

ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES PILES DE PONT EN BÉTON ARMÉ À L'AIDE DE LA MESURE DE L'INTENSITÉ VECTORIELLE

SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE PIERS USING VECTOR INTENSITY MEASURE

Réception : 31/10/2022

Acceptation : 25/11/2022

Publication : 05/01/2023

KEHILA Fouad¹, KIBBOUA Abderrahmane², REMKI Mustapha³¹Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) Alger,
email : fkehila@cgs-dz.org²Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) Alger,
email : akibboua@cgs-dz.org³Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) Alger,
email : mremki@cgs-dz.org

Résumé- Cet article présente une méthodologie pour l'analyse de la vulnérabilité sismique des piles en béton armé qui prédit les degrés d'endommagement en se basant sur des mesures d'intensité (IM) à valeur vectorielle. Un pont routier est considéré comme modèle d'analyse. En tenant compte des incertitudes du pont et des mouvements du sol, une étude de vulnérabilité sismique de la pile de pont est effectuée au moyen des mesures d'intensité vectorielles. Ensuite, les surfaces de fragilité de la pile pour les différents états de dommages sont évaluées. Les résultats indiquent que, compte tenu du caractère complexe de l'excitation sismique, les mesures d'intensité (IM) à valeur scalaire ont tendance à négliger des caractéristiques essentielles du mouvement du sol lors de l'analyse de la vulnérabilité sismique. Cependant, l'IM à valeur vectorielle contient plus d'informations sur le mouvement du sol et permet de réduire la dispersion dans la prédiction des niveaux de dommages de la pile, ce qui représente un facteur très important dans l'analyse sismique. En comparaison avec les courbes de fragilité formées à l'aide de la IM scalaire, les surfaces de fragilité déduites de la IM à valeur vectorielle reflètent mieux la variabilité de la probabilité de défaillance causée par le second paramètre de mesure de l'intensité. Ainsi, lorsque la IM à valeur vectorielle est utilisée dans l'analyse, la performance sismique de la pile en béton armé est évaluée de manière plus précise.

Mots - clés : Courbe de fragilité de surface, mesures d'intensité, État de dommage, Vulnérabilité, Pile de pont.

Abstract- This paper presents a methodology for seismic vulnerability analysis of reinforced concrete piers that predicts damage degrees based on vector-valued intensity measures (IM). A highway bridge is chosen for analysis, given the uncertainties of the bridge and ground motions, a seismic vulnerability study of the bridge pier is performed using the vector-valued intensity measures. Then, the fragility surfaces of the pier for the different damage states are evaluated. The results indicate that due to the complex nature of the seismic excitation, scalar-valued intensity measures (IM) neglect some essential characteristics of the ground motion in the seismic vulnerability analysis. However, vector-valued IM provides more information on ground motion and allows to reduce the dispersion in the prediction of the damage levels of the pier which represents a significant factor in the seismic analysis. Compared to the fragility curves developed using scalar IM, the fragility surfaces derived from vector-valued IM provide better representation of the variability in the probability of failure caused by the second intensity measure. Thus, when vector-valued IM is used in the analysis, the seismic performance of the reinforced concrete pier is more accurately evaluated.

Keywords: surface fragility curves, intensity measures, Damage states, Vulnerability, Pier bridge.

1-Introduction

Considérés comme des éléments majeurs du réseau routier, les ponts en milieu urbain et sur les principaux axes routiers risquent d'avoir un impact important sur le trafic et sur le cheminement des secours en cas de dommages provoqués par un tremblement de terre. Dans le but de concevoir des ponts de manière économique et sûre avec pour l'objectif, non seulement de prévenir l'effondrement de la structure du pont, mais aussi de contrôler efficacement les autres états de dommage afin que les indicateurs de performance globale soient respectés tout au long du cycle de vie du pont lorsqu'il est soumis à des événements sismiques potentiels, et ce à un coût minimal. Compte tenu des incertitudes liées aux mouvements du sol et aux caractéristiques dynamiques des ponts, les méthodes probabilistes ont été largement adoptées dans l'évaluation de la performance sismique des structures de pont.

Dans ce contexte, le Centre de Recherche en Ingénierie Sismique du Pacifique (PEER) [1] a proposé une approche probabiliste de base pour la conception et l'évaluation sismiques basées sur la performance. Cette approche quantifie la performance sismique d'une structure dans un sens probabiliste et décrit la corrélation entre la force des mouvements du sol et l'état de dommage d'une structure d'un point de vue global. Le degré d'intensité des tremblements de terre se caractérise par le biais de la mesure d'intensité (IM). La sélection d'une mesure d'intensité sismique (IM) qui caractérise les mouvements de sol forts est un des principaux problèmes liés aux développements des courbes de fragilité et présente une corrélation adéquate avec la réponse de chaque élément. Plusieurs mesures de l'intensité (IM) ont été développées. En effet, ces dernières permettent de décrire plusieurs caractéristiques du mouvement du sol, dont certaines peuvent se révéler plus défavorables pour la structure. Le choix d'une mesure d'intensité dans l'analyse du risque sismique est fonction du degré avec lequel elle est utilisée.

Le critère le plus significatif d'une mesure d'intensité est son efficacité, à savoir sa capacité à bien décrire un paramètre de demande d'ingénierie spécifique, afin de réduire le nombre

d'enregistrements nécessaires à l'estimation de la réponse des structures avec un niveau de précision élevé. En fonction des dimensions de ces paramètres, on peut classer les mesures d'intensité dans deux types de groupes distincts : les mesures d'intensité à valeur scalaire et les mesures d'intensité à valeur vectorielle.

Les mesures d'intensité IM scalaire représentent l'intensité du mouvement du sol au moyen d'un seul paramètre, ce qui suppose que la relation entre IM et paramètre de demande d'ingénierie EDP peut être exprimée par un système à deux dimensions. En raison de leur excellente aptitude et de leur brièveté en termes de formulation, les IM scalaires ont été largement investiguées par les chercheurs à travers le monde. Au cours des années précédentes, l'accélération maximale du sol dans le domaine temporel (PGA) et l'accélération spectrale élastique dans le domaine fréquentiel à la période fondamentale d'une structure ($S_a(T_1)$) [2,3] constituaient des mesures scalaires courantes. L'étude de [4] a démontré que $S_a(T_1)$ possède une corrélation élevée avec les indicateurs de dommages communs tels que les dérivées inter-étages maximales et moyennes. Dans le travail de [5], l'accélération pseudo-spectrale (PSA) a été considérée comme l'IM afin d'étudier les facteurs de modification de son modèle d'analyse probabiliste des risques sismiques en vue de réviser la réponse de conception, en particulier pour les longues périodes de vibration. Les travaux de [6] qui ont sélectionné et comparé 4 IM typiques ((PGA, PGV, S_{a02} et S_{a10}) pour évaluer les courbes de fragilité des composants et du système des ponts à haubans de longue portée en Chine sur lesquels PGV se révèle être la IM la plus efficace. Certains chercheurs ont également proposé des mesures nouvelles d'intensité, l'accélération spectrale moyenne (ASA) comme nouvelle mesure d'intensité pour les ponts routiers en biais [7] et l'accélération spectrale à 0.3 secondes $S_a(0,3T_s, 5\%)$ pour les ponts routiers à poutres droites isolées en béton [8].

