



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 Abderrahmane³

¹Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger,
email : fkehila@cgs-dz.org

²Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger,
email : mremki@cgs-dz.org

³Centre 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.

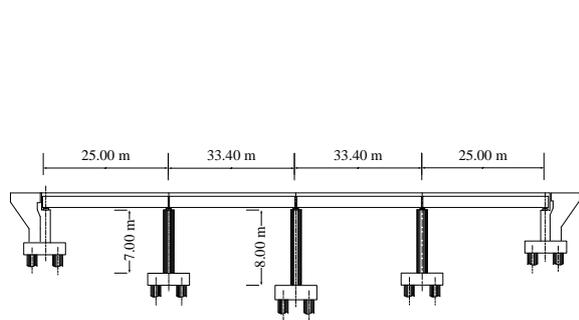
2- Description et modélisation du pont

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

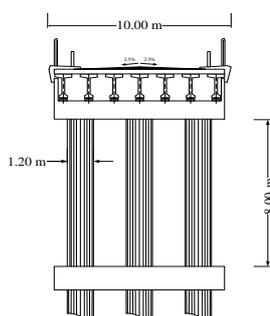
En ce qui concerne ces piles qui ne sont pas conçues selon le code sismique algérien des ponts RPOA 2008, il est supposé que seule la taille et le ferrailage des piles peuvent être modifiés avec d'autres conditions telles que la hauteur, la longueur et le poids de la superstructure.

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).

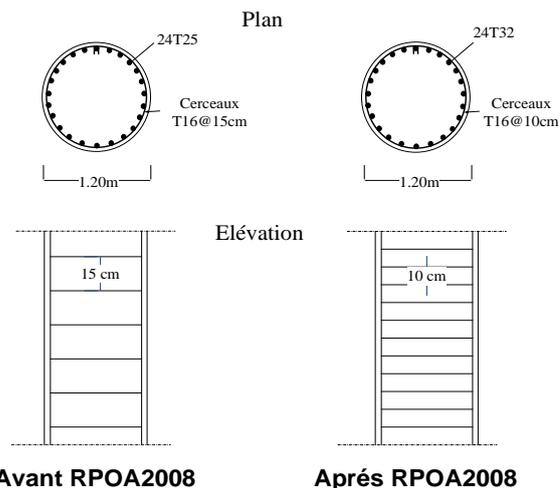


Figure 2 : Coupe transversale de la pile conçue avant et après le RPOA-2008

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].

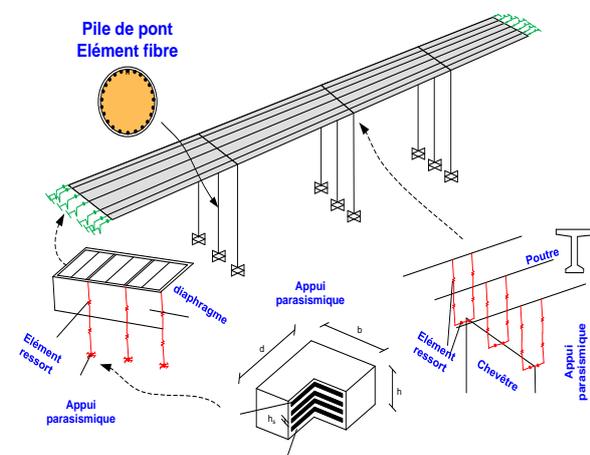
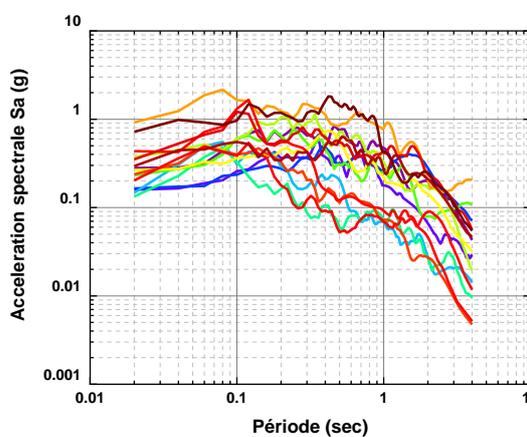
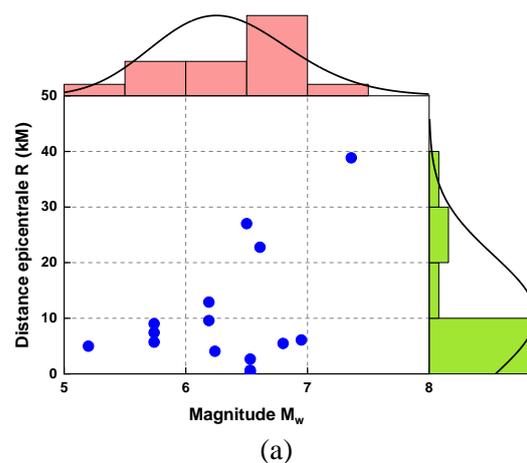


