

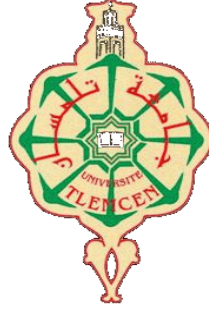
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : Travaux Publics

Spécialité : Voies et Ouvrages d'Art

Par : M^{lle} SEBKHAOUI khedidja

M^{lle} BENBEKHTI lalia

Sujet

Etude du comportement dynamique des ponts avec des amortisseurs en appuis ou en travée

Soutenu publiquement, le 10 / 06 /2024 ,devant le jury composé de :

Dr. BENMANSOUR Nassima	Université de Tlemcen	Président
Dr. TABET DERRAZ Moulay Idriss	Université de Tlemcen	Examineur
Pr. BOUMECHRA Nadir	Université de Tlemcen	Encadreur

Année universitaire :2023 /2024

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à exprimer mes plus forts et sincères remerciements à Monsieur BOUMECHRA N., Professeur à l'Université de Tlemcen qui, en tant que Directeur de mémoire, s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de cette mémoire, ainsi que pour le temps qu'il a bien voulu me consacrer.

Mes remerciements pour Mme. BENMANSOUR N., Professeur à l'université de Tlemcen, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de soutenance, qu'elle trouve ici l'expression de ma vive gratitude.

Je remercie vivement Mr. TABET DERRAZ M.I., Professeur à l'université de Tlemcen, pour l'honneur qu'il m'a fait d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Je ne saurais oublier tous mes collègues et amis, ainsi que toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à ce travail, qu'ils trouvent ici l'expression de ma sincère gratitude.

Je remercie également mes parents, pour leur soutien et leurs encouragements, spécialement mon père qui a attendu ma soutenance avec impatience mais dieu en a voulu autrement en le rappelant à lui.

Dédicaces

M^{elle} SEBKHAOUI khedidja

*Je dédie ce travail aux deux personnes qui occupent la place la plus particulière
Dans mon cœur...*

*Vous avez tout sacrifié pour moi, sans épargner ni votre santé ni vos efforts. Vous
m'avez offert un modèle magnifique de labeur et de persévérance.*

Grâce à vous, je suis fier de l'éducation que j'ai reçue.

Merci Maman... Merci Papa...

À mes professeurs

À la promotion Voie et Ouvrage d'Art

À mon binôme BENBEKHTI lalia

Dédicaces

M^{elle} BENBEKHTI lalia

Rien n'est plus précieux que d'offrir le fruit de son labeur avec amour à ceux qui nous sont chers en exprimant gratitude et reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

*À ma famille, spécialement ma mère, mon père, ma sœur et mes frères qui m'ont toujours soutenu
À mon binôme et ma camarade Sebkaoui Khadija qui m'a beaucoup aidé dans ce travail.*

À ma sœur, qui n'a pas été portée par ma mère, et qui m'a apporté un soutien indéfectible à chaque étape de mon parcours scolaire et, qui m'a accompagné dans mes moments de tristesse et de bonheur, Aissaoui Rania et Mehdi Zahra.

À toutes mes tantes et cousines, en particulier à Benhamou Aicha, Mehidi Khadija et Airât Roqaia, ainsi qu'à ma tante et mon oncle Benhamou Tahar, et leur fille Benhamou Yamena et Benhamou Radjaà.

À tous mes amis, en particulier à Belarbi Mouahib, Flité Amel, Chalabi Riham, et à tous mes amis de la promotion vois et ouvrages d'art.

TABLE DES MATIERES

RESUME	III
LISTE DES PRINCIPAUX SYMBOLES	I
LISTE DES FIGURES.....	VII
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I REVUE DE LA LITTÉRATURE	2
I.1 COMPORTEMENT SISMIQUE DES PONTS.....	2
I.1.1 LES EFFETS LIES AUX CONDITIONS DU SITE.....	2
I.1.2 LES EFFETS LIES A LA CONFIGURATION DU PONT	3
I.1.3 LES PRINCIPAUX TYPES DE DOMMAGES STRUCTURELS.....	3
I.1.4 LES EFFETS LIES AUX FONDATIONS DE L'OUVRAGE	5
I.1.5 SYNTHÈSE	6
I.2 DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE.....	6
I.3 INFLUENCE DES PRINCIPAUX PARAMETRES SUR LE COMPORTEMENT D'UN PONT SOUS SEISME	7
I.3.1 AUGMENTATION DE LA PERIODE	7
I.3.2 AUGMENTATION DE L'AMORTISSEMENT	8
I.3.3 PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE.....	9
I.4 PRINCIPE DE L'ISOLATION SISMIQUE POUR LES PONTS	10
I.5 CONTROLE PASSIF	12
I.5.1 LE CONCEPT D'AMORTISSEMENT	13
I.5.2 METHODOLOGIE DE CLASSIFICATION DES SYSTEMES DISSIPATEUR D'ENERGIE	13
I.6 DISPOSITIF DISSIPATEUR D'ENERGIE.....	14
I.6.1 SYSTEMES A DISSIPATION DIRECTE	14
I.6.2 SYSTEMES A DISSIPATION INDIRECTE	16
I.7 AMORTISSEURS VISQUEUX.....	18
I.7.1 REVUE CRITIQUE SUR LE CONTROLE PASSIF DES PONTS AVEC LES FVD	18
I.8 APPLICATIONS DES PONTS	19
I.9 L'OUTIL DE CALCUL DE LA DIVISION STRUCTURES BETON & REPARATION POUR LES ETUDE S SISMIQUES DES PONTS	20
CHAPITRE II COMPORTEMENT MECANIQUE ET DYNAMIQUE DES FVD'S.....	22
II.1 AMORTISSEURS VISQUEUX.....	23
II.2 EFFETS GENERALISES DE L'AJOUT AMORTISSEURS DE FLUIDE A UNE STRUCTURE	24
II.2.1 DESCRIPTION TECHNIQUE.....	24
II.2.2 PERFORMANCE DE LA TECHNOLOGIE.....	25
II.3 DISSIPATION PASSIVE DE L'ENERGIE SISMIQUE PAR AMORTISSEURS A FLUIDE VISQUEUX	26
II.3.1 STRUCTURE AVEC UN AMORTISSEMENT VISQUEUX LINEAIRE [37]	28
II.3.2 STRUCTURE AVEC AMORTISSEMENT VISQUEUX NON-LINEAIRE [39].....	30
II.3.3 SYNTHÈSE	31
II.4 LES PROPRIETES MECANIQUES SPECIFIQUES DES FVD'S.....	31