En Algérie, la majorité des études faites sur le développement des courbes de fragilité des ponts ont utilisé le PGA comme IM [9, 10, 11] à l'exception de l'étude de [12] où un ensemble de huit intensités mesures ont été sélectionnées et comparées à l'aide d'un ensemble de caractéristiques, à savoir l'efficacité, la praticité, la compétence et la suffisance pour un pont

routier à poutres post-tensionnées. Cette comparaison a indiqué que Sa_{10} est l'IM la plus appropriée.

En matière de mesures d'intensité IM vectorielles, plusieurs chercheurs ont suggéré de recourir à des mesures comportant deux paramètres. Ainsi, les travaux de [13, 14] qui ont utilisé deux IM, comprenant l'accélération spectrale à la période fondamentale de la vibration et une autre mesure de la forme spectrale ($Sa(T_1)$, R_{T_1, T_2}). Cette méthode a permis de mieux prédire la demande en comparaison avec l'IM classique à base d'échelle. De même pour les études de [15, 16, 17] qui ont aussi considéré une IM vectorielle comprenant l'accélération spectrale et une mesure de la différence entre l'accélération spectrale et la moyenne de l'équation de prédiction du mouvement du sol à la période donnée ($Sa(T_1)$, ϵ). Cependant, les IM vectorielles proposées permettent une meilleure précision des prédictions de la demande, bien que les IM vectorielles proposées permettent une meilleure précision des prédictions de la demande. Il convient de noter que ces IM sont liées à l'accélération. Par conséquent, les mesures d'intensité vectorielles proposées sont appropriées pour des structures à période courte, comme des bâtiments de faible hauteur et les ponts à courte portée. L'étude de [18] a désigné ($Sa(T_1)$, N_p) comme des IM à valeur vectorielle où N_p représente une approximation de forme spectrale. Une proposition d'une nouvelle IM à valeur vectorielle qui comprend le rapport de $Sa(T_1)$ sur l'intensité spectrale de déplacement (DSI) en tant que seconde composante ($Sa(T_1)$, $Sa(T_1) / DSI$) [19]. L'efficacité de l'IM vectorielle ($Sa(T_1)$, $Sa(T_2)$) pour l'analyse de la vulnérabilité sismique des structures de pont a été démontrée dans l'étude de [20].

Il ressort des études bibliographiques ci-dessus que les IM à valeur vectorielle ont été moins explorées que les IM à valeur scalaire, sur un plan aussi complet et méthodique. Tout en sachant évidemment que les dommages causés par un tremblement de terre ne sauraient être fonction d'une seule IM. De plus, pour obtenir des fonctions de vulnérabilité sismique plus fiables, le recours à plus d'une seule IM semble nécessaire.

Pour ce qui est des ouvrages d'art algériens et en particulier les ponts, les fonctions de vulnérabilité IM à valeur vectorielle ne sont toutefois pas disponibles. Ainsi, le but est de mener une étude approfondie sur les IM à valeur vectorielle et de combler le manque de connaissances sur ce sujet.

L'objectif principal de cet article est de présenter une méthode d'analyse de la vulnérabilité sismique des structures de ponts basée sur la mesure de l'intensité vectorielle. A titre d'exemple, un pont du type poutres post-tensionnées avec des fûts circulaires en béton armé représentatif d'une typologie très répandue en Algérie est pris comme modèle d'analyse. Considérant les incertitudes liées au pont lui-même, et pour tenir compte des incertitudes liées aux mouvements du sol, une soixantaine (60) d'accélérogrammes ont été soigneusement choisis sur la base de la classification des sols du RPOA-2008. Ensuite, une série d'analyses incrémentales dynamiques non linéaires IDA sont menées avec une série de huit (08) intensité mesures. Puis, sur la base des analyses de corrélations simple et multiple on évalue IM à valeur vectorielle adéquate. Enfin, on développe des fonctions de fragilité à valeur vectorielle pour la pile de pont du pont selon les différents états d'endommagement.

2- Méthode d'analyse sismique des piles de pont en béton armé basée sur la mesure de l'intensité vectorielle

La vulnérabilité sismique est la probabilité qu'une structure ou un élément atteigne ou dépasse un état limite d'endommagement donné sous différents niveaux d'intensité de l'action sismique. Les piles de pont sont l'un des composants les plus importants du système de pont qui détermine le comportement global des ponts pendant les événements sismiques. Dans les ponts en béton armé, la majeure partie de l'énergie transmise à la structure du pont par les forces d'accélération du sol est dispersée par la dégradation des colonnes de la pile du pont où on observe la fissuration et l'écaillage du béton, la formation de rotules plastiques et le flambage des armatures. De ce fait, l'hypothèse adoptée consiste à supposer que la vulnérabilité des piles de ponts est équivalente à celle du système en entier. Par conséquent, la vulnérabilité des

appareils d'appuis et celle de la culée est négligée devant la vulnérabilité des piles de ponts.

Dans cet article, une approche théorique basée sur la méthode d'analyse de fiabilité probabiliste est utilisée pour analyser la vulnérabilité sismique des piles en béton armé. En considérant que S_d est la demande et S_c la capacité, la probabilité en termes de défaillance peut être exprimée, Eq. (1).

$$p_f = \left[\frac{S_d}{S_c} \geq 1 \right] = \left[\ln \frac{S_d}{S_c} \geq 0 \right] \quad (1)$$

Au regard des travaux antérieurs, S_d et S_c peuvent être supposés avoir une distribution log-normale. Cette distribution ne présente aucun aspect particulier permettant de la considérer comme étant parfaite, précise et universelle. Pourtant, elle est utilisée pour des raisons diverses. Sa simplicité, car elle offre une forme paramétrique simple pour évaluer de manière approchée une incertitude pouvant prendre une valeur positive, uniquement grâce à l'estimation de la valeur médiane et de l'écart type. Cette méthode est largement utilisée depuis plusieurs décennies dans le domaine du génie parasismique. Elle ajuste raisonnablement les distributions observées des quantités étudiées, telles que le mouvement du sol en fonction de la magnitude et de la distance, la résistance à l'effondrement des structures et la distribution des dommages en fonction des secousses sismiques.

Par conséquent $\ln(S_d / S_c)$ suit une distribution normale. Si une analyse de régression linéaire entre $\ln(IM)$ et $\ln(S_d / S_c)$ est effectuée, la moyenne λ et l'écart-type σ peuvent être donnés selon les Eq. (2) et Eq. (3) :

$$\lambda = a \ln(IM) + b \quad (2)$$

$$\sigma = \sqrt{S_r / (n-2)} \quad (3)$$

$$S_r = \sum_{i=1}^N \left[\ln \lambda_i - \ln(aIM_i^b) \right]^2 \quad (4)$$

Où a et b sont des coefficients de régression linéaire, S_r est la somme des carrés des résidus de la régression des points dispersés, Eq. (4).

La transformation de l'Équation (1) en une forme de distribution normale standard donne :

$$p_f = \left[\frac{S_d}{S_c} \geq 1 \right] = 1 - \phi \left(\frac{\ln(IM) - \lambda}{\sigma} \right) = \phi \left(\frac{\lambda}{\sigma} \right) \quad (5)$$

Où $\phi(\cdot)$ est la fonction de densité normale standard cumulée, λ et σ sont deux paramètres pour la distribution de la mesure aléatoire des dommages DM.

