced concrete bridge structures in Algiers using scenario earthquakes*, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol.12, n°2, 807-827, 2013.
- [9] Seismosoft., *SeismoStruct: A Computer Program for Static and Dynamic Analysis for Framed Structures.*, Version 2018, Seismosoft, Pavia, Italy, <http://www.seismosoft.com>, (2018)
- [10] Mander, J.B., Priestley, M.J., and Park, R., *Theoretical stress-strain model for confined concrete.*, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, n°8, pp 1804-1826, 1988.
- [11] Martínez-Rueda, J.E. and Elnashai, A.S., *Confined concrete model under cyclic load.*, Materials and Structures, Vol. 30, n°3, pp139-147, 1997.
- [12] Menegotto, M. and Pinto, P.E., *Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending.*, In Proceedings of the IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural



Engineering, Zurich, Switzerland, pp 15-22, 1973.

[13] Filippou, F.C., Popov, E.P. and Bertero, V.V., *Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints.*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, USA, Report EERC 83-19, 1983.

[14] Aviram, A., Mackie, K.R., Stojadinovic, B., *Effect of Abutment Modeling on the Seismic Response of Bridge Structures*, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol.7, n°4, pp. 395-402, 2008.

[15] PEER., *Pacific Earthquake Engineering Research Center Online Strong Motion Database.*, PEER, University of California, Berkeley, CA, USA, 2018.

[16] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A., *Incremental dynamic analysis.*, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 31, n°3, pp 491-514, 2002.

[17] Billah, A.H.M.M. and Alam, M.S., *Seismic performance evaluation of multi-column bridge bents retrofitted with different alternatives using incremental dynamic analysis*, Engineering Structures, Vol.62-63, pp105-117, 2014.

[18] Vargas, Y.F., Barbat, A.H., Pujades, L.G. and Hurtado, J.E., *Probabilistic seismic risk evaluation of reinforced concrete buildings*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings, Vol.167, n° 6, pp 327-336, 2014.

[19] Kaynia, A.M., *Guidelines for Deriving Seismic Fragility Functions of Elements at Risk: Buildings, Lifelines, Transportation Networks and Critical Facilities*, SYNER-G Reference Report 4, Publications Office of the European Union, Luxembourg, 2013.

[20] Nielson, B. G. and Des Roches, R., *Analytical Seismic Fragility Curves for Typical Bridges in the Central and Southeastern United States*, Earthquake Spectra, 23(3), 615–633. (2007)

[21] Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R. and Foutch, D.A., *Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines*, Journal of Structural Engineering, Vol. 128, n°4, pp 526-533, 2002.

[22] Ramanathan, K., Des Roches, R. and Padgett, J. E., *A comparison of pre- and post-seismic design considerations in moderate seismic zones through the fragility assessment of multispan bridge classes*, Engineering Structures, Vol. 45, pp 559-573, 2012.

CONTRIBUTION AUX ANALYSES DES EFFETS DE SITE : CARTOGRAPHIE DE L'ÉPAISSEUR DES SEDIMENTS DANS LE BASSIN DE LA MITIDJA (ALGERIE) A TRAVERS LE BRUIT AMBIANT

CONTRIBUTION TO THE SITE EFFECTS ANALYSES: MAPPING THE THICKNESS OF SEDIMENTS IN THE MITIDJA BASIN (ALGERIA) USING AMBIENT NOISE

Réception : 03/12/2020

Acceptation : 13/12/2020

Publication : 02/01/2021

TEBBOUCHE Mohamed Yacine^{1,2}, Master, PhD Student,
AIT BENAMAR Dalila², Magister.

¹Laboratoire de Géophysique. (FSTGAT). Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene (USTHB), BP32 El Alia, Bab Ezzouar, Alger, Algérie, ytebbouche@usthb.dz

²Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), H-Dey, Alger, Algérie.

Résumé—Le bassin de la Mitidja se caractérise par un substratum rocheux très profond recouvert par un remplissage sédimentaire dépassant les 500 m d'épaisseur. Les propriétés de ce remplissage ainsi que son épaisseur jouent un rôle très important dans les analyses et la quantification des effets de site. Mis à part les zones bordières du bassin, aucun sondage n'a atteint le substratum rocheux, cependant une étude hydrogéologique réalisée sur l'ensemble du bassin, a pu mettre en évidence ces formations sédimentaires en termes de résistivité mais l'information dans toute son intégralité demeure méconnue. Dans le but d'analyser les effets de site, et estimer les épaisseurs des sédiments, la méthode H/V a été donc appliquée comme un outil complémentaire aux données des forages hydrogéologiques, pour permettre la cartographie de la base du Pliocène sur toute l'étendue du bassin. Dans un premier temps, les acquisitions H/V ont été mesurées à l'emplacement des SEV qui ont atteint le substratum rocheux et les fréquences de résonance ont été déterminées. Ainsi, une relation empirique entre l'épaisseur des sédiments et les fréquences de résonance a été établie. L'application de cette relation a révélé son utilité pour déterminer la profondeur d'un bassin avec une excellente qualité de précision et une erreur acceptable sur les profondeurs calculées. Ces erreurs sont dues à la simplification du problème que cette méthode implique : elle exige que la vitesse de propagation des ondes de cisaillement varie constamment avec la profondeur dans toute la région étudiée, ce qui n'est pas toujours le cas. Cette méthode n'est donc pas valable lorsqu'il n'y a pas de contraste d'impédance entre la colonne sédimentaire et le substratum rocheux ou lorsque la vitesse de cisaillement varie irrégulièrement (inversion de vitesses) avec la profondeur dans la zone d'étude.