II.4.1	GENERALITES	31
II.4.2	LOI DE COMPORTEMENT	32
II.4.3	EFFET DES PARAMETRES DES FVD'S	33
II.4.4	INFLUENCE DU PARAMETRE COEFFICIENT D'AMORTISSEMENT CD.....	34
II.4.5	MODELE ANALYTIQUE DE L'AMORTISSEUR VISQUEUX.....	35
II.5	PREDIMENSIONNEMENT PAR METHODOLOGIES SIMPLIFIEES DES FVD.....	36
II.5.1	PRESCRIPTIONS REGLEMENTAIRES.....	37
II.5.2	DEROULEMENT DE LA METHODOLOGIE EN DEPLACEMENT DIRECT :	38
II.5.3	SYNTHESE	39
CHAPITRE III	ETUDE D'UN PONT UTILISANT LE PROCEDE FVD.....	41
III.1	ETUDE D'UN PONT TYPE.....	42
III.2	METHODOLOGIE DE MODELISATION	46
III.3	ETUDE MODALE.....	51
III.4	CONCEPTION PARASISMIQUE.....	55
III.5	MODELE EQUIPE D'AMORTISSEURS VISQUEUX CV ^A	56
III.6	LES PARAMETRES OPTIMAUX DES AMORTISSEURS.....	60
III.7	EVALUATION DE LA REponse DU PONT DANS LE CAS D'UN MODELE SANS AMORTISSEURS ET D'UN MODELE AVEC AMORTISSEURS.	67
CONCLUSION GENERALE	71
REFERENCES.....	73

تم اقتراح نهج لتصميم مضاد للزلازل يشمل تضمين مبتكر للمثبطات اللزجة غير الخطية كأجهزة إضافية لتبديد الطاقة للجسور في هذه الدراسة. نظرًا للسلوك غير الخطي لهذه الأجهزة، فإن تحليلًا زمنيًا غير خطيًا مطلوب لجميع الحالات، حيث يتم إجراء تحليلات معلمية لتحديد أفضل معلمات المثبطات. الفكرة هي تقديم رؤية محدثة للمشكلة مع مراعاة حقيقة أن الهياكل ذات الفترة الطويلة، مثل تلك المقترحة هنا، يجب أن تحمي بشكل كافٍ ضد الحركات الزلزالية القوية.

نظرًا لأهميتها، يُفضل السلوك المرن، ولتسهيل عملية التصميم، تتوفر أساليب مبسطة مختلفة مثل طريقة اليوروكود، والتخطيط، والنهج المبني على الطاقة للتقدير المبدئي. تم إجراء تحليل مقارنة بين نسخة من الجسور بدون مثبطات وأخرى تضم هذه الأجهزة. أتاح استعراض نتائج التحليل الديناميكي الزمني تقييم الكفاءة، مما أظهر تقليلًا كبيرًا في التشوهات للسطح والجهد العرضي والعزم العامل على أساس الأعمدة.

كلمات مفتاحية: مثبطات لزجة، غير خطية، تحليل ديناميكي زمني، أجهزة تبديد الطاقة

RESUME

Une approche de conception parasismique incluant l'incorporation d'amortisseurs visqueux non linéaires comme dispositifs additionnels de dissipation d'énergie pour les ponts est proposée dans la présente étude. En raison du comportement non linéaire des dispositifs, une analyse temporelle non linéaire par est obligatoire pour tous les cas, dans laquelle des analyses paramétriques sont effectuées afin de sélectionner les meilleurs paramètres des amortisseurs. L'idée est de fournir une vision actualisée du problème en tenant compte du fait que les structures à longue période doivent être adéquatement protégées contre les mouvements sismiques forts. En raison de leur importance, un comportement élastique est souhaitable.

Pour faciliter le processus de conception, diverses méthodes simplifiées telles que la méthode de l'Eurocode, la linéarisation et l'approche basée sur l'énergie sont disponibles pour pré-dimensionner. Une analyse numérique comparative a été réalisée entre une variante de ponts sans amortisseurs et une autre intégrant ces dispositifs. L'examen des résultats de l'analyse dynamique temporelle a permis d'évaluer l'efficacité, révélant des réductions significatives des déplacements du tablier ainsi que des efforts tranchants et moments agissant à la base des piles. Cette réduction se traduit par des économies potentielles sur les sections de béton et les aciers des piles.

Mots-clés : Amortisseurs visqueux, non linéaire, analyse dynamique temporelle, Dispositifs de dissipation d'Énergie.

ABSTRACT

An approach to seismic design incorporating the incorporation of nonlinear viscous dampers as additional energy dissipation devices for bridges is proposed in this study. Due to the nonlinear behavior of the devices, a nonlinear time history analysis is mandatory for all cases, in which parametric analyses are performed to select the best damper parameters. The aim is to provide an updated insight into the problem, considering that long-period structures, such as the one proposed here, must be adequately protected against strong seismic movements. Due to their significance, elastic behavior is desirable.

To facilitate the design process, various simplified methods such as Eurocode method, linearization, and energy-based approach are available for preliminary sizing. A comparative analysis was conducted between a variant of bridges without dampers and another integrating these devices. Examination of the results from the time history dynamic analysis allowed for the evaluation of effectiveness, revealing significant reductions in deck displacements as well as shear forces and moments acting at the base of the piers. This reduction translates into potential savings on concrete sections and steel reinforcements of the piers.

Keywords: viscous dampers, nonlinear, time history dynamic analysis, energy Dissipation devices.