La mesure d'intensité IM a deux paramètres de forme vectorielle $IM = (IM_1, IM_2)$. Il est possible de formuler une expression pour la moyenne, Eq. (6) et l'écart-type de $\ln(S_d/S_c)$ sous la forme (a , b , c sont des coefficients de régression linéaire), Eq. (7) :

$$\lambda = a \ln(IM_1) + b \ln(IM_2) + c \quad (6)$$

$$\sigma = \sqrt{S_r / (n-3)} \quad (7)$$

En substituant les deux Équations (5) et (6) dans l'Équation (4), la fonction de fragilité d'un composant de pont avec des valeurs vectorielles est finalement définie par, Eq. (8) :

$$p_f = \phi \left(\frac{a \ln(IM_1) + b \ln(IM_2) + c}{\sqrt{S_r / (n-3)}} \right) \quad (8)$$

3- Description et modélisation du pont

Pour cette étude, une structure de pont typique en Algérie a été sélectionnée pour l'analyse. Ce pont a été conçu avant 2008 et ne suit pas les règles parasismiques appliquées aux domaines des ouvrages d'art (RPOA-2008) [21]. Il s'agit d'un pont routier à poutres précontraintes, avec une longueur totale de 51,50 m, composé de deux travées de 25,70 m chacune, isolées par des appareils d'appuis en caoutchouc élastomère situés sous la dalle de béton. Le tablier se compose d'une dalle en béton armé de 200 mm d'épaisseur avec un revêtement en béton bitumineux de 80 mm d'épaisseur et de 10 m de largeur, soutenu par sept (07) poutres de type I, placées sur des appareils d'appuis en élastomère aux dimensions de

0,30 m x 0,30 m en plan (voir Figure 1). Les piles du pont sont composées de trois colonnes circulaires. Chaque colonne a un diamètre de 1,4 m, une hauteur de 7,00 m et une poutre chevêtre de 12,00 m de long avec une section de 2,00 m x 1,00 m. Le ferrailage longitudinal des piles est constitué de 27 T 32, quant au ferrailage transversal, en cercles de diamètre T16 avec un espacement $e_s = 15$ cm est adopté. Pour les fondations, des semelles filantes rigides supportent les piles et les culées sont conçues. De plus, deux culées rigides en remblai pour soutenir le tablier et retenir le remblai sont également construites.



(a) Vue en élévation de l'ouvrage



(b) Vue de dessous de l'ouvrage

Figure 1 : Vue en élévation et en dessous du pont

Figure 1: Elevation and bottom view of the bridge

Une modélisation du pont en trois dimensions a été élaborée avec le logiciel SeismoStruct [22]. En effet, il permet une modélisation efficace des ponts et de leurs composants [23 ; 24]. Il permet de tenir compte des non-linéarités matérielles et géométriques. En outre, ce dernier a été incorporé dans les piles par le biais d'éléments répartis en plasticité avec des formulations basées sur les forces

anélastiques FB via des sections de fibres. Le processus de résolution consiste à calculer les déplacements généralisés dans les nœuds des éléments de la structure. A partir de ces déplacements, on déduit les déformations dans chaque fibre de la section. Finalement, on calcule les contraintes dans chaque fibre en tenant compte des lois de comportement des matériaux. Avec les contraintes de chaque section on déduit les efforts généralisés aux nœuds des éléments. Pour assurer la reproduction adéquate de la distribution de contrainte-déformation à travers la section transversale de l'élément, la section de chaque fût de la pile est discrétisée en 150 fibres. Vu que le comportement des chevêtres et des tabliers est supposé linéaire élastique, des éléments poutres élastiques ont été utilisés pour la modélisation. Les culées sont modélisées en utilisant le modèle de [25]. Elles sont connectées à la superstructure avec des éléments de liaison de rigidité équivalente K_{abut} en utilisant des ressorts dans l'axe longitudinal de la superstructure, le modèle étant constitué d'un ressort relié au tablier. Les appareils d'appui sont modélisés par des éléments à comportement bilinéaire. Pour la modélisation du sol, l'effet de l'interaction sol structure ISS n'est pas pris en compte, les fondations sont considérées parfaitement encastées à la base.

Le comportement du béton confiné et non confiné a été modélisé à l'aide d'un modèle de [26], qui est un modèle uniaxial non linéaire à confinement constant, dans lequel une pression de confinement constante est supposée sur toute la plage de contrainte-déformation. Ce béton possède cinq caractéristiques : une résistance à la compression (f_c) de 27 MPa, une résistance à la traction (f_t) de 2.2 MPa, un module d'élasticité (E_c) de 24421,92 MPa, une déformation à la contrainte maximale $\epsilon_c=0.002$, et un poids spécifique (γ) de 24 kN/m³. Le confinement fourni par les armatures transversales a été modélisé avec un facteur de confinement, défini comme le rapport entre la contrainte de compression du béton confiné et non confiné, le facteur de confinement est supposé être de 1,2 pour le béton confiné et de 1 pour le béton non confiné.

Le comportement cyclique de l'acier a été modélisé au moyen du modèle proposé par [27] ainsi que les règles du durcissement isotrope formulées par [28]. Le modèle prend en compte

l'effet Bauschinger qui est pertinent pour la représentation de la dégradation de la rigidité sous chargement cyclique. Ce dernier est introduit dans le modèle à l'aide du paramètre 'R'. Les paramètres adoptés pour la modélisation sont : la limite d'élasticité (f_y) de 420 MPa, le module d'Young élastique (E_s) de 200000 MPa, le rapport de déformation-durcissement (R) de 0,005 et cinq paramètres décrivant la transition entre les branches élastiques et plastiques (R_0 , a_1 , a_2 , a_3 et a_4), pris respectivement comme suit : (18.5, 0.15, 0.1, 0.1). Le modèle du pont utilisé pour l'analyse est montré sur la Figure 2.

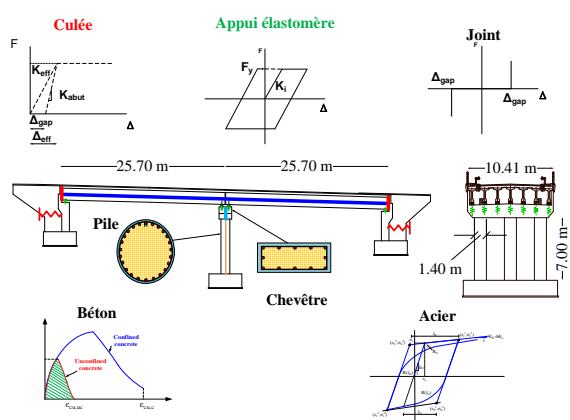


Figure 2 : Modèle numérique du pont sélectionné

Figure 2: Numerical model of the selected bridge

3- Sélection des accélérogrammes

Un des paramètres clés de l'analyse de la vulnérabilité sismique est le choix des mouvements du sol qui constituent la base de l'analyse sismique structurale. En effet, des différences significatives apparaissent dans la réponse structurale en cas de différents séismes sur un pont. Afin de conduire les analyses de vulnérabilité, différents mouvements du sol doivent être choisis pour une évaluation de la probabilité qu'un pont subisse un état de dommage spécifique dans une période de période de retour donnée. Ces enregistrements sismiques doivent être représentatifs des caractéristiques sismiques de l'état conditions de site spécifiées.

Dans notre étude, les accélérogrammes ont été soigneusement choisis sur la base de la

classification des sols du RPOA-2008. Quatre types de sols correspondant aux valeurs V_{s30} telles que définies dans le RPOA-2008 : S1 pour les sols rocheux, S2 pour les sols fermes, S3 pour les sols meubles et S4 pour les sols très meubles. La vitesse moyenne des ondes de cisaillement V_s dans le sol définie dans le RPOA-2008 pour les sols correspondants, $V_{s30} \geq 800$ m/sec pour S1, $(400 \text{ m/sec} \leq V_{s30} < 800 \text{ m/sec})$ pour S2, $(200 \text{ m/sec} \leq V_{s30} < 400 \text{ m/sec})$ pour S3 et $(100 \text{ m/sec} \leq V_{s30} < 200 \text{ m/sec})$ pour S4, respectivement.