Mots - clés : Méthode H/V, Bruit ambiant, Bassin de la Mitidja, Amplification.

Abstract—The Mitidja Basin is characterized by a very deep bedrock covered by a sedimentary formations exceeding 500 m thick. The properties of this fill as well as its thickness play a very important role in the site effects analysis and quantification. Apart from the basin's edge zones, no boreholes have reached the bedrock. However, a hydrogeological study carried out over the entire basin was able to highlight these sedimentary formations in terms of resistivity, but the information in its entirety remains unknown. In order to analyze the site effects, and to estimate the sediment thicknesses, the H/V method was thus applied as a complementary tool to the hydrogeological boreholes data, thus allow the mapping of the Pliocene basement over the whole basin. Initially, H/V acquisitions were measured at the location of SEV that reached the bedrock and resonance frequencies were determined. Therefore, an empirical relationship between sediment thickness and resonance frequencies was established. The application of this relationship has revealed its usefulness in determining the depth of a basin with an excellent quality of precision, and an acceptable error on the calculated depths. This error is due to the simplification of the problem that this method implies: it requires that the shear wave velocity varies constantly with depth over the entire studied region, which is not always the case. This approach is therefore not valid when there is no impedance contrast between the sedimentary column and the bedrock, or when the shear wave velocity varies unevenly (velocity inversion) with the depth in the study area.

Keywords: HVSr, Ambient noise, Mitidja basin, Amplification.

1-Introduction

Le comportement dynamique des formations meubles, dans les bassins sédimentaires, a une influence sur les ondes vibratoires sismiques [1, 2, 3]. Afin d'évaluer de manière complète les effets de résonance d'un bassin sédimentaire, un modèle 3D de la distribution des propriétés physiques du remplissage sédimentaire est nécessaire. Déterminer la distribution des vitesses des ondes de cisaillement (V_s) et les propriétés d'atténuation des couches sédimentaires meubles de grande étendue, revient à utiliser des méthodes d'exploration efficaces. Parmi ces méthodes, la méthode H/V bruit de fond qui exploite les propriétés du bruit ambiant. Nakamura [4] a suggéré d'utiliser le rapport spectral des composantes horizontales et verticales (H/V) comme mesure de la fonction d'amplification des couches sédimentaires meubles.

La méthode H/V bruit de fond a été largement utilisée dans les microzonages sismiques et les études des effets de site, notamment dans les bassins sédimentaires [5 & 6]. La principale condition de la réussite de son application réside dans un contraste d'impédance entre la colonne sédimentaire et un substratum rocheux sur lequel repose cette dernière. Cependant, les effets 3D et les fortes hétérogénéités rendent son utilisation délicate et peuvent empêcher son application dans de telles conditions. La méthode H/V, rapide et peu coûteuse, permet une estimation de la fréquence de résonance fondamentale des sédiments sans connaître la structure géologique ni les paramètres physiques du sol telle que la vitesse de cisaillement (V_s). La corrélation de cette technique avec d'autres essais géologiques et géophysiques (sondage électrique verticale SEV) atteignant le substratum permet d'établir une relation directe entre la fréquence de résonance et l'épaisseur des sédiments sans utiliser les V_s auxquelles les deux paramètres sont liés [7]. Des études de cas où la technique H/V a été utilisée, montrent qu'en général, pour un fort contraste d'impédance entre une colonne sédimentaire et un substratum rocheux, le pic H/V de la fréquence fondamentale, peut être corrélé empiriquement avec l'épaisseur globale des sédiments [8 & 9]. En revanche, si le bruit vibratoire ambiant est dominé par les ondes de surfaces, les spectres H/V donnent des

fonctions d'amplification qui ne sont pas représentatives [10].

L'analyse des effets de site nécessite une connaissance plus au moins détaillée des formations géologiques ainsi que leurs propriétés. Dans le cas des bassins sédimentaires où le substratum est surmonté par des formations sédimentaires, l'épaisseur de ces dernières est considérée comme un paramètre indispensable. Cette information peut être facilement connue dans les zones géologiquement bien documentées. Dans le cas contraire, l'épaisseur des sédiments peut être approchée rapidement et avec peu de contraintes grâce à la technique (H/V) tel que ça été fait dans plusieurs cas à travers le monde [11 – 20] et en Algérie [21 - 24]

Dans la présente étude, la méthode H/V a été appliquée dans le bassin de la Mitidja afin de déduire la réponse fréquentielle du sol qui sera d'une grande utilité pour l'étude des effets de site, notamment dans les bassins qui sont connus par leur nature amplifiante. Les résultats serviront à établir une corrélation entre les données géologiques (épaisseur des sédiments) et les fréquences propres du sol, ceci servira comme relation empirique dans l'évaluation des effets de site.

2-Cadre Géologique

Le bassin de la Mitidja fait partie de la série des bassins néogènes de l'Algérie du Nord qui se sont formés au cours de la phase de distension du Miocène suivant une direction N-S, l'évolution de cette distension est l'œuvre d'une déformation extensive, qui s'est poursuivie depuis pratiquement le Villafranchien jusqu'à l'Actuel par une déformation compressive. La morphologie de la dépression de la Mitidja montre les grands traits morpho-structuraux. Vers le sud, ce bassin est limité par une anomalie géomorphologique marquée par le chevauchement des terrains miocènes post-nappes sur le Pliocène. Vers le Nord, la Mitidja est limitée par le pli anticlinal du Sahel. A l'Est, ce bassin est limité par le massif de Thénia. Les études géologiques réalisées sur les bordures du bassin par Glangeaud [25], Lepvrier [26] montrent qu'il s'agit d'un synclinal mio-plio-quadernaire.