LISTE DES PRINCIPAUX SYMBOLES

A	: Coefficient d'accélération
c	: coefficient d'amortissement
C_D	: est la constante d'amortissement.
E	: module de Young
G	: Accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$)
v	: vitesse de déplacement relative
α	: est un exposant qui dépend des propriétés de viscosité du fluide et du piston.
ξ	:taux d'amortissement
ω	: pulsation
t	: épaisseur d'une couche d'élastomère
u(t)	: déplacement relatif
x(t)	: déplacement absolue
Sd, Se, Sv	: pseudo-déplacement, pseudo accélération, pseudo-vitesse
TD	: période cible
Acc	: accélérogramme
ED	: énergie dissipée par cycle
Ec	: module de Young équivalent
Fd	: force d'amortissement
Fs	: force de rappel
Dy	: déplacement élastique
E_k	: Énergie cinétique
E_v	: Énergie dissipée par l'amortissement inhérent
E_e	: Énergie élastique de déformation
E_h	: Énergie dissipée par des dispositifs d'amortissement supplémentaires
E_i	: Énergie induite dans la structure
(U_D^*)	: est la vitesse entre les deux extrémités de l'amortisseur
U_0	: est l'amplitude du déplacement
ω	: fréquence de chargement
t	: temps
K	: est la rigidité de stockage de l'amortisseur à fréquence infinie
S	: Coefficient de site
T1, T2	: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
H	: Facteur de correction de l'amortissement ($n = \sqrt{7/(2 + \zeta)}$)

LISTE DES FIGURES

- FIGURE I 1 QUELQUES CAS PATHOLOGIQUES DUS AU PHENOMENE
- FIGURE I 2 DELOGEMENT DES TRAVEES DU PONT DE SHOWA SUITE AU SEISME NIIGATA [2]
- FIGURE I 3 VIADUC AYANT SUBI D'IMPORTANTES DEPLACEMENTS
- FIGURE I 4 MISE EN EVIDENCE DU DEBUT DE LA PILE EVASEE DU PONT [2]
- FIGURE I-5 EFFONDREMENT DU PREMIER NIVEAU DE CYPRESS STREET SUR LE PONT INFERIEUR SUITE AU SEISME DE LOMA PRIETA [2]
- FIGURE I 6 JOINTS DE CHAUSSEE ENDOMMAGES A TAIWAN EN 1999
- FIGURE I 7 ROTATION DE LA CULEE DUE A LA LIQUEFACTION DU SOL AU COSTA RICA [2]
- FIGURE I 8 PRINCIPES DE L'ISOLATION SISMIQUE. SPECTRE EN ACCELERATION
- FIGURE I 9 PRINCIPES DE L'ISOLATION SISMIQUE SPECTRE ELASTIQUE AVEC AMORTISSEMENT
- FIGURE I 10 INFLUENCES DE L'ALLONGEMENT DE LA PERIODE ET DE L'AMORTISSEMENT SUR L'ACCELERATION ET LE DEPLACEMENT [6]
- FIGURE I 11 EFFET DE L'AUGMENTATION DE LA PERIODE ET DU TAUX D'AMORTISSEMENT VISQUEUX
- FIGURE I 12 EXEMPLE DE CONCEPTION PASSIVE ET SCHEMATISATION DE SES INCONVENIENTS APRES SEISME [44]
- FIGURE I 13 EXEMPLE DE CONCEPTION PASSIVE ET SCHEMATISATION DE SES AVANTAGES APRES SEISME [44]
- FIGURE I 14 TEST SDE-R AVEC BOUCLE HYSTERETIQUE [57]
- FIGURE I 5 AMORTISSEUR VISCOELASTIQUE [57]
- FIGURE I 16 VUE DE COTE. FORCHHEIM – GERMANY
- FIGURE I 17 QUATRE CONFIGURATIONS DES FVDs PASSIFS DE SELEEMAH ET CONSTANTINOU [15]
- FIGURE I 18 PONT GUOZIGOU | XINJIANG, CHINA
- FIGURE I 19 (A) PONT RION-ANTIRION; (B) LE SYSTEME DE PROTECTION SISMIQUE DU PONT SUSPENDU [22]
- FIGURE II .1 SCHEMATISATION D'UN AMORTISSEUR
- FIGURE II .2 SCHEMATISATION DU FONCTIONNEMENT EN SERVICE
- FIGURE II .3 STRUCTURE DE PONT COMPLEXE EXPLIQUEE AVEC UNE MASSE D'OSCILLATION SIMPLE SIMPLIFIEE [36]
- FIGURE II .4 CONCEPT DE L'APPROCHE ENERGETIQUE EN TENANT COMPTE DE L'ECHANGE D'ENERGIE
- FIGURE II .5 DEFINITION DE L'ENERGIE DISSIPEE W_D ET DE L'ENERGIE DE DEFORMATION ELASTIQUE W_S D'UN SYSTEME A AMORTISSEUR LINEAIRE POUR UN CYCLE DE MOUVEMENT HARMONIQUE [17]
- FIGURE II .6 EFFET DES PARAMETRES DES FVD'S CONTROLE LA NON-LINEARITE DE L'AMORTISSEUR [41]
- FIGURE II .7 : LES LOIS DE COMPORTEMENT DES FVD SOUMIS A UNE EXCITATION SINUSOÏDALE [41]
- FIGURE II .8 : LES LOIS DE COMPORTEMENT DES FVD SOUMIS A UNE EXCITATION SINUSOÏDALE [41]
- FIGURE II .9 RELATION FORCE-VITESSE DE LA FVD. [16]

FIGURE II .10 RELATION FORCE-DEPLACEMENT DE LA FVD [16]

FIGURE II .11: COURBE D'HYSTERESIS DE L'AMORTISSEUR VISQUEUX FLUIDE [36]

FIGURE II .12 MAXWELL MODEL. [12]

FIGURE III.1 PROFIL LONGITUDINALE DE L'OUVRAGE

FIGURE III.2 LE SCHEMA DE CHARGES UIC 71 ET LES VALEURS CARACTERISTIQUES ASSOCIEES AUX CHARGES VERTICALES.

FIGURE III.3 LE SCHEMA DE CHARGES SW/0 ET SW/2LES VALEURS CARACTERISTIQUES ASSOCIEES AUX CHARGES VERTICALES

FIGURE III.4 LE MODELE 3D EN ELEMENTS FINIS DU PONT FERROVIAIRE

FIGURE III.5 LE COEFFICIENT D'ACCELERATION A

FIGURE III 6 - LE SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE POUR LA COMPOSANTE HORIZONTALE

FIGURE III.7: SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE COMPOSANTE VERTICALE