Le choix du nombre d'accélérogrammes requis et les paramètres nécessaires pour une étude approfondie peuvent varier. Dans le cas d'une évaluation structurale probabiliste, la sélection des mouvements du sol peut s'avérer extrêmement importante, dans la mesure où l'objectif est de réduire les coûts de calcul tout en estimant correctement la réponse.

La Figure 3 montre les spectres de réponse d'accélération pour les soixante (60) suites de mouvements du sol classés dans quatre groupes de quinze (15) enregistrements conformément à la classification des sols dans le code RPOA-2008 sur la base de la vitesse des ondes de cisaillement V_{s30} .

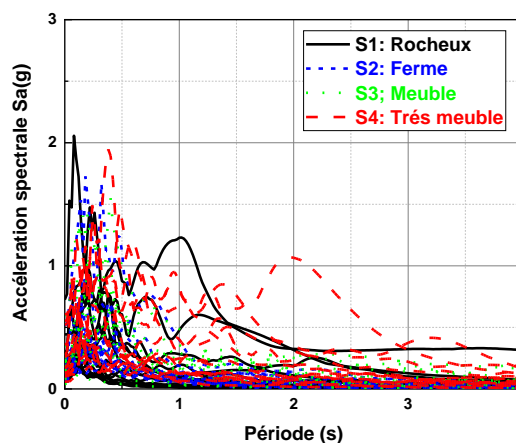


Figure 3 : Accélération spectrale des soixante (60) accélérogrammes choisis pour l'étude

Figure 3: Spectral acceleration of the sixty (60) accelerograms selected for study

Les accélérogrammes choisis ont des valeurs faibles à moyennes des accélérations maximales du sol PGA, la magnitude M de 5 à 8 et de la distance épacentrale R entre 5 et 100 Km. La distribution des accélérations maximales du sol (PGA) en fonction des magnitudes (M) et de la distance épacentrale (R) est illustrée à la Figure 4.

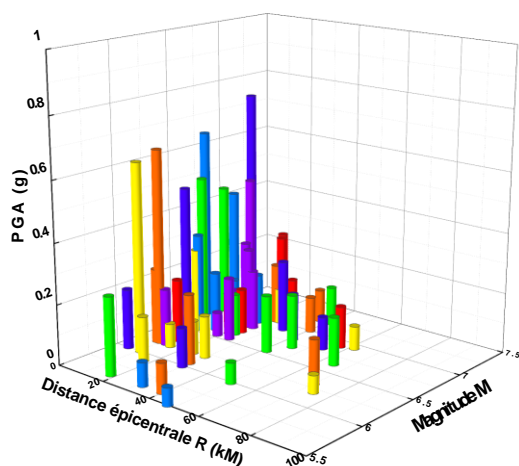


Figure 4 : Distribution des PGA en fonction des magnitudes et de la distance épacentrale
Figure 4: Distribution of PGA related to magnitudes and epicentral distance

Afin d'évaluer la vulnérabilité d'une structure à l'aide de courbes de fragilité, une série représentative d'accélérogrammes est nécessaire. L'objectif est que l'enveloppe des spectres de réponses des accélérogrammes obtenus soit compatible avec le spectre d'aléas de la région. Adapter des accélérogrammes au spectre de réponse et les modifier afin de les faire correspondre à ce dernier constitue une technique appropriée.

À ces fins, le logiciel SeismoMatch [29] est utilisé pour mettre à l'échelle les spectres de réponse des mouvements du sol en fonction du spectre de conception du RPOA-2008. Cet outil donne donc la possibilité de faire correspondre simultanément un certain nombre d'accélérogrammes pour obtenir un spectre moyen adapté dont le maximum respecte une tolérance prédéfinie.

La Figure 5 illustre l'ajustement et le calibrage des quatre groupes de quinze (15) enregistrements sismiques correspondants aux quatre spectres de réponses du RPOA-2008.

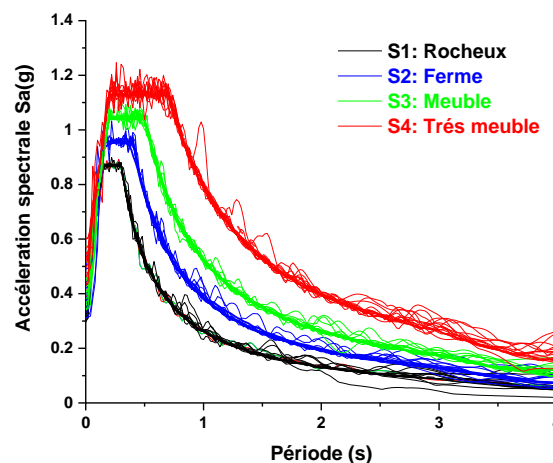


Figure 5 : Spectres de réponse pour les accélérogrammes sélectionnés calibrés au spectre du RPOA-2008

Figure 5: Response spectra for the selected ground motions matching the RPOA-2008 spectrum

4- Paramètres de la demande d'ingénierie EDP

Le paramètre de demande d'ingénierie, également appelé variable d'état structurel, doit non seulement être facile à déduire, mais aussi démontrer sa performance dynamique souhaitée.

En général, pour les piles, la ductilité en déplacement ou le rapport de dérive inter-étage maximal (drift en %) et la ductilité de la courbure sont utilisées comme EDP, la déformation en cisaillement est utilisée comme EDP pour les appareils d'appuis en élastomère et le déplacement est utilisé comme EDP pour les culées.

Le drift, le rapport de dérive inter-étage maximal est l'EDP le plus fréquemment utilisé pour l'étude de la vulnérabilité sismique des piles de pont en raison de sa corrélation efficace avec les dommages structurels [30]. De ce fait, le drift est choisi comme EDP.

5- États limites

On caractérise la vulnérabilité sismique d'une structure par des niveaux de dommages représentatifs de l'état de dégradation de la structure à la suite d'un séisme. Ils se définissent généralement sur la base de critères subjectifs, reposant notamment sur des observations

visuelles. De ce fait, ils varient en fonction des échelles employées et se montrent parfois inadaptés notamment lorsque le comportement physique d'un élément structurel ne permet pas d'être relié à certains niveaux de dommages.

On appelle état limite un critère qui se définit par la valeur de la demande structurelle que le système n'est pas en mesure d'atteindre, pour un niveau spécifié : l'endommagement ou la rupture. Cet état d'endommagement ou de rupture peut être précisé au moyen des limites imposées sur tout paramètre de la réponse, tel que : les contraintes, les déformations, les déplacements et les accélérations.

Le FEMA 273 [31] propose pour les ponts routiers cinq états limites qui comprennent notamment les états d'endommagement suivants : aucun, léger, modéré, étendu et complet. Chaque niveau de dommage a une signification pratique et fonctionnelle pour les éléments du pont ou de la structure entière. Sur la base des résultats d'essais effectués sur des piles de pont, le choix comme limite de service est l'état de l'écaillage du béton de recouvrement, le flambage ou la rupture des barres peuvent être considérés comme la limite maximale de la capacité d'une pile non réparable.

Le Tableau 1 décrit le niveau de performances de la pile du pont en béton armé basé sur le déplacement relatif de la pile recommandé par FEMA 273 [31].