Des dépôts sédimentaires importants caractérisent le bassin de la Mitidja, ils vont du Quaternaire jusqu'au Tertiaire. Le quaternaire est formé essentiellement de sols meubles, de dépôts alluviaux en surface, reposant sur des limons et des argiles qui sont parfois sableuses. Ces facies quaternaires surmontent ceux du Tertiaire. L'ensemble repose sur des formations d'âge plaisancienne et astien marqués principalement par des grès et des marnes bleues (marne de la maison carrée). Selon Bonneton (1977) [27] les formations d'âge miocène sont recouvertes par ces facies plaisanciens et astiens, et recouvrent à leur tour le substratum mésozoïque d'âge Crétacé [28].

Les profondeurs du substratum du bassin de la Mitidja demeurent méconnues. Pour les besoins de notre étude, les épaisseurs obtenues par des sondages électriques verticaux (SEV) réalisés dans le cadre de l'étude hydrogéologique du bassin de la Mitidja [29], ont été utilisées pour la calibration des fréquences des rapports spectraux H/V.

3-Méthodologie

Les méthodes basées sur le bruit sismique ambiant, et notamment la méthode H/V, utilisent les propriétés du bruit ambiant pour estimer les fréquences de résonance du sol (effet de site 1D). Cette méthode a l'avantage d'être simple et rapide. Cette technique a été proposée pour la première fois au Japon par Nogoshi et Igarashi [30], puis diffusée par Nakamura [4]. Depuis, cette méthode connaît une utilisation plus fréquente surtout pour l'étude des effets de site.

La méthode « H/V bruit de fond » consiste à enregistrer le bruit de fond sismique du site et à calculer le rapport spectral entre les signaux obtenus sur les composantes horizontales et ceux des composantes verticales. Le pic de la courbe en fonction de la fréquence de ce rapport donne la fréquence de résonance du sol f_0 et sa valeur. La théorie de cette méthode est encore un domaine de recherche, sa validité expérimentale semble très bien établie. Pour des effets de site 1D, la fréquence de résonance f_0 de la couche, est proportionnelle à la vitesse des ondes de cisaillement V_s et inversement proportionnelle à quatre fois l'épaisseur H de cette couche [32], ainsi : $f_0 = \frac{v_s}{4H}$

Plusieurs études ont été menées afin d'obtenir une explication physique de cette méthode [32 - 39]. Un consensus assez général se dégage de la communauté scientifique quant à la fiabilité de ce rapport, notamment pour l'estimation de la fréquence propre du sol [11].

Les études portant sur la compréhension du rapport H/V sont cependant peu nombreuses par rapport à celles dédiées aux diverses applications de la méthode de Nakamura et surtout celles concernant le microzonage sismique [40 - 56].

En ce qui concerne la reconnaissance géologique, certains auteurs [31, 9, 35, 52, 53] ont élaboré des relations empiriques entre la fréquence de résonance du sol et l'épaisseur des sédiments. En effet, la méthode H/V peut être utilisée comme un outil de prospection dans les zones où les épaisseurs des formations géologiques sont méconnues [57]. Cette technique consiste à établir une corrélation entre la fréquence f_0 et l'épaisseur H et nécessite un nombre important de points dont l'épaisseur des sédiments est connue. Il s'agit généralement de données de sondages ou forages. Par ailleurs, les données géophysiques provenant de sondages électriques verticaux peuvent être exploitées. Il est important que la plage de profondeur des données d'entrée couvre toute la gamme de profondeurs que nous avons l'intention de cartographier.

Sur la base du diagramme fréquence (f) - épaisseur (Z), les paramètres (a , b) de la loi exponentielle sont définis [9] à l'aide des formules les mieux adaptées. L'équation ci-dessous Eq. (1) représente une simplification du problème, car les deux variables (f) et (z) sont liées à la vitesse V_s . Sachant que V_s augmente avec le poids des terres sous l'effet d'une contrainte verticale, qui est en revanche proportionnelle à la profondeur des sédiments.

$$Z = af^b(1)$$

Ibs-Von Seht et Wohlenberg [9] ont étudié les deux paramètres (f) et (z) et ont démontré qu'il est possible d'établir une relation directe entre ces deux paramètres sans connaître la valeur des V_s . Dans cette relation Eq. (1), on suppose que les propriétés des sédiments ne varient pas dans la zone d'étude. Dans les zones

où les caractéristiques géologiques des sédiments sont très variables, la fiabilité de la corrélation sera forcément faible [35].

Une étude comparative, entre les relations publiées faites par Gosar [58], montre que le paramètre (*b*) est plus au moins similaire, tandis que (*a*) est spécifique pour chaque région, confirmant ainsi ce qui a été déjà proposé par Delgado et al., [35]. Il convient également de considérer que le paramètre (*b*) a plus d'influence sur la relation fréquence-profondeur car il existe une dépendance exponentielle alors que la dépendance pour le paramètre (*a*) est uniquement linéaire.

Pour l'acquisition et le traitement des données ainsi que les critères d'identification des pics H/V, nous avons suivi les recommandations de SESAME [11] (<http://sesame-fp5.obs.ujf-grenoble.fr>, projet européen) et de Châtelain et al., [14].