FIGURE III.8 LES PERIODES ET LES FREQUENCES DE CES TROIS MODES

FIGURE III.9 - TRANSLATION TRANSVERSAL SUIVANT L'AXE Y DU TABLIER

FIGURE III.10 - TRANSLATION LONGITUDINALE SUIVANT L'AXE X DU TABLIER

FIGURE III.11 FLEXION LONGITUDINALE SUIVANT L'AXE X POUR LA PILE 03

FIGURE III.12 MODES PROPRES ET CUMUL DES FACTEURS DE PARTICIPATION MODALE CORRESPONDANT AUX TROIS DIRECTIONS

FIGURE III.13 - DETAILS DU PONT COMPLETEMENT ISOLE EQUIPE D'AMORTISSEURS EXTERNES SUR SAP 2000

FIGURE III 14 MENU DE DONNEES DES PROPRIETES DE LIAISON ETABS - SELECTION DU TYPE DE LIAISON

FIGURE III.15 - MENU DES DONNEES DE PROPRIETES K - PROPRIETES DIRECTIONNELLES DE LIAISON/SUPPORT U1

FIGURE III.16 ACCELEROGRAMME GENERE A PARTIR DU SPECTRE ELASTIQUE HORIZONTAL DES RPOA

FIGURE III.17 - ACCELEROGRAMME GENERE A PARTIR DU SPECTRE ELASTIQUE VERT DES RPOA

FIGURE III.18 FENETRE DE L'ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE PAR SUPERPOSITION MODALE

FIGURE III.19 - DEPLACEMENTS LONGITUDINAUX MAXIMUM DU TABLIER EN FONCTION DU COEFFICIENT D'AMORTISSEMENT CD

FIGURE III.20 - DEPLACEMENT TRANSVERSALE MAXIMUM DE TABLIER EN FONCTION DE CD.

FIGURE III 21 LES COURBES DE MOMENT 22 EN FONCTION DE CD.

FIGURE III.22 - LES COURBES DE MOMENT M33 EN FONCTION DE CD

FIGURE III.23 - LES COURBES DE L'EFFORT AXIAL EN FONCTION DE CD

FIGURE III.24 - LOI DE COMPORTEMENT D'UN AMORTISSEUR VISQUEUX NON LINEAIRE AU NIVEAU DE LA CULEE

FIGURE III.25 - COMPARAISONS ENTRE LES DEPLACEMENTS DX DU TABLIER DU PONT AVEC ET SANS AMORTISSEURS

FIGURE III.26 - COMPARAISONS ENTRE LE MOMENT M_{33} DE LA PILE P3 POUR LE PONT AVEC ET SANS AMORTISSEURS

FIGURE III.27 - COMPARAISONS ENTRE L'EFFORT TRANCHANT V_{22} DE LA PILE P3 POUR LE PONT AVEC ET SANS AMORTISSEURS

FIGURE III.28 - COMPARAISONS ENTRE L'EFFORT AXIAL N DE LA PILE P3 POUR LE PONT AVEC ET SANS AMORTISSEURS

FIGURE III.29 - COMPARAISON ENTRE LA VITESSE DU TABLIER LONGITUDINALEMENT EN FONCTION DU TEMPS DU PONT AVEC ET SANS AMORTISSEURS

FIGURE III.30 – BILAN ENERGETIQUE DU PONT, SANS AMORTISSEURS FVD, SOUS L'ACTION DU SEISME SX

INTRODUCTION GENERALE

Les récents séismes, tels que ceux de Loma Priéta, Kobe, Izmit, et autres, ont clairement confirmé que les ponts restent extrêmement vulnérables, L'analyse des dommages causés par ces séismes, a permis une meilleure compréhension des types de dommages susceptibles de survenir.

Il est établi que la dissipation de l'énergie induite par les vibrations sismiques dépend des principaux éléments structurels des ponts, tels que le tablier, le système d'appuis, les piles, les culées, tandis que la nature du sol et les effets de site contribuent également à accroître la vulnérabilité sismique des ouvrages. Cette analyse des dommages souligne ainsi la nécessité urgente de revoir les philosophies de conception parasismique existantes et de mener des recherches approfondies sur les méthodes de renforcement pour les ponts existants. Ainsi, nous pouvons opter par exemple pour le découplage des mouvements du tablier par rapport à ceux des piles, à travers l'isolation par appareils d'appuis en élastomère fretté ou tout autre système se caractérisant par une raideur k . Bien que cette technique présente l'avantage d'assouplir la structure et de diminuer les efforts aux appuis, elle risque d'entraîner des déplacements relatifs importants du tablier. Une autre approche consiste à permettre des incursions dans le domaine plastique des matériaux de quelques parties du pont, tout en acceptant un certain degré d'endommagement au prix de dispositions constructives contraignantes et au risque de frais de réparation non négligeables à la suite d'un séisme.

Dans cette étude, nous proposons une approche innovante intégrant des amortisseurs visqueux non linéaires dans le cadre de la conception parasismique des ponts. Bien que l'adoption de ces dispositifs soit déjà répandue en Europe, aux États-Unis, ainsi qu'en Chine, leur utilisation reste encore marginale en Algérie. Cependant, on commence à observer une incorporation progressive de cette technologie dans certains grands projets, souvent pilotés par des entreprises étrangères. C'est dans cette perspective que nous souhaitons contribuer à la diffusion et à l'adoption de cette technologie en Algérie, un pays caractérisé par une forte activité sismique et en pleine expansion de son réseau routier et ferroviaire. Notre objectif est de proposer des solutions à la fois efficaces et économiquement viables, adaptées aux besoins spécifiques de la région.

Le mémoire est organisé en plusieurs chapitres. Le chapitre 1 constitue une revue de l'état de l'art. Le chapitre 2 introduit le comportement mécanique et les aspects technologiques concernant le comportement sismique et la performance des amortisseurs visqueux comme dispositifs externes de dissipation d'énergie. Le comportement mécanique et les aspects technologiques sont abordés sous l'angle de l'efficacité énergétique, Le chapitre 3 décrit la réponse sismique du pont sans protection sismique externe. Une caractérisation modale complète est exposée, suivie d'une analyse de spectre de réponse à des fins comparatives. L'effet des variations des forces est analysé et, enfin, une analyse non linéaire pas à pas est réalisée, en tenant compte de la dépendance à la vitesse de ce pont et des effets des mouvements sismiques. La dernière partie présente l'analyse sismique du pont sélectionnée, incluant l'incorporation d'amortisseurs visqueux comme dispositifs passifs additionnels de dissipation d'énergie. En considérant une analyse paramétrique pour étudier les effets de la disposition des FVD'S, En raison du comportement non linéaire inhérent des structures et des dispositifs externes, une analyse temporelle non linéaire est obligatoire pour tous les cas, dans laquelle des analyses paramétriques sont effectuées afin de sélectionner les meilleurs paramètres des amortisseurs, pour les mouvements sismiques.