Tableau 1 : Niveau de performances de la pile du pont en BA recommandé par FEMA 273

Table 1: Performance level of RC bridge pier according to FEMA 273

Objectif de la performance	Domage	Limite du déplacement relatif (Drift limit) en %
Complètement opérationnel	Aucun dommage	<0.2%
Contrôle des dommages	Réparable (léger)	<0.5%
Sauvegarde des vies humaines	Non réparable (modéré)	<1.5%
Sécurité limitée	Domages importants (étendu)	<2.5%
Prévention d'effondrement	Proche de la ruine (complet)	>2.5%

6- Sélection des mesures d'intensité IM

Dans le but de déterminer et d'identifier les mesures d'intensité IM les mieux adéquates pour le pont étudié en cas de séisme, on considère (08) huit IM couramment utilisées. Généralement, certaines des IM sont interdépendantes et possèdent des similitudes entre elles. Par conséquent, en vue de saisir les critères les plus importants qui affectent le choix d'un IM, les IM sont classées en deux catégories principales.

La première catégorie est celle des IM indépendantes de la structure (obtenues à partir des accélérogrammes), comme l'accélération maximale du sol (PGA), PGV (Vitesse maximale du sol), PGD (Déplacement maximal du sol), CAV (vitesse cumulative du sol, I_a (intensité d'Arias). La deuxième catégorie est dépendante de la structure (obtenue à partir des spectres), qui incluent $S_a(T_{1,5\%})$ Accélération spectrale à la période fondamentale de la structure, $S_{a0.2}$ Accélération spectrale à 0,2 s et $S_{a1.0}$ Accélération spectrale à 1,0 s. Le Tableau 2 montre les mesures d'intensité sélectionné pour l'analyse.

Tableau 2 : Mesures d'intensité IM sélectionnées**Table 2:** Selected intensity measures IM

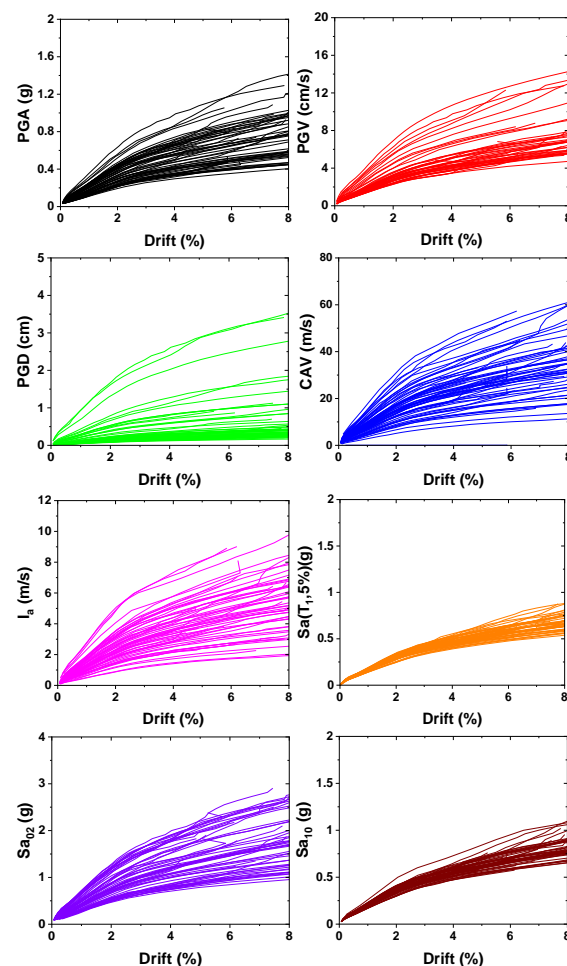
Mesures d'intensité IM	Définition	Unité
Accélération maximale du sol	$PGA = \max a(t) $	g
Vitesse maximale du sol	$PGV = \max v(t) $	m/s
Déplacement maximale du sol	$PGD = \max d(t) $	m
Vitesse absolue cumulée	$CAV = \int_0^{t_{tot}} a(t) dt$	m/s
L'intensité d'Arias	$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_{tot}} a(t)^2 dt$	m/s
Accélération spectrale à T1	$S_a(T_1)$	g
Accélération spectrale à 0.2s	S_{a02}	g
Accélération spectrale à 1s	S_{a10}	g

7- Analyse dynamique incrémentale IDA

L'analyse dynamique incrémentale (IDA) est une méthode d'analyse non linéaire utilisée dans l'ingénierie sismique basée sur la performance pour évaluer les demandes des structures sous les excitations sismiques. Le principe de base de l'analyse dynamique incrémentale consiste à effectuer une analyse dynamique non linéaire d'un modèle structural en fonction d'une série d'enregistrements de mouvements du sol, chacun étant mis à l'échelle de plusieurs niveaux d'IM et à enregistrer la réponse [32]. Les résultats de l'IDA sont représentés par des courbes combinant l'IM d'un mouvement de sol spécifique au site avec le paramètre de demande et le paramètre de demande technique (EDP) d'une structure donnée. L'analyse est effectuée à l'aide du logiciel SeismoStruct [22]. Des analyses non linéaires dynamiques temporelles ont été conduites pour tous les accélérogrammes. A titre d'exemple, la mesure d'intensité PGA est choisie, puis mise à l'échelle tous les 0,1 jusqu'à

arriver à 2 g. Le déplacement inter-étages (drift %) de la pile du pont est pris en compte car il est considéré comme une mesure de la déformation globale pour les mesures structurales et non structurales. Par conséquent, les courbes IDA ont été générées.

La Figure 6 montre les résultats des courbes IDA en fonction des huit (08) mesures intensités IM. On remarque que la courbe IDA en couleur verte et rose correspondant au PGD et I_a présentent une grande dispersion. En revanche, les courbes IDA en couleurs orange et marron correspondant au $S_a(T_1)$ et S_{a10} présentent une petite dispersion. Étant donné que les courbes IDA montre une variété et un caractère de dispersion, il convient de faire usage dans ce cas à une méthode d'évaluation statistique.

**Figure 6 :** Courbes IDA en fonction des huit (08) mesures intensités IM**Figure 6:** IDA curves based on the eight (08) intensity measures IM

8- Analyse de corrélation

Dans un modèle idéal de demande sismique, les EDP doivent avoir une corrélation suffisamment élevée avec les paramètres IM [33]. En même temps, il est nécessaire d'éviter une multi-colinéarité élevée dans le vecteur IM dans le but d'obtenir une relation de demande précise. Afin d'assurer une corrélation élevée entre les IM vectorielles et les EDP tout en réduisant simultanément la multi-colinéarité au sein des IM vectorielles, une analyse de corrélation simple sera effectuée pour les IM et les EDP, tandis qu'une analyse de régression linéaire multiple sera effectuée pour les IM vectorielles.

8.1- Analyse de corrélation simple

L'analyse de corrélation simple est utilisée pour déterminer le niveau de corrélation linéaire entre deux variables. Dans cette étude, le coefficient de corrélation de Pearson, qui est l'un des coefficients les plus couramment employés est utilisé. Il permet de mesurer la corrélation entre chaque IM et les EDP.