Plusieurs centaines d'enregistrements de bruit de fond ont été réalisés, au niveau du bassin de la Mitidja, à l'aide de la station CityShark II, décrite par Châtelain et al., [59 & 60], équipée d'un sismomètre Lennartz 5-secondes à trois composantes. Le sismomètre est positionné, nivelé d'une des composantes horizontales. Les enregistrements ont été réalisés avec un pas d'échantillonnage de 200 Hz pendant une durée de 30 minutes.

4-Relation entre l'épaisseur et la fréquence H/V (résultats et discussion)

Cent cinq (105) points d'acquisition H/V bruit de fond ont été considérés, dont 49 enregistrements ont été effectués directement au-dessus des emplacements des SEV. Pour assurer la fiabilité des courbes H/V, on a suivi les trois critères de traitement des recommandations de SESAME [11] : 1) choix de la fenêtre de traitement, 2) nombre de fenêtre et de cycle, 3) écart-type du pic d'amplitude H/V.

L'intercalation des couches géologiques avec un contraste d'impédance élevé a fait que plusieurs courbes sont marquées par la présence de plusieurs pics de basses fréquences, ce qui a rendu le choix des fréquences un peu difficile.

Pour les 49 points réalisés au-dessus des SEV, les fréquences de résonance obtenues ont été corrélées avec les profondeurs des SEV (Z_{sev}) atteignant la base du Pliocène. Ces données sont présentées dans le tableau Tab. 1. Les paramètres d'ajustement optimal (Fig.2) de la loi de régression sont obtenus comme suit:

$$Z = 125,28f_0^{-1.357} \quad (2)$$

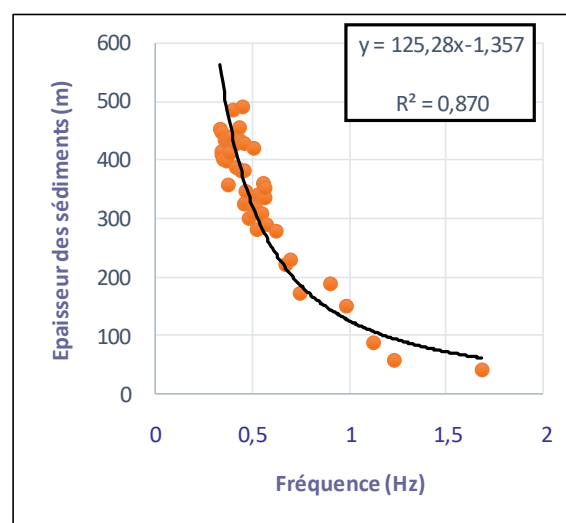


Figure 1 : Fréquences fondamentales des pics H/V en fonction de l'épaisseur totale des sédiments. L'équation exprime l'ajustement optimal de la relation exponentielle.

Figure 1: Frequencies of fundamental peaks of H/V ratios versus the total thickness of sediment. The equation describes the best fit of the exponential relation.

Tableau 1 : Données utilisées pour le calcul de la fonction de corrélation. (Z_{sev}) épaisseurs des sédiments basées sur les (SEV); (Z_{calc}) épaisseurs des sédiments calculées en utilisant la loi de régression obtenue par Eq. (1) ; ($\Delta Z / Z$) différence relative entre (Z_{sev}) et (Z_{calc}).

Table 1: Data used for the computation of the correlation function. (Z_{sev}) sediment thicknesses based on (SEV); (Z_{calc}) sediment thicknesses calculated using the regression law obtained by Eq. (1); ($\Delta Z / Z$) average relative difference between (Z_{sev}) and (Z_{calc}).

$f(\text{Hz})$	$Z_{sev} \text{ (m)}$	$Z_{calc} \text{ (m)}$	$\Delta Z/Z \text{ (%)}$
0,331	453	535	18
0,343	411	535	30
0,343	415	535	29
0,343	448	535	19
0,350	402	521	30
0,356	435	509	17
0,370	398	483	21
0,377	358	471	31
0,378	437	469	7
0,384	413	459	11
0,384	436	459	5
0,391	439	448	2
0,398	486	437	10
0,413	388	416	7
0,413	428	416	3
0,413	430	416	3
0,437	434	385	11
0,437	455	385	15
0,444	433	377	13
0,445	382	376	2
0,453	493	367	26
0,462	384	357	7
0,462	429	357	17
0,462	326	357	10
0,470	329	349	6
0,470	347	349	1
0,479	301	340	13
0,506	421	316	25
0,506	319	316	1
0,506	309	316	2
0,516	320	307	4
0,525	281	300	7
0,535	340	293	14

0,535	342	293	14
0,545	308	285	7
0,555	337	279	17
0,555	360	279	23
0,566	336	271	19
0,566	352	271	23
0,576	291	265	9
0,621	280	239	15
0,668	221	217	2
0,693	230	206	10
0,747	173	186	8
0,898	189	145	23
0,985	150	128	15
1,120	89	107	21
1,230	59	95	60
1,684	42	62	47

Différence relative moyenne ($\Delta H/H$) (%) 15

Les épaisseurs calculées (Z_{calc}) par rapport aux épaisseurs des données SEV présentent des écarts très acceptables (tab. 1) avec une erreur relative moyenne ($\Delta Z / Z$) de 15 %.