CHAPITRE I

REVUE DE LA LITTÉRATURE

I.1 COMPORTEMENT SISMIQUE DES PONTS

“Les dommages observés sur les ponts qui ont subi un séisme résultent de trois phénomènes : des déplacements de la structure trop importants, des charges trop importantes et l'omission du comportement ductile de la structure lors du dimensionnement ” [1].

Les dommages résultent fréquemment de l'approche traditionnelle de conception, souvent appelée "élastique", qui ne prend pas en compte le comportement plastique de la structure. Cette approche simpliste ne tient pas compte des déformations permanentes potentielles lors du processus de conception.

C'est à ces problématiques et à ces dommages que la recherche en génie parasismique tente de trouver des solutions. Le dimensionnement élastique des ponts est maintenant remplacé par le dimensionnement à la capacité et le dimensionnement performanciel.

I.1.1 Les effets liés aux conditions du site

Les constats post-sismiques réalisés dans le passé ont souligné l'impact des conditions du site sur le comportement des ponts. Ces zones à risque résultent d'une vulnérabilité importante des structures. Plusieurs problèmes ont été identifiés, en commençant par le risque de liquéfaction des sols et les phénomènes associés tels que la diminution de la résistance des couches, l'étalement latéral et le tassement post-sismique. Ces facteurs pourraient entraîner une augmentation des charges sur les fondations profondes en raison de la diminution ou de la perte totale de la réaction du sol, ou en raison des déformations induites par le passage des ondes sismiques, sachant que les fondations profondes sont le choix privilégié pour la construction de ponts.

Ensuite, des tassements excessifs ont été observés en raison de la densification ou de la dégradation des propriétés cycliques des sols au fil du temps. De plus, les effets induits par le sol, tels que le renversement des 17 travées du Viaduc de Higashi-Nada de la Hanshin Expressway à Kobe (cf. figure a), ont été mis en évidence. Ils peuvent également entraîner des déformations permanentes des sous-structures (piles) et provoquer une perte de support (cf. figure b).



(a)

(b)

Figure I-1 Quelques cas pathologiques dus au phénomène

(a)_ Effondrement du viaduc de Higashi-Nada en 1995 suite au séisme de Nanbu [2]

(b)_ Effondrement d'une travée du pont de Nishinomiya-Ko en 1995 suite au séisme de Nanbu [2]

I.1.2 Les effets liés à la configuration du pont

Dans le cas le plus favorable des conditions des réalisations du projet de pont, on opte pour des structures régulières, voir symétrique, dissipant facilement l'énergie de déformation apparaissant lors d'un choc sismique. Cependant, la réalité du terrain dit autrement, on est le plus souvent confronté à des contraintes dans la conception, limitant la marge du choix du projeteur, du fait des conditions de site, et les besoins de circulation prévus pour le pont. On citera à titre d'exemple que le choix d'un pont à poutres serait le plus soumis au risque de chute de tablier, en raison de zones d'appui trop courtes dans le sens longitudinal, par contre un pont-cadre ou un pont à béquille ne présentent pas de point faible typique, les dommages possibles sont dus principalement à des déplacements des fondations ou à des torsions. Autre exemple, les piles courtes de ponts présenteraient des risques de rupture fragile plus importante que les piles longues caractérisées par plus de flexibilité. Les risques de déplacements relatifs du tablier et des appuis se présentent souvent pour les ponts qui comportent une longue série de travées simplement appuyées. Ces travées sont susceptibles d'être renversées de leur support. Par exemple, lors du séisme de 1964 à Niigata, l'effondrement du pont de Showa montre le délogement des travées simples (cf. figure 1.2)



Figure I-2 Délogement des travées du pont de showa suite au séisme Niigata [2]

I.1.3 Les principaux types de dommages structurels

- Les dommages liés aux déplacements des tabliers et des appuis

La perte d'appui des tabliers est l'un des facteurs principaux qui accroît la susceptibilité sismique des ponts. La distance nécessaire pour soutenir correctement les extrémités des tabliers aux culées, aux piles ou aux articulations de travée afin de prévenir toute perte d'appui dépend principalement de la hauteur des piles, de la longueur des travées, de l'inclinaison du pont et du niveau de performance sismique requis (d'après l'étude paramétrique JeFrançois Belleau) [3] cf. figure 1.1.3)



Figure I-3 Viaduc ayant subi d'importants déplacements

- **Dommages des sous-structures :**

Les piles ont tendance à être les éléments les plus fragiles. Elles peuvent être soumises à de grandes exigences inélastiques au cours de violents tremblements de terre. Le défaut d'une pile peut entraîner une perte de la capacité de portante. La rupture des piles est souvent la principale cause de l'effondrement d'un pont

La plupart des dommages à des piles peuvent être attribués à l'insuffisance du comportement du matériau, ce qui limite sa capacité de déformation inélastique. Ces insuffisances sont souvent dues à un manque de ductilité et de confinement du béton, ou à une mauvaise mise en œuvre des armatures. Cela peut produire des défaillances à la flexion et au cisaillement.



Figure I-4 Mise en évidence du début de la pile évasée du pont [2]

- **Dommages au niveau des liaisons (joints) :**

Les liaisons reçoivent peu d'attention dans la conception parasismique, et elles peuvent même être exposées à des risques critiques, comme pour le cas des articulations présents au niveau du tablier. L'effondrement du viaduc de Cypress en est la preuve avec la détérioration d'un socle en béton situé juste au-dessus de l'articulation conduit à l'effondrement du pont supérieur sur le pont inférieur.