Figure 3 : Modèle numérique du pont sélectionné
Figure 3: Numerical model of the selected bridge

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.

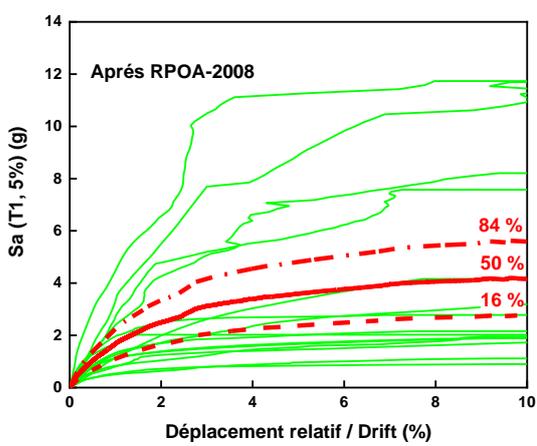
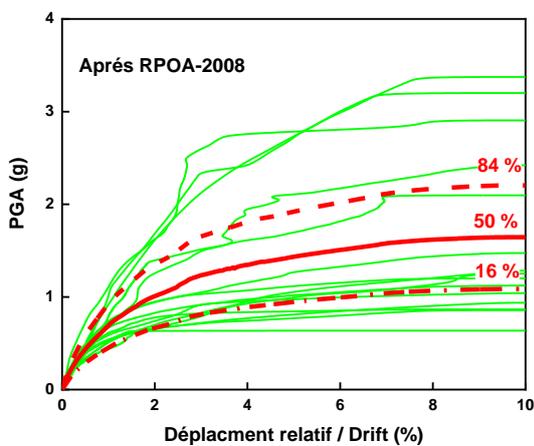
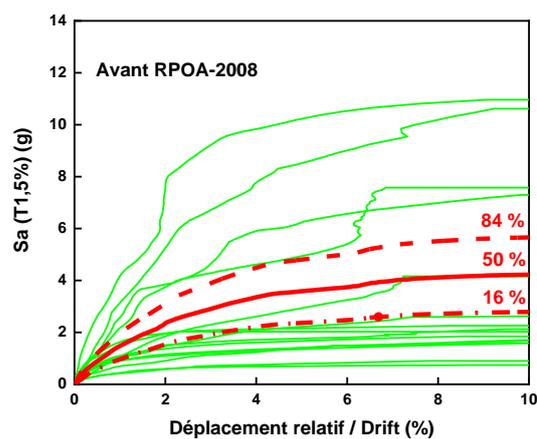
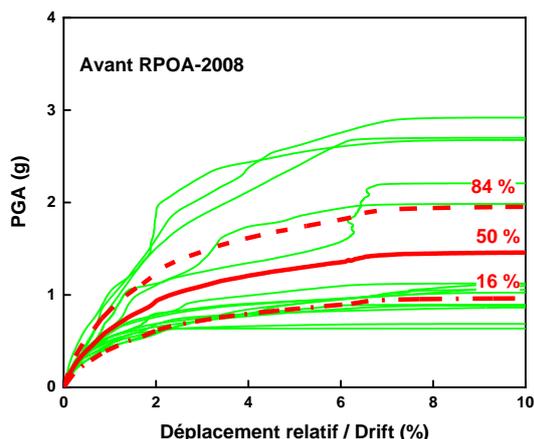


Figure 5 : Courbe IDA avant et après RPOA-2008 en termes de PGA

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.