Dans le but de vérifier l'applicabilité de la relation obtenue dans l'exploration des sols, deux cartes du mur du Plio-Quaternaire ont été établies. La première est basée sur les profondeurs tirées de 434 SEV (Fig. 3). La seconde carte est basée sur les points de bruit de fond H/V répartis sur l'ensemble du bassin, pour lesquels la profondeur Z du toit du substratum a été calculée à l'aide de la formule Eq. (2). L'interpolation de toutes les profondeurs a permis d'obtenir la carte du toit du substratum (Fig. 4).

La carte du substrat établie sur la base des SEV montre 3 grandes zones (Fig. 3) qui occupent le bassin de la Mitidja : la zone (A) (hachure rouge) marquée par les plus grandes profondeurs qui dépassent 550 m, plus à l'Est la classe (B) (hachure verte) domine et est caractérisée par des profondeurs faibles à moyennes. On retrouve cette classe notamment dans la partie centrale du bassin qui apparaît comme une anomalie par rapport à la morphologie globale des bassins.

La zone (C) (hachure noire) occupe les bords du bassin où on observe une diminution abrupte de la profondeur, certainement liée aux failles. Dans la partie Sud cette diminution remonte parfois jusqu'à l'affleurement du Miocène [27 & 61]. La comparaison de la carte du substratum établie sur la base des SEV et celle établie par la formule Eq. (2) basée sur les mesures H/V, montre que ces deux cartes sont bien concordantes. On retrouve les 3 classes mentionnées ci-dessus avec une légère différence de dimension, les principales caractéristiques morphologiques en termes de profondeur étant pratiquement les mêmes sur les deux cartes. Ainsi, nous constatons que les profondeurs obtenues par la formule Eq. (2) sont proches des profondeurs réelles, même si une légère différence est observée à certains endroits, notamment là où le choix de la fréquence fondamentale était difficile à faire en raison de la présence de plusieurs pics. Une autre source d'erreur peut être liée aux variations latérales et aux hétérogénéités (effets 2D et 3D) qui sont fortement présentes dans les bassins [62]. De plus, le nombre de points d'acquisition H/V est inférieur aux nombres des SEV utilisés dans l'établissement de la carte du substratum, ce qui pourrait donner après interpolation, des profondeurs non représentatives dans les endroits qui ne sont pas couverts par les acquisitions H/V.

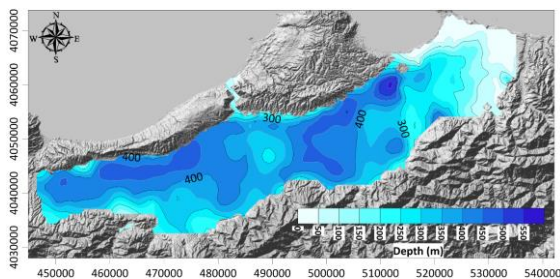


Figure 2 : Carte des profondeurs de la base du Pliocène dans le bassin de la Mitidja, établie à partir des données SEV (Zsev) (Campagne Générale de Géophysique CGG). Rapport d'étude (1967).

Figure 2: Depth map of the Pliocene basement in the Mitidja basin, based on SEV (Zsev) data (General Geophysical Survey CGG). Study report (1967).

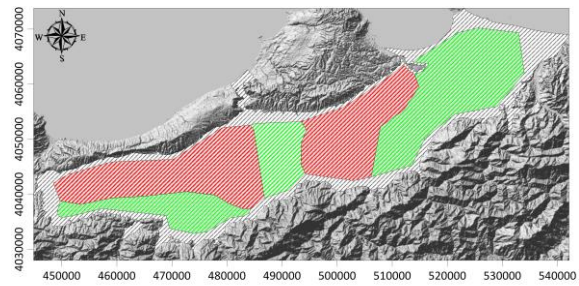


Figure 3 : Carte de la répartition des classes de profondeur. Zones peu profondes à affleurement (hachure noire), zones profondes (hachure verte), très profondes (hachure rouge).

Figure 3: Map of depth classes distribution. shallow to outcrop areas in black hatch, deep zones in green hatch, very deep in redhatch.

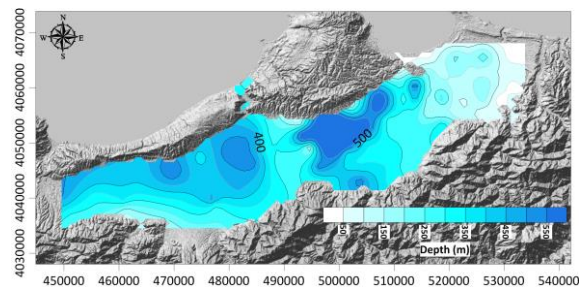


Figure 4 : Carte de profondeur de la base du Pliocène dans le bassin de la Mitidja, calculée à partir des fréquences H/V en utilisant la relation de la fonction de régression Eq. (2)

Figure 4: Pliocene basement depth map in Mitidja basin, calculated from H/V frequencies using the relationship of the regression function Eq. (2)

5-Conclusion

L'étude réalisée dans le bassin de la Mitidja, en se basant sur les données H/V a permis d'établir une relation entre la fréquence de résonance principale du sol et l'épaisseur des formations plio-quadernaires. Les résultats obtenus ont montré que la méthode H/V bruit ambiant peut être utilisée comme un outil complémentaire pour la cartographie des couches sédimentaires ainsi que l'estimation des épaisseurs. On constate qu'il est important de disposer : (i) d'un nombre de données suffisant pour établir une relation fréquence-épaisseur fiable et (ii) des informations géologiques et géophysiques supplémentaires pour sa validation.