Figure I-5 Effondrement du premier niveau de Cypress street sur le pont inférieur suite au séisme de loma prieta [2]

- **Les dommages liés au joint de chaussées**

Les déplacements horizontaux importants susceptibles d'apparaître lors d'un tremblement de terre, peuvent causer des dégradations aux joints de chaussées, à cet effet le pont peut être ouvert à la circulation immédiatement après un séisme ou non, selon l'ampleur des dégâts occasionnés Par exemple, la figure 1.6 montre les joints de chaussée endommagés à Taiwan en 1999

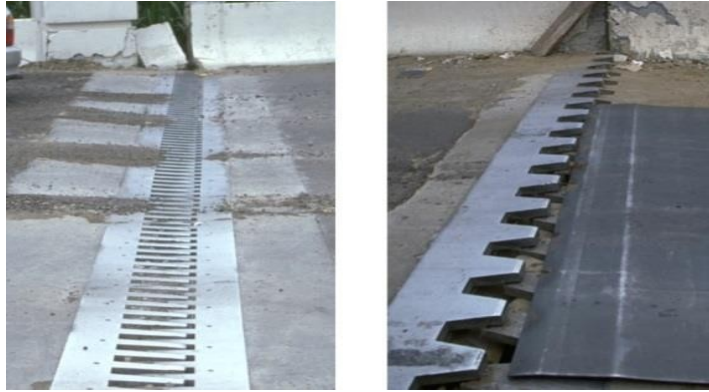


Figure I- 6 joints de chaussée endommagés à Taiwan en 1999

I.1.4 Les effets liés aux fondations de l'ouvrage

Les effondrements de fondations au cours de tremblements de terre sont relativement rares, à l'exception notable de situations dans lesquelles s'est produite la liquéfaction. En effet, les dommages associés à la liquéfaction induisent une perte de résistance du sol, des tassements post-sismiques excessifs, des glissements de terrains et favorise donc l'augmentation des sollicitations au sein des fondations. Par exemple, la figure 1.7 montre la rotation d'une culée.



Figure I- 7 Rotation de la culée due à la liquéfaction du sol au Costa Rica [2]

I.1.5 Synthèse

Les récents séismes, tels que ceux de Loma Piéta, Kobe, Izmit, et autres, ont clairement confirmé que les ponts restent extrêmement vulnérables, entraînant une entrave à l'acheminement des secours vers les zones sinistrées lorsqu'ils sont mis hors service. L'analyse des dommages causés par ces séismes, notamment aux États-Unis (San Fernando 1971, Loma Prieta 1989, Northridge 1994), au Japon (Kobe 1995), au Canada (Saguenay 1988), ainsi qu'en El-Asnam 1980, au Costa Rica 1991 et à Kocaeli 1999, a permis une meilleure compréhension des mouvements sismiques et de leurs impacts sur les éléments structurels des ponts et des fondations, ainsi que des types de dommages susceptibles de survenir. Les structures les plus fréquemment touchées comprennent la perte de support des travées, la rupture des colonnes et des piles, la défaillance des culées servant de murs de soutènement, et l'effondrement ou l'affaissement du remblai aux accès des ponts. Il est établi que la dissipation de l'énergie induite par les vibrations sismiques dépend des principaux éléments structurels des ponts, tels que le tablier, le système d'appuis, les piles, les culées et les fondations, tandis que la nature du sol et les effets de site contribuent également à accroître la vulnérabilité sismique des ouvrages.

La plupart des chercheurs estiment que les piles ou colonnes des ponts sont les composantes les plus vulnérables, ce qui signifie que leur vulnérabilité est représentative de celle de l'ensemble du système du pont. (Dutta et Mander, 1998 ; Hwang et al, 2000 ; Mander et Basoz, 1999 ; Shinozaki et al. 2000a ; Shinozaki et al, 2000b ; Nielson, 2003).

Cette analyse des dommages souligne ainsi la nécessité urgente de revoir les philosophies de conception parasismique existantes et de mener des recherches approfondies sur les méthodes de renforcement pour les ponts existants. (Shinozaki et Kim, 2003).

I.2 DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE

Les techniques de dimensionnement parasismique ont considérablement évolué ces dernières décennies. Avant 1970, les méthodes se limitaient à utiliser une estimation maximale probable de la force sismique élastique. Cependant, une nouvelle approche, appelée méthode de dimensionnement à la capacité, a émergé par la suite. Cette méthode consiste à protéger les parties vulnérables de la structure en dimensionnant d'autres parties pour une déformation ductile. Cette transition a marqué un changement significatif dans les méthodes de dimensionnement parasismique.

Plus récemment, une approche appelée dimensionnement parasismique "à la performance" est apparue. Cette approche, initiée après les séismes de San Fernando (1971) et de Northridge (1994), vise à évaluer et dimensionner les structures non seulement en termes de résistance et de ductilité, mais aussi en fonction de critères de performance plus larges. Ces critères incluent la capacité de la structure à maintenir son fonctionnement après un séisme, limitant ainsi les coûts de réparation ou de reconstruction élevés.

Les critères de performance sont définis en fonction de l'importance de la structure et de la sévérité du séisme. Ils peuvent inclure des objectifs tels que la capacité d'une structure à rester opérationnelle après un séisme modéré ou à éviter l'effondrement lors d'un séisme rare mais sévère. Ces critères sont

généralement basés sur des paramètres tels que les déplacements, les contraintes ou les déformations.

Deux approches principales sont utilisées pour le dimensionnement parasismique à la performance : celle basée sur les forces et celle basée sur les déplacements. La première repose sur une analyse des forces et dimensionne la structure pour résister à une sollicitation sismique en fonction du critère de performance désiré. Cependant, cette méthode a été critiquée pour son manque d'uniformité dans le niveau de risque et ses hypothèses contestées sur la ductilité des structures.

La seconde approche associe la performance souhaitée aux déplacements et à la ductilité, offrant ainsi une représentation plus adéquate de l'endommagement structurel. Cette méthode, connue sous le nom de méthode de la structure substitut, caractérise la structure par un système à un degré de liberté avec une rigidité sécante et un amortissement visqueux équivalent. Malgré les avantages d'un risque de conception uniforme offert par cette approche développée par Shibata et Sozen en 1976, elle pose des défis liés à la simplification du modèle de réponse à un seul mode de vibration constant.

I.3 INFLUENCE DES PRINCIPAUX PARAMETRES SUR LE COMPORTEMENT D'UN PONT SOUS SEISME

La plupart des normes et règles parasismiques existantes ont été élaborées pour des ouvrages de type bâtiment, où la modélisation peut être simplifiée en utilisant une console verticale avec des masses concentrées au niveau du plancher. Ces normes ne sont pas adéquates pour les ponts, où le tablier est supporté par plusieurs appuis de rigidités différentes et où le problème relatif aux déplacements est aussi important que celui dû aux forces sismiques

La réponse d'un ouvrage sous l'effet d'un séisme donné est en fonction de sa masse, de sa rigidité et de sa capacité à amortir le mouvement.