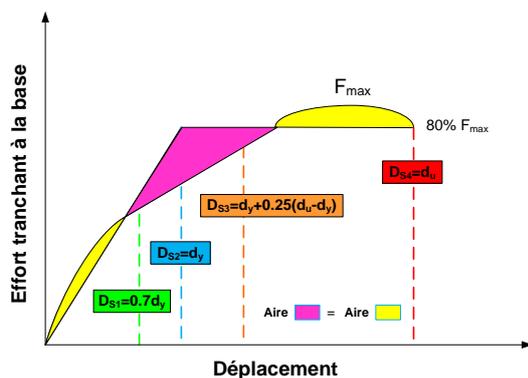


Figure 7 : Représentation de la courbe IDA bilinéaire et des états d'endommagement correspondants

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.

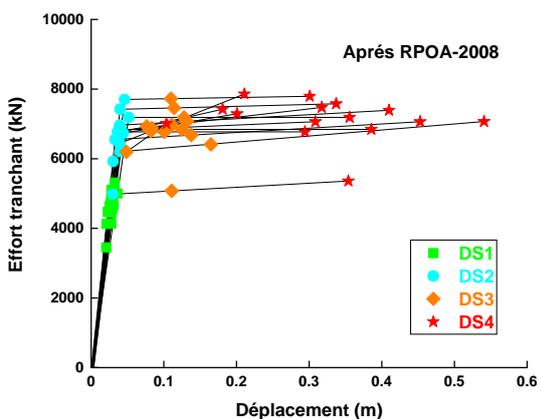
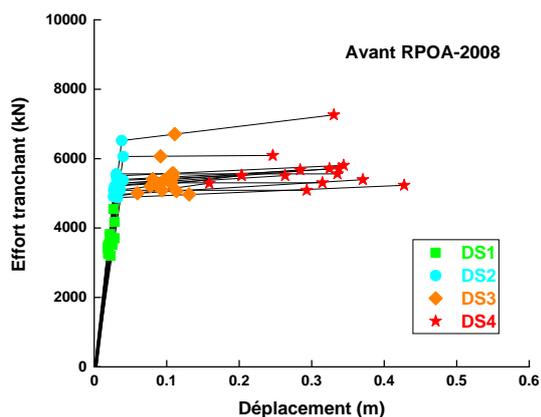


Figure 8 : État d’endommagements obtenus à partir de la bi-linéarisation des courbes IDA

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.

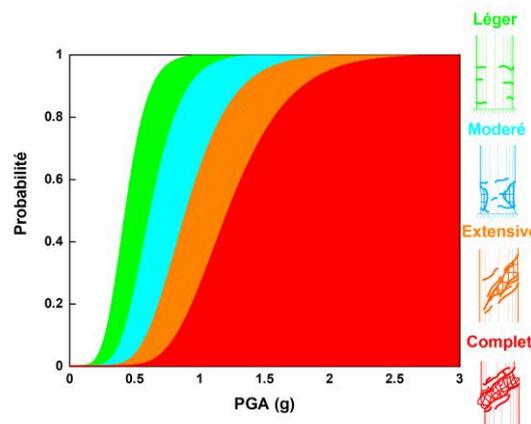


Figure 9 : Exemple d’une courbe de fragilité
Figure 9 : Fragility curves example

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.

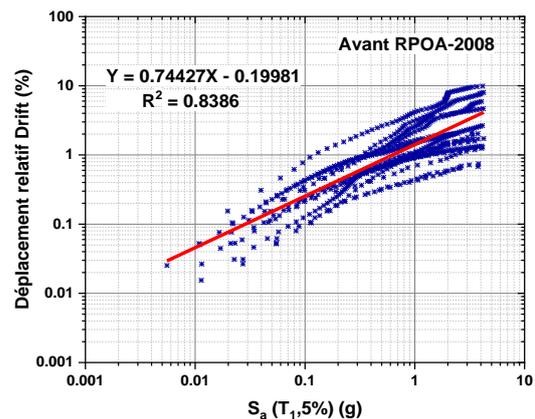
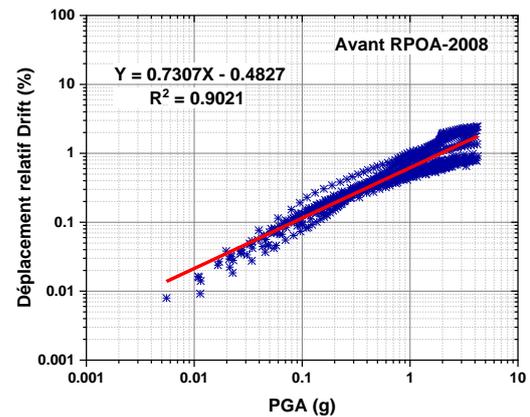