Le coefficient de corrélation de Pearson r est défini par la formule, Eq. (9) :

$$r = \frac{n(\sum xy) - (\sum x)(\sum y)}{\sqrt{[n\sum x^2 - (\sum x)^2][n\sum y^2 - (\sum y)^2]}} \quad (9)$$

Où : n = nombre de paires d'ensembles de données, \sum_{xy} = somme des produits des ensembles de données appariés ; \sum_x = somme des ensembles de données x ; \sum_y = somme des ensembles de données y ; \sum_x^2 = somme des ensembles de données x élevées au carré ; \sum_y^2 = somme des ensembles de données élevées au carré. Sur la base de l'Eq. (9), les coefficients de corrélation de Pearson ont été obtenus afin de déterminer la corrélation linéaire entre chaque IM et les EDP. La Figure 8 illustre le calcul du coefficient de corrélation de Pearson r .

La Figure 7 illustre le classement des IM selon la valeur de leur niveau de liaison avec EDP. La zone en rouge correspondant à des coefficients de corrélation supérieurs à 0,9 tandis que la partie bleue indique des coefficients de corrélation compris

entre 0,8 et 0,9. La partie verte indique des coefficients de corrélation inférieurs à 0,6. On constate, de manière générale, que les valeurs du coefficient présentent une corrélation satisfaisante avec la plupart des IM sauf pour le PGD qui présente une faible corrélation avec un coefficient de corrélation de 0.543. Sa_{10} et $Sa(T_1)$ présentent les meilleures corrélations avec le EDP avec des valeurs de 0.944 et 0.934, respectivement.

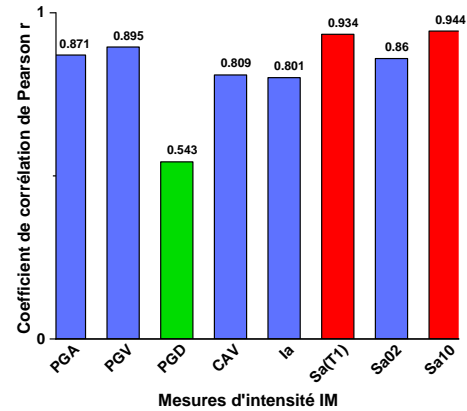


Figure 7 : Coefficient de corrélation simple de Pearson r

Figure 7: Pearson's coefficient of single correlation r

8.2- Analyse de régression linéaire multiple

Supposons qu'un vecteur IM soit constitué de IM_1 et IM_2 , et que $\ln(IM)$ obéisse à une relation linéaire avec $\ln(EDP)$, la relation entre le vecteur IM et EDP peut alors être représentée par un modèle de régression linéaire multiple, Eq. (10), dans lequel RMSE (erreur quadratique moyenne) et R^2 (coefficient de détermination) sont calculés par Eq. (11) et Eq. (12), respectivement.

$$\ln(\hat{EDP}) = b_0 + b_1(IM_1) + b_2(IM_2) \quad (10)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\ln(EDP)_i - \ln(\hat{EDP})]^2} \quad (11)$$

$$R^2 = 1 - \frac{\sum [\ln(EDP)_i - \ln(\hat{EDP})]^2}{\sum [\ln(EDP)_i]^2} \quad (12)$$

Où : $\ln(EDP)$ est l'espérance de la régression logarithmique des EDP ; $\ln(EDP_i)$ est la valeur logarithmique de l'échantillon des EDP ; b_0, b_1 et b_2 sont des coefficients de régression et $\ln(IM_i)$ est la valeur d'échantillon logarithmique des IM ; RMSE est une mesure de la densité des données autour de la droite la mieux ajustée et qui reflète la précision du calcul de l'ajustement linéaire des données de l'échantillon. La valeur RMSE est toujours supérieure à 0, et plus sa valeur est petite, plus le calcul est précis. R^2 est une statistique qui reflète le pouvoir prédictif de l'équation et qui mesure le succès de l'équation de régression. Il s'agit du coefficient de précision utilisé pour mesurer la précision du modèle.

Afin de sélectionner les IM qui possèdent la meilleure corrélation entre elles de manière à obtenir le vecteur IM, les coefficients de corrélation entre les différents IM ont été déterminés à l'aide de l'Eq. (12).

La Figure 8 montre les résultats des corrélations obtenus par le biais de l'analyse de régression linéaire multiple. Cette dernière est illustrée avec différentes couleurs correspondant aux coefficients de corrélation. Les IM avec un coefficient proche de 1 ont été retenues en tant que vecteurs. Selon la Fig. 8, les couples (PGA-Sa₁₀), (Sa(T₁)-Sa₁₀) et (PGV-Sa(T₁)) indiquent une forte corrélation avec des valeurs de coefficient de 0.98, 0.96 et 0.95, respectivement. Tandis que les couples (PGD- I_a), (PGD-CAV) et (PGD-Sa₀₂) montrent une faible corrélation avec des valeurs de coefficient de 0.56, 0.59 et 0.66, respectivement. Il ressort de cette analyse que le vecteur choisi pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des piles de pont en béton armé est le vecteur (PGA-Sa₁₀).

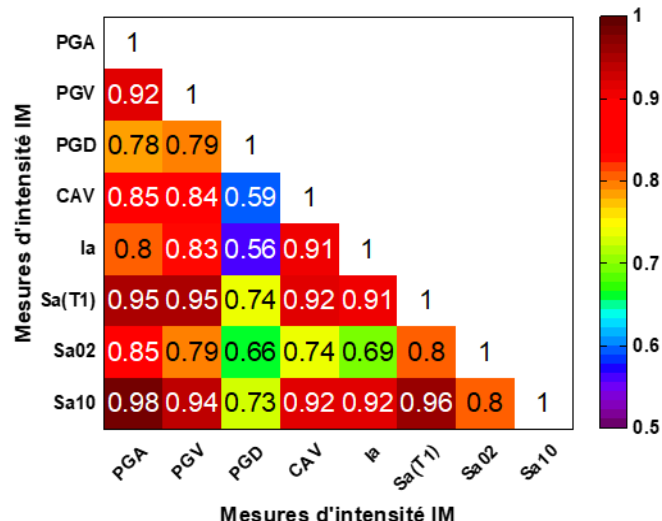


Figure 8 : Coefficient de corrélation multiple de Pearson r

Figure 8: Pearson's coefficient of multiple correlation r

9- Comparaison de l'IM vectorielle et de l'IM scalaire

Le Tableau 3 présente les écarts-types des fonctions de vulnérabilité générés en utilisant respectivement l'IM vectoriel et l'IM scalaire.

Tableau 3 : Écarts-types des fonctions de fragilité en fonction de l'IM scalaire et vectorielle

Table 3: Standard deviations of fragility functions based on scalar and vector IM

Dommages	Ecart-type σ de la fonction de vulnérabilité		
	Scalaire		Vecteur
	PGA	Sa ₁₀	PGA et Sa ₁₀
Léger	0.29841	0.21141	0.14692
Modéré	0.29754	0.21118	0.14665
Etendu	0.29656	0.21659	0.15291
Complet	0.29405	0.21239	0.14825

Il ressort des résultats du Tab.3 que lors de la réalisation de l'analyse de la vulnérabilité sismique des piles de ponts en béton armé, le vecteur IM (PGA et Sa₁₀) réduit de manière significative la dispersion du niveau de dommage prédit par rapport aux IM scalaire PGA et Sa₁₀. Par conséquent, le vecteur (PGA et Sa₁₀) IM est donc une caractérisation plus efficace du mouvement du sol.