Les résultats présentent clairement un coefficient de corrélation élevée entre les deux principales variables de notre analyse. L'application pratique de la relation obtenue a démontré que les estimations de l'épaisseur du sol sont extrêmement satisfaisantes, avec des valeurs très proches des valeurs expérimentales connues. Les résultats obtenus montrent également que la méthode peut être utile pour obtenir des informations sur la structure profonde d'un bassin. Les résultats de la cartographie de l'épaisseur des sédiments dans le bassin de la Mitidja pourraient être utilisés dans des études hydrogéologiques et géotechniques, notamment dans les études des microzonages sismiques et particulièrement dans l'évaluation des effets de site.

Mis à part leur exploitation dans la corrélation, les fréquences des réponses spectrales obtenues dans le bassin de la Mitidja, sont d'une importance majeure et serviront dans l'orientation des études, en particulier le choix des sites d'implantation des structures de grandes hauteurs à l'exemple de la grande mosquée d'Alger et des ouvrages d'art connus par leurs basses fréquences tel que le pont haubané de Mila [62].

6- Références bibliographiques

- [1] Vidale, J. E., Helmberger, D. V., Elastic finite-difference modeling of the 1971 San Fernando, California earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 78(1), 122-141.2, 1988.
- [2] Bard, P. Y., Gariel, J. C., The seismic response of two-dimensional sedimentary deposits with large vertical velocity gradients. *Bulletin of the seismological Society of America*, 76(2), 343-366, 1986.
- [3] Rial, J. A., Saltzman, N. G., Ling, H., Earthquake-induced resonance in sedimentary basins. *American Scientist*, 80(6), 566-578, 1992.
- [4] Nakamura, Y., A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using micro tremor on the ground surface. *Railway Technical Research Institute, Quarterly Reports*, 30(1), 1989.
- [5] Lermo, J., Chávez-García, F. J., Are micro tremors useful in site response evaluation, *Bulletin of the seismological society of America*, 84(5), 1350-1364, 1994.
- [6] Bard, P. Y., Micro tremor measurements : a tool for site effect estimation. *The effects of surface geology on seismic motion*, 3, 1251-1279, 1999.
- [7] Bouchelouh, A., Bensalem, R., Zaourar, N., Machane, D., Moulouel, H., & Oubaiche, E. H., The Miocene roof mapping using microtremor recording and electrical survey method in Blida City, Algeria, *Pure and Applied Geophysics*, 175(1), 287-301.
- [8] Yamanaka, H., Takemura, M., Ishida, H., & Niwa, M., Characteristics of long-period micro tremors and their applicability in exploration of deep sedimentary layers. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 84(6), 1831-1841, 1994.
- [9] Ibs-Von Seht, M., & Wohlenberg, J., Micro tremor measurements used to map thickness of soft sediments. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 89(1), 250-259, 1999.

- [10] Scherbaum, F., Hinzen, K. G., Ohrnberger, M., Determination of shallow shear wave velocity profiles in the Cologne, Germany area using ambient vibrations. *Geophysical Journal International*, 152(3), 597-612, 2003.
- [11] SESAME project., Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations: measurements, processing and interpretation. European Commission Research General Directorate Project No. EVG1-CT-2000-00026 SESAME, report D23.12, 62 pp. <http://SESAME-fp5.obs.ujf-grenoble.fr>, 2005.
- [12] Guillier, B., Chatelain, J. L., Hellel, M., Machane, D., Mezouer, N., Ben Salem, R., Oubaiche, E. H., Smooth bumps in H/V curves over a broad area from single-station ambient noise recordings are meaningful and reveal the importance of Q in array processing : The Boumerdès (Algeria) case. *Geophysical Research Letters*, 32(24), 2005.
- [13] Bonnefoy-Claudet, S., Cotton, F., Bard, P. Y., The nature of noise wavefield and its applications for site effects studies : A literature review, *Earth-Science Reviews*, 79(3-4), 205-227, 2006.
- [14] Chatelain, J. L., Guillier, B., Cara, F., Duval, A. M., Atakan, K., Bard, P. Y., Evaluation of the influence of experimental conditions on H/V results from ambient noise recordings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6(1), 33-74, 2008.
- [15] Pilz, M., Parolai, S., Leyton, F., Campos, J., Zschau, J., A comparison of site response techniques using earthquake data and ambient seismic noise analysis in the large urban areas of Santiago de Chile. *Geophysical Journal International*, 178(2), 713-728, 2009.
- [16] Gallipoli, M. R., Mucciarelli, M., Comparison of site classification from VS 30, VS 10, and HVSR in Italy. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 99(1), 340-351, 2009.
- [17] Mainsant, G., Larose, E., Brönnimann, C., Jongmans, D., Michoud, C., Jaboyedoff, M., Ambient seismic noise monitoring of a clay landslide : Toward failure prediction. *Journal of Geophysical Research : Earth Surface*, 117, 2012.
- [18] Vella, A., Galea, P., D'Amico, S., Site frequency response characterization of the Maltese islands based on ambient noise H/V ratios. *Engineering geology*, 163, 89-100, 2013.
- [19] Matsushima, S., Hirokawa, T., De Martin, F., Kawase, H., Sánchez-Sesma, F. J., The Effect of Lateral Heterogeneity on Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio of Micro tremors Inferred from Observation and Synthetics Effect of Lateral Heterogeneity on H/V Spectral Ratio of Micro tremors from Observation and Synthetics. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 104(1), 381-393, 2014.
- [20] Rincon, O., Shakoor, A., Ocampo, M., Investigating the reliability of H/V spectral ratio and image entropy for quantifying the degree of disintegration of weak rocks. *Engineering Geology*, 207, 115-128, 2016.
- [21] Bensalem, R., Chatelain, J. L., Machane, D., Oubaiche, E. H., Hellel, M., Guillier, B., Djadia, L., Ambient vibration techniques applied to explain heavy damages caused in Corso (Algeria) by the 2003 Boumerdès earthquake : under standing seismic amplification due to gentle slopes. *Seismological Research Letters*, 81(6), 928-940, 2010.
- [22] Layadi, K., Semmane, F., Yelles-Chaouche, A. K., Site-Effects Investigation in the City of Chlef (Formerly El-Asnam), Algeria, Using Earthquake and Ambient Vibration Data Site-Effects Investigation in the City of Chlef (Formerly El-Asnam), Algeria. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 106 (5), 2185-2196, 2016.