Figure 10 : Analyse de régression avant RPOA-2008, en termes de PGA et $S_a(T_1, 5\%)$

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

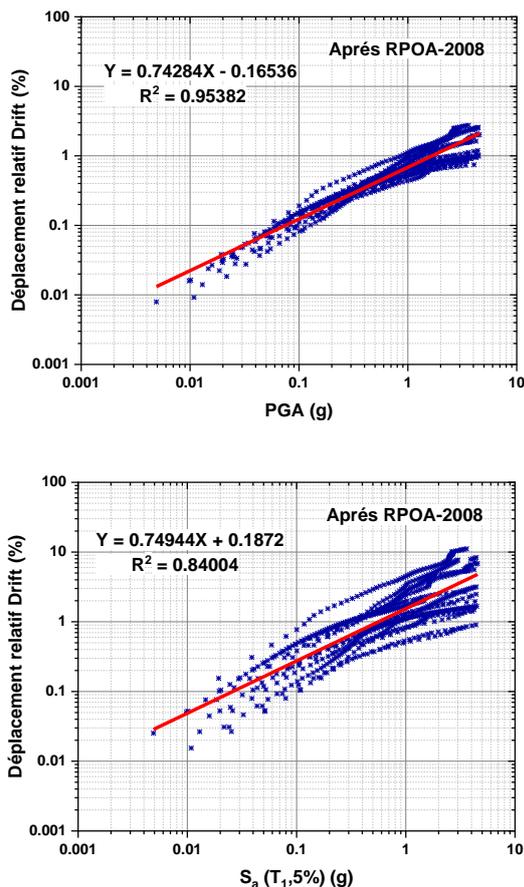


Figure 11 : Analyse de régression après RPOA-2008, en termes de PGA et Sa (T1, 5%)

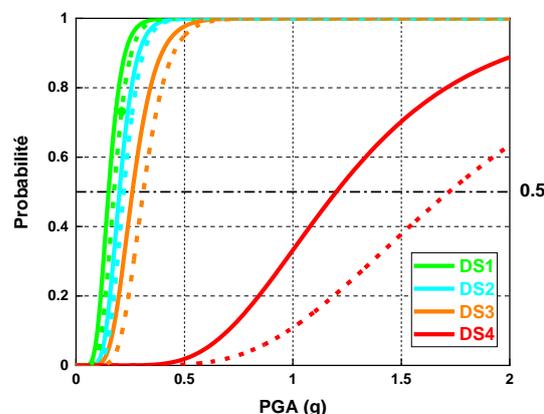
Figure 11 : Regression analysis after RPOA-2008, in term of PGA and Sa (T1, 5%)

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.

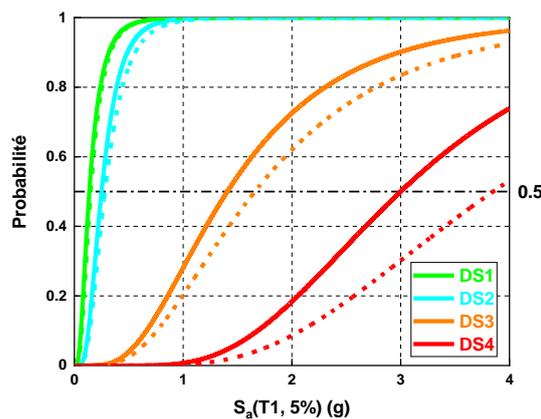
La Figure 12a montre la probabilité d'états d'endommagement (DS1, DS2, DS3 et DS4) par rapport au PGA pour la pile conçue avant (ligne pleine) et après (ligne en tirets) selon la réglementation parasismique algérienne sur les ponts RPOA-2008. A 50% de probabilité de dommages légers DS1, modérés DS2 et 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.