I.3.1 Augmentation de la période

En première approximation, le système tablier-appui peut être considéré comme un oscillateur simple caractérisé par sa masse M , sa rigidité K et, déduit à partir d'un système à un seul degré de liberté, sa période de vibration T :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} \quad (\text{I.1})$$

Lorsque la réponse du système est régie suivant la branche hyperbolique du spectre élastique, l'accélération maximale de l'oscillateur γ est égale à :

$$\gamma = \frac{\beta a_N}{T} = \frac{\beta a_N}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (\text{I.2})$$

Où β est une constante dépendant du type de site. D'où la force inertielle F induite par le séisme :

$$F = M \cdot \gamma = \frac{\beta a_N}{2\pi} \sqrt{K \cdot M} \quad (I . 3)$$

Il est constaté que la diminution de l'effort sismique peut être obtenue par l'adoption d'un système plus souple (K plus faible) et plus léger (M plus petit). L'augmentation de période s'obtient en diminuant le nombre d'appuis fixes ou en introduisant entre le tablier et ses appuis des appareils d'appui souples (élastomère fretté par exemple) Ces dispositions permettent d'augmenter la période fondamentale de la structure en la ramenant en dehors de la gamme de la période dominante des mouvements du sol susceptibles de se produire pendant le séisme.

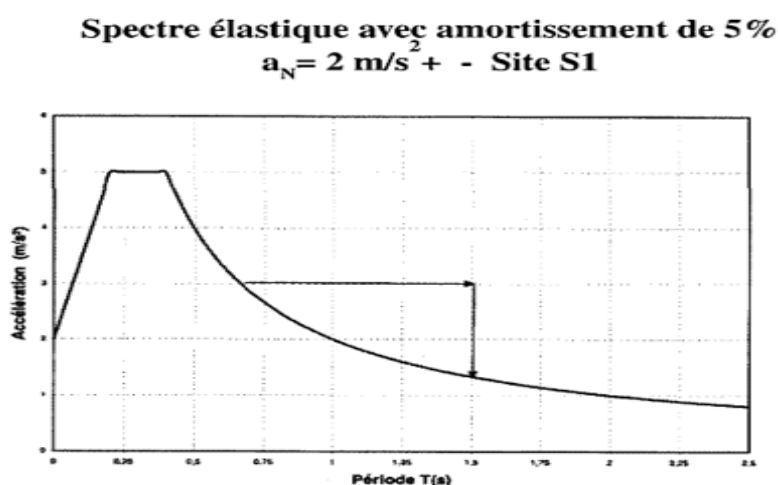


Figure I- 8 Principes de l'isolation sismique. Spectre en accélération

Cependant cette technique mérite quelques précautions :

- la réduction des sollicitations est accompagnée par une augmentation en déplacement u qui risque de mettre en péril certains éléments (effets du second ordre) ou de ne plus satisfaire les critères d'exploitation de l'ouvrage :

$$u = \frac{\gamma}{\omega^2} = \frac{\gamma}{\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2} = \frac{\gamma T^2}{(2\pi)^2} = \frac{\beta a_N}{(2\pi)^2} T^2 \quad (I . 4)$$

L'augmentation en période pourrait induire des efforts plus défavorables pour un certain nombre de sites où la période dominante du spectre est relativement élevée (site avec des sols de couverture de forte épaisseur et de qualité médiocre).

La période de l'oscillateur est petite, plus celui-ci est rigide, et plus les accélérations vues par la structure sont violentes

La période est grande, plus l'oscillateur est souple et plus ses déplacements sous séisme sont importants

I.3.2 Augmentation de l'amortissement

Le problème précédent posé par les déplacements trop importants peut être résolu par l'augmentation de l'amortissement structural. En effet, la réponse d'un oscillateur simple à une période donnée est réduite par rapport à celle d'un oscillateur ayant la même période et un taux d'amortissement plus grand. Toutefois, il est à noter que cette technique est plus onéreuse et nécessite de l'entretien. Elle est donc à réserver aux ouvrages ou aux sites exceptionnels.

Spectre élastique avec amortissement de 5% et 26 %
 $a_N = 2 \text{ m/s}^2$ - Site S1

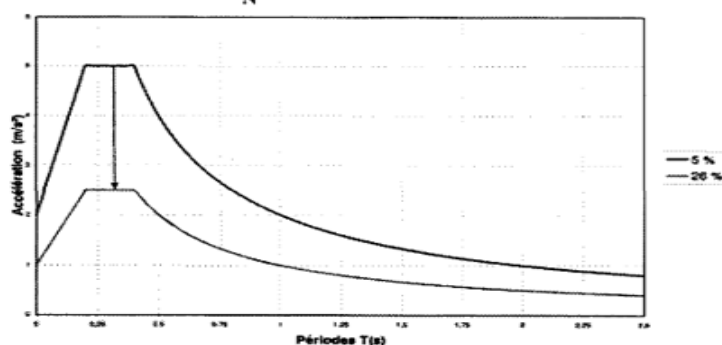


Figure I- 9 Principes de l'isolation sismique spectre élastique avec amortissement

La figure montre l'influence de l'amortissement sur la réponse de l'ouvrage d'après le « Guide AFPS 92 - Ponts ». Ce dernier précise que, pour une oscillation simple à une période donnée, cette réponse, en accélération et en corollaire en déplacement, est réduite, d'un facteur ρ , par rapport à celle d'un oscillateur ayant la même période et un taux d'amortissement réduit de 5 % :

Les éléments dissipateurs peuvent être en acier spécial dont le rôle est d'absorber les efforts sismiques horizontaux et de dissiper l'énergie par plastification alternée. Ces éléments peuvent être combinés avec un appareil d'appui classique en acier-téflon destiné à transmettre uniquement les charges verticales. Il peut également s'agir d'un appareil en élastomère fretté avec un noyau cylindrique en plomb

$$\rho = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \text{ avec } \xi \text{ en } \% \quad (I . 5)$$

I.3.3 Prise en compte de l'interaction sol-structure

Dans un souci de simplifier la tâche de l'ingénieur, les règlements de construction définissent l'excitation sismique par ses effets sur les structures. Dans ce but, les spectres de réponses élastiques fournissent la réponse maximale d'oscillateurs linéaires élastiques pour un niveau de séisme donné sur une configuration géologique donnée. Si le comportement de la structure s'apparente à celui d'un tel oscillateur, le maximum de sa réponse s'obtient par lecture directe des spectres. Si son comportement dynamique est gouverné par un ensemble de modes propres, la réponse maximale s'obtient par combinaison des maxima modaux. Cette description du mouvement de sol permet une analyse simple des bâtiments dont la fondation est de petite dimension au regard des longueurs d'ondes. Pour ces ouvrages, on peut faire l'hypothèse d'un mouvement uniforme du sol. Cela n'est plus possible dans le cas de structures étendues. Les ponts, tunnels, ou barrages ont parfois des

dimensions de l'ordre des longueurs d'ondes sismiques et de ce fait subissent des déplacements différentiels le long de leurs fondations, ce dont les spectres ne rendent pas compte [4]

. La variabilité spatiale de mouvements sismiques a un effet important sur la réponse des grandes structures telles que des ponts et des barrages. Cette variabilité du mouvement sismique est caractérisée par l'effet de l'incohérence, l'effet de passage d'onde et l'effet de site.