10- Les courbes de fragilité de surface

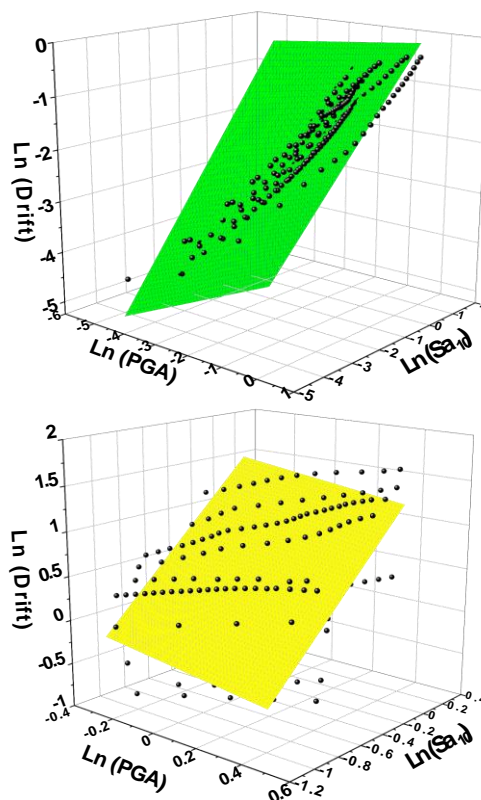
En général, les courbes de fragilité sont développées sur la base d'une mesure d'intensité IM, dite scalaire, en vue de relier le niveau d'intensité des secousses aux dommages structurels probables. Dans le cas où les mouvements du sol sont représentés par un vecteur, qui comprend deux mesures d'intensité, les courbes de fragilité deviennent des surfaces de fragilité.

Sur la base des résultats de l'analyse dynamique non linéaire, une analyse de régression est effectuée pour établir une relation entre le vecteur (PGA, Sa₁₀) et le drift pour les degrés de dommage des piles de pont correspondant à 4 niveaux : dommages légers, modérés, étendus et complet présentés dans le Tableau 4.

Tableau 4 : Modèle de régression de la pile en béton armé pour différents états de dommages
Table 4: Regression model of the RC Pier for different damage states

Dommages	Fonction d'ajustement	R ²	Ecart-type σ
Léger	Ln(drift)=0.335+1.245 Ln (PGA)-0.12 Ln (Sa ₁₀)	0.937	0.1469
Modéré	Ln(drift)=1.063-0.348 Ln (PGA)+1.434 Ln (Sa ₁₀)	0.941	0.1466
Étendu	Ln(drift)=1.046-0.284 Ln (PGA)+1.48 Ln (Sa ₁₀)	0.936	0.1529
Complet	Ln(drift)=0.88-0.161 Ln (PGA)+0.444 Ln (Sa ₁₀)	0.942	0.14825

La Figure 9 montre l'analyse de régression du vecteur IM pour les 4 états de dommages : le vert pour le dommage léger, le jaune pour le dommage modéré, l'orange pour le dommage étendu et en rouge le dommage complet où on remarque que l'ajustement est bon et le vecteur PGA et Sa₁₀ présentent une forte corrélation. Cependant, elle peut conduire à des points de données qui ne couvrent pas la totalité de l'espace défini par PGA et Sa₁₀ de l'ensemble de l'espace.



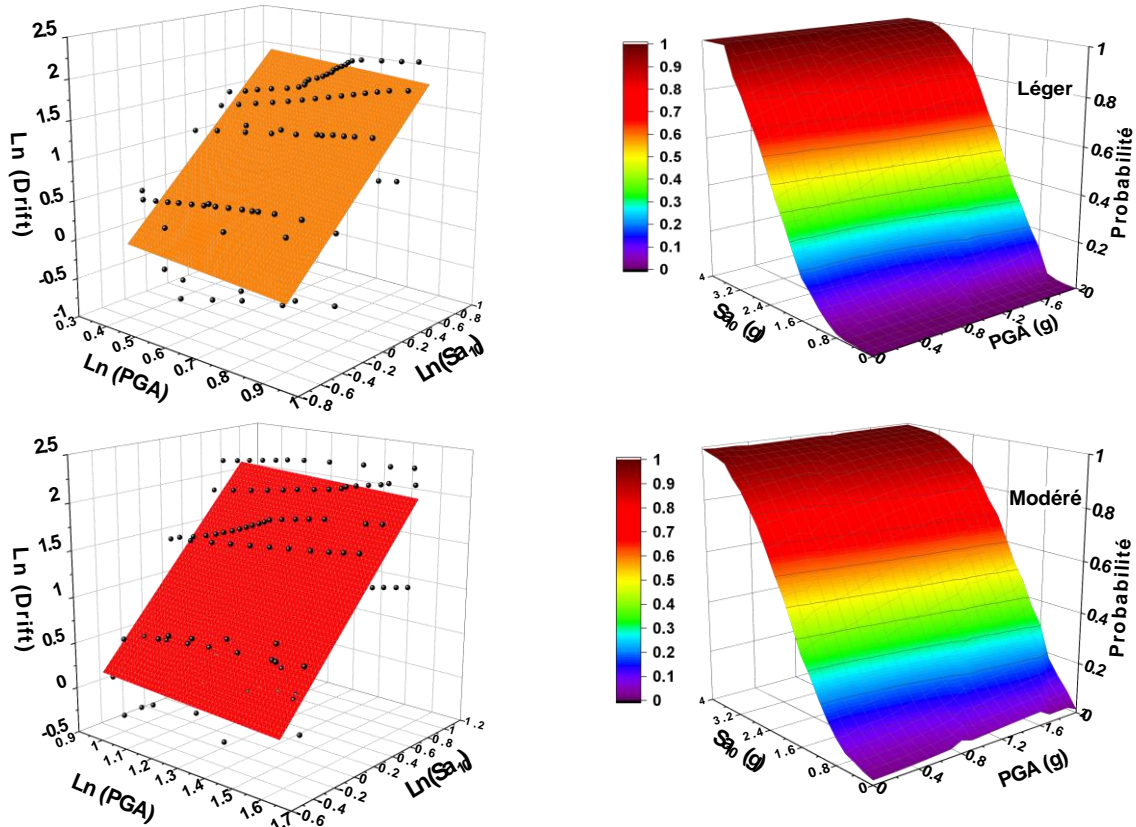


Figure 9 : Surfaces de régression de la pile en béton armé pour différents états de dommages
Figure 9: Regression surfaces of the RC Pier for different damage states

La Figure 10 montre les courbes de fragilité de surface obtenue en utilisant l'Équation 9. L'état d'endommagement des piles de pont a été divisé en 4 types : dommages légers, dommages modérés, dommages étendus, et dommages complets, respectivement.

On peut observer sur la Figure 10 que la surface de vulnérabilité sismique reflète l'influence de deux paramètres sur la probabilité de défaillance des éléments du pont, ce qui contient plus d'informations que la courbe de vulnérabilité scalaire. Dans l'exemple, PGA et Sa_{10} ont le même degré d'influence sur la vulnérabilité sismique des piles de pont. Si la valeur de PGA calculée à partir d'un mouvement du sol donné est élevée tandis que le Sa_{10} est bas, les piles du pont ne risquent pas de subir des dommages importants sous l'action du séisme.