- [23] Machane, D., Bouhadad, Y., Cheikhounis, G., Chatelain, J. L., Oubaiche, E. H., Abbes, K., Bensalem, R., Examples of geomorphologic and geological hazards in Algeria. *Natural Hazards*, 45(2), 295-308, 2008.
- [24] Meziani, B., Machane, D., Bendaoud, A., Lounis, G. C., Oubaiche, E. H., Chabane, S., Moulouel, H., Geotechnical and geophysical characterization of the Bouira-Algiers Highway (Ain Turck, Algeria) landslide. *Arabian Journal of Geosciences*, 10(5), 117, 2017.
- [25] Glangeaud, L., *Étude géologique de la région littorale de la province d'Alger*, 1932.
- [26] Lepvrier, C., Magne, J., Sigal, J., Données stratigraphiques et structurales sur les formations telliennes d'une partie du Tell septentrional (secteur compris entre Cherchell, Miliana, El Asnam et Ténès, Algérie). *Bulletin de la Société Géologique de France*, 7(5), 794-804, 1970.
- [27] BONNETON, J.R., *Géologie de la zone de contact entre Mitidja et Atlas de Blida au Sud d'Alger* (Doctoral dissertation), 1977.
- [28] Bonneton, J. R., Mise en évidence, dans la plaine de la Mitidja, d'accidents profonds. conséquences hydrologiques et pédologiques (Algérie septentrionale), 1979.
- [29] C.G.G (Campagne générale de géophysique)., Etude par prospection électrique dans la plaine de la Mitidja et du Hamiz, 1967.
- [30] Nogoshi M, Igarashi T., On the amplitude characteristics of micro tremor (Part 1), *J. Seismol. Soc. Jpn.* 23:281–303, 1970.
- [31] Haskell, N. A., Crustal reflection of plane SH waves. *Journal of Geophysical Research*, 65(12), 4147-4150, 1960.
- [32] Lermo, J., Chávez-García, F. J., Are micro tremors useful in site response evaluation, *Bulletin of the seismological society of America*, 84(5), 1350-1364, 1994.
- [33] Lachetl, C., Bard, P. Y., Numerical and theoretical investigations on the possibilities and limitations of Nakamura's technique. *Journal of Physics of the Earth*, 42(5), 377-397, 1994.
- [34] Kudo, K., Practical Estimates of Site Response State of Art Report. In *Proc. 5th International Conf. Seismic Zonation*, 1995.
- [35] Delgado, J., Casado, C. L., Estevez, A., Giner, J., Cuenca, A., Molina, S., Mapping soft soils in the Segura river valley (SE Spain): a case study of micro tremors as an exploration tool. *Journal of Applied Geophysics*, 45(1), 19-32, 2000.
- [36] Luzon, F., Al Yuncha, Z., Sanchez-Sesma, F. J., Ortiz-Aleman, C., A numerical experiment on the horizontal to vertical spectral ratio in flat sedimentary basins. In *Earthquake Microzoning* (pp. 2451-2461). Birkhäuser, Basel, 2002.
- [37] Rodríguez, V. H., & Midorikawa, S., Comparison of spectral ratio techniques for estimation of site effects using micro tremor data and earthquake motions recorded at the surface and in boreholes. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 32(11), 1691-1714, 2003.
- [38] Al Yuncha, Z., Luzon, F., Posadas, A., Martin, J., Alguacil, G., Almendros, J., & Sanchez, S., The use of ambient seismic noise measurements for the estimation of surface soil effects: The Motril City case (southern Spain). *Pure and Applied Geophysics*, 161(7), 1549-1559, 2004.
- [39] Bonnefoy-Claudet, S., *Nature du bruit de fond sismique : implications pour les études des effets de site* (Doctoral dissertation, Grenoble 1), 2004.
- [40] Ansary, M. A., Yamazaki, F., Katayama, T., Statistical analysis of peaks and directivity of earthquake ground motion. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 24(11), 1527-1539, 1995.