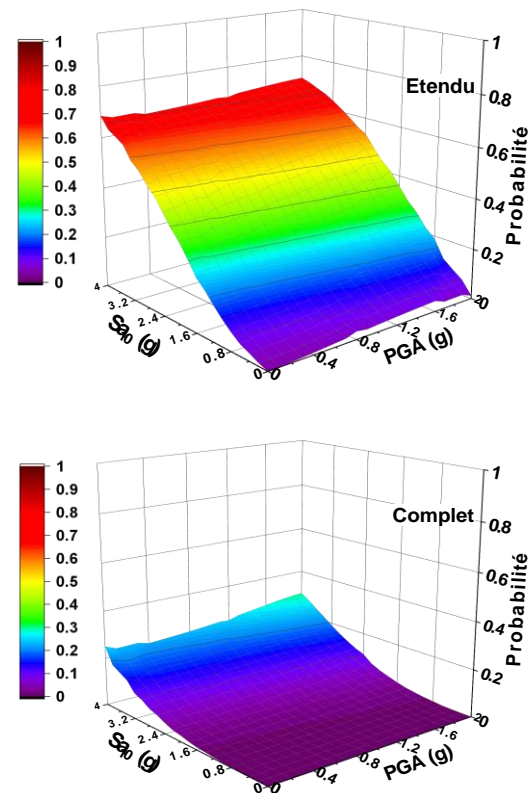


Figure 10 : courbes de fragilité de surface de la pile
Figure 10 : Seismic fragility surface of bridge pier

11- Conclusion

Le présent article propose une approche visant à identifier et sélectionner un modèle de demande sismique idéal dans le cas d'un pont de type poutres post-tensionnées avec des fûts circulaires en béton armé. Ainsi, ce procédé permet de déterminer le meilleur modèle de demande sismique basé sur un EDP qui est le drift et deux intensités mesures IM (IM vectorielle), en considérant le rôle joué par les paramètres de plusieurs IM sur la réponse sismique de la structure. En effet, les avantages que présente cette dernière sont les suivants :

1- Dans le cadre de l'analyse de vulnérabilité sismique, le vecteur IM comprend davantage d'informations sur les mouvements du sol, ce qui représente un intérêt considérable pour la recherche ;

2- Le fait d'utiliser PGA et Sa_{10} comme les deux paramètres du vecteur IM pour l'analyse de la vulnérabilité sismique des piles de pont en béton armé permet de réduire de manière efficace la dispersion dans la prédiction des niveaux de dommages causés à ces derniers ;

3- La courbe de fragilité de surface formée par le vecteur IM peut refléter efficacement le changement de la probabilité de défaillance des piles de ponts en béton armé en raison de la diversité et des paramètres des mesures d'intensités ;

4- La méthode proposée est applicable de manière universelle. Le modèle de demande sismique optimal calculé dans le cadre de cette étude présente une meilleure applicabilité que pour le pont analysé.

Références bibliographiques

[1] PEER., Pacific Earthquake Engineering Research Center Online Strong Motion Database., PEER, University of California, Berkeley, CA, USA, 2020.

[2] Padgett, J.E., Nielson, B.G. and DesRoches, R., *Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios*, Earthquake Engineering and Structure Dynamics., Vol.37. n°5, pp 711-725, 2008.

[3] Wei B, Li C, He X. *The Applicability of Different Earthquake Intensity Measures to the Seismic Vulnerability of a High-Speed Railway Continuous Bridge*, International Journal of Civil Engineering, Vol. 17, n°7, pp 981-997, 2019.

[4] Kostinakis K, Athanatopoulou A, Morfidis K. *Correlation between ground motion intensity measures and seismic damage of 3D R/C buildings*, Engineering Structures, Vol.82, n°1, pp 151-167, 2015.

[5] Bradley BA. *Systematic ground motion observations in the Canterbury earthquakes and region-specific non-ergodic empirical ground motion modelling*, Earthquake Spectra, Vol.31, n°3, pp 1735-1761, 2015.

[6] Zhong, J., Pang, Y., Jeon, J.S., DesRoches, R. and Yuan, W., *Seismic fragility assessment of long-span cable-stayed bridges in China*, Advances in Structural Engineering, Vol.19, n°11, pp 1797-1812, 2016.

[7] Bayat, M., Daneshjoo, F. and Nistico, N., *A novel proficient and sufficient intensity measure for probabilistic analysis of skewed highway bridges*, Structural Engineering and Mechanics, Vol. 55, n°6, pp 1177-1202, 2015.

[8] Bayat, M., Ahmadi, H.R., Kia, M. and Cao, M., *Probabilistic seismic demand of isolated straight concrete girder highway bridges using fragility functions*, Advances in Concrete Construction, Vol.7, n°3, pp 183-189, 2019.

[9] 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.

[10] 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.

[11] 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.

- [12] Kehila, F., Remki, M., Zourgui, N. H., Kibboua, A. and Bechtoula, H. *Optimal intensity measure of post-tensioned girder highway bridge using fragility curves*, Earthquakes and Structures, Vol.20, n°6, pp 681-696, 2021.
- [13] Baker, J. W., and Cornell, C. A., *Choice of a vector of ground motion intensity measures for seismic demand hazard analysis*. 13th World Conf. on Earthq. Eng., Vancouver, Canada, 2004.
- [14] Baker, J. W., and Cornell, C. A. *Vector-valued intensity measures for pulse-like near-fault ground motions*, Engineering Structures, Vol.30, n°4, pp 1048-1057, 2008.
- [15] Baker, J. W., and Allin Cornell, C. A. *A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.34, n°10, pp 1193-1217, 2005.
- [16] Baker, J. W. *Probabilistic structural response assessment using vector-valued intensity measures*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 36, n°13, pp 1861-1883, 2007.
- [17] Tothong, P., and Luco, N. *Probabilistic seismic demand analysis using advanced ground motion intensity measures*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.36, n°13, pp 1837-1860, 2007.
- [18] Bojórquez E, Iervolino I. *Spectral shape proxies and nonlinear structural response*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.31, n°7, pp 996-1008, 2011.
- [19] Yakhchalian M, Nicknam A, Amiri GG. *Optimal vector-valued intensity measure for seismic collapse assessment of structures*, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol.14, n°1, pp 37-54, 2015.
- [20] Li Z, Yang L, Ning L. *Vector-intensity measure based seismic vulnerability analysis of bridge structures*, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol.13, n°4, pp 695-705, 2014.
- [21] RPOA, *Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008.*, Document Technique Règlementaire, Ministère des Travaux Publics, Algiers, Algeria, 2008.
- [22] Seismosoft., *SeismoStruct: A Computer Program for Static and Dynamic Analysis for Framed Structures.*, Version 2020, Seismosoft, Pavia, Italy, <http://www.seismosoft.com>, (2020)
- [23] Muntasir Billah AHM, Alam MS. *Seismic Fragility Assessment of Concrete Bridge Pier Reinforced with Superelastic Shape Memory Alloy*, Earthquake Spectra, Vol.31, n°3, pp 1515-1541, 2015.
- [24] Mao, J., Jia, D., Yang, Z. and Xiang, N. *Seismic performance of concrete bridge piers reinforced with hybrid shape memory alloy (SMA) and steel bars*, Journal of Earthquake and Tsunami., Vol.14, n°01, pp 2050001, 2019.
- [25] Aviram, A., Mackie, K.R. and 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.
- [26] 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.
- [27] 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.
- [28] 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.
- [29] Seismosoft., *SeismoMatch: A Computer Program for Spectrum Matching of Earthquake Records.*, Version 2020, Seismosoft, Pavia, Italy, <http://www.seismosoft.com>, (2020)



[30] Lin, L., Naumoski, N., Saatcioglu, M., Foo, S. *Improved intensity measures for probabilistic seismic demand analysis. Part 1: development of improved intensity measures*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.38, n°1, pp 79-88, 2010.

[31] FEMA. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C,1997.

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

[33] Mackie, K. and Stojadinovic, B. *Probabilistic seismic demand model for California highway bridges*, Journal of Bridge Engineering, Vol. 6, n°6, pp 468-481, 2001.