- [41] Theodulidis, N. P., & Bard, P. Y., Horizontal to vertical spectral ratio and geological conditions : an analysis of strong motion data from Greece and Taiwan (SMART-1). *Soil dynamics and earthquake engineering*, 14(3), 177-197, 1995.
- [42] Teves-Costa, P., Matias, L., Bard, P. Y., Seismic behavior estimation of thin alluvium layers using micro tremor recordings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15(3), 201-209, 1996.
- [43] Alfaro, A., Gutierrez, F., Sugagna, T., Figueras, S., Goula, X., Pujades, L., Measurements of micro tremors in Barcelona : a tool for seismic microzonation, In *Proceedings of IAMG (Vol. 97, pp. 22-27)*, 1997.
- [44] Fäh, D., Rüttener, E., Noack, T., Kruspan, P., Microzonation of the city of Basel. *Journal of Seismology*, 1(1), 87-102, 1997.
- [45] Duval, A. M., Méneroud, J. P., Vidal, S., Singer, A., Relation between curves obtained from micro tremor and site effects observed after Caracas 1967 earthquake. In *11th European Conference on Earthquake Engineering*, 1998.
- [46] Guéguen, P., Chatelain, J. L., Guillier, B., Yepes, H., Egred, J., Site effect and damage distribution in Pujili (Ecuador) after the 28 March 1996 earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 17(5), 329-334, 1998.
- [47] Mucciarelli, M., Reliability and applicability of Nakamura's technique using micro tremors : an experimental approach. *Journal of earthquake engineering*, 2(04), 625-638, 1998.
- [48] Al Yuncha, Z., & Luzón, F., On the horizontal-to-vertical spectral ratio in sedimentary basins. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 90(4), 1101-1106, 2000.
- [49] Alfaro, A., Pujades, L. G., Goula, X., Susagna, T., Navarro, M., Sanchez, J., & Canas, J. A., Preliminary map of soil's predominant periods in Barcelona using micro tremors. In *Earthquake Microzoning (pp. 2499-2511)*. Birkhäuser, Basel, 2002.
- [50] Ansal, A. M., Iyisan, R., & Güllü, H. (2002). Micro tremor measurements for the microzonation of Dinar. In *Earthquake Microzoning (pp. 2525-2541)*. Birkhäuser, Basel.
- [51] Duval, A. M., Vidal, S., Méneroud, J. P., Singer, A., De Santis, F., Ramos, C., Griman, C., Caracas, Venezuela, site effect determination with micro tremors. In *Earthquake Microzoning (pp. 2513-2523)*. Birkhäuser, Basel, 2002.
- [52] Delgado, J., Alfaro, P., Galindo-Zaldívar, J., Jabaloy, A., Garrido, A. L., De Galdeano, C. S., Structure of the Padul-Nigüelas basin (S Spain) from H/V ratios of ambient noise: application of the method to study peat and coarse sediments. *Pure and Applied Geophysics*, 159(11-12), 2733-2749, 2002.
- [53] Parolai, S., Bormann, P., & Milkereit, C., New relationships between Vs, thickness of sediments, and resonance frequency calculated by the H/V ratio of seismic noise for the Cologne area (Germany). *Bulletin of the seismological society of America*, 92(6), 2521-2527, 2002.
- [54] Maresca, R., Castellano, M., De Matteis, R., Saccorotti, G., Vaccariello, P., Local site effects in the town of Benevento (Italy) from noise measurements. *Pure and Applied Geophysics*, 160(9), 1745-1764, 2003.
- [55] Uebayashi, H., Extrapolation of irregular subsurface structures using the horizontal-to-vertical spectral ratio of long-period micro tremors. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93(2), 570-582, 2003.

- [56] Panou, A. A., Theodulidis, N., Hatzidimitriou, P., Stylianidis, K., Papazachos, C. B., Ambient noise horizontal-to-vertical spectral ratio in site effects estimation and correlation with seismic damage distribution in urban environment: the case of the city of Thessaloniki (Northern Greece). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(4), 261-274, 2005.
- [57] Tebbouche, M. Y., Machane, D., Chabane, S., Oubaiche, E. H., Meziani, A. A., Benamar, D. A., Bendaoud, A., Imagery of the metamorphic bedrock roof of the Sahel active fault in the Sablettes (Algiers) reclaimed area by ambient vibration HVSR. *Arabian Journal of Geosciences*, 10(13), 292, 2017.
- [58] Gosar, A., & Lenart, A., Mapping the thickness of sediments in the Ljubljana Moor basin (Slovenia) using micro tremors. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(3), 501-518, 2010.
- [59] Chatelain, J. L., Gueguen, P., Guillier, B., Fréchet, J., Bondoux, F., Sarrault, J., Neuville, J. M., CityShark: A user-friendly instrument dedicated to ambient noise (micro tremor) recording for site and building response studies. *Seismological Research Letters*, 71(6), 698-703, 2000.
- [60] Chatelain, J. L., Guillier, B., Gueguen, P., Fréchet, J., & Sarrault, J., Ambient vibration recording for single-station, array and building studies made simple: City Shark II, 2012.
- [61] Bellon, H., Guardia, P., & Magné, J., Les associations volcaniques du Miocène supérieur de la région oranaise (Algérie occidentale). *Conséquences géodynamiques. Géologie Méditerranéenne*, 11(3), 255-264, 1984.
- [62] Guéguen, P., Cornou, C., Garambois, S., Banton, J., On the limitation of the H/V spectral ratio using seismic noise as an exploration tool : application to the Grenoble valley (France), a small apex ratio basin. *Pure and applied geophysics*, 164(1), 115-134, 2007.
- [63] Kibboua, A., Farsi, M. N., Chatelain, J. L., Guillier, B., Bechtoula, H., & Mehani, Y., Modal analysis and ambient vibration measurements on Mila-Algeria cable stayed bridge. *Structural Engineering and Mechanics*, 29(2), 171-186, 2008.