Les méthodes classiques de calcul dynamique des structures étendues, tel que les ponts, considèrent que l'ouvrage étudié est excité par un chargement sismique uniforme. Par conséquent, une analyse sismique rigoureuse de ce type de structures devrait considérer cet effet de variabilité spatiale du mouvement sismique. Contrairement au cas d'un calcul dynamique sous chargement uniforme, un chargement sismique différentiel (en tenant en compte l'effet de variabilité spatiale du mouvement sismique) engendre des forces pseudo-statiques additionnelles en plus des forces d'inertie. En effet, de nombreux chercheurs ont étudié la variabilité spatiale du mouvement sismique. La plupart de ces études ont conduit à des modèles empiriques ou analytiques. L'ensemble de ces études considèrent que le site, où l'ouvrage est implanté, est uniforme et homogène c.à.d. que seuls les effets de l'incohérence et de passage d'onde, dû à la propagation des ondes sismiques, sont adoptés. Cependant, pour un site où le sol de fondation présente des propriétés différentes, la propagation des ondes sismiques et le contenu fréquentiel sont affectée de tel façon que l'intensité du séisme est directement liée à ces deux paramètres. A cet effet, cette hypothèse peut entraîner une représentation inexacte du chargement sismique adopté. Notons qu'un chargement différentiel tenant en compte de l'effet de variabilité spatiale du mouvement sismique est modélisé en se basant sur la théorie des champs stochastiques. [5]

I.4 PRINCIPE DE L'ISOLATION SISMIQUE POUR LES PONTS

Skinner et al. Décrivent l'isolation sismique des structures en présentant les principaux systèmes qui existent sur le marché et en suggérant des procédures de conception de structures équipées avec de tels systèmes de protection parasismique. Les isolateurs y sont décrits comme des systèmes qui découplent la structure des mouvements du sol et/ou de ses supports en augmentant la flexibilité de la structure, en d'autres termes en allongeant sa période fondamentale de vibration, tout en fournissant un amortissement approprié. Selon ces auteurs, les isolateurs sont habituellement placés à la base de la structure. Dans la littérature anglophone, on y fait alors référence en utilisant le terme « base isolation ». Dans le cas des ponts cependant, qui comprennent généralement des piles qui sont relativement légères comparativement au tablier, les isolateurs sont placés entre le dessus des piles ou des culées et le tablier.

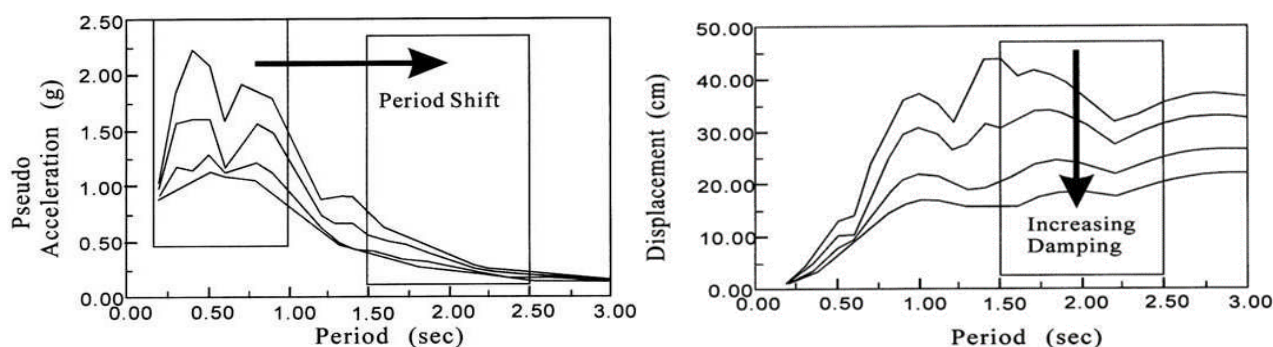


Figure I- 10 Influences de l'allongement de la période et de l'amortissement sur l'accélération et le déplacement [6]

Priestley et al traitent de la conception et de la réhabilitation parasismiques des ponts. Ils consacrent un chapitre de leur livre à l'isolation. Les isolateurs jouent deux rôles sur le comportement dynamique des structures, de façon à assurer leur protection contre les effets des séismes, soit l'allongement de la période et l'augmentation de l'amortissement. Les dommages induits aux structures par l'effet des tremblements de terre sont essentiellement dus à la concordance entre la période naturelle de vibration d'une structure et la période dominante de la secousse sismique. Pour un séisme qui produit des accélérations maximales à de hautes fréquences, l'allongement de la période de vibration de la structure réduit l'amplitude des accélérations qui lui sont transmises. Une structure conventionnelle, i.e. non-isolée, mais dont la période fondamentale de vibration est relativement courte, peut échapper à la zone de contenu fréquentiel où le séisme a le plus de puissance, mais cela est seulement possible si la structure subit suffisamment de dommages pour que sa période de vibration se trouve naturellement allongée pendant la sollicitation dynamique. L'isolation sismique a pour but d'allonger la période de vibration en concentrant les déformations sur le système d'isolation tout en évitant les dommages structuraux. La réponse des éléments d'une structure isolée, mis à part les isolateurs eux-mêmes, devrait alors être linéaire-élastique. Évidemment, l'allongement de la période résulte dans l'augmentation du déplacement de la structure. Ce problème peut être résolu par l'augmentation du taux d'amortissement.

Ce faisant, On diminue aussi les accélérations transmises à la structure. Plusieurs isolateurs ont une capacité de dissipation d'énergie importante, ce qui donne lieu à un amortissement effectif significatif, comme cela sera discuté plus bas.

Comme on peut le voir sur la figure. L'allongement de la période occasionne une augmentation du déplacement sismique. Dans le cas des ponts, ceci engendre une demande accrue sur les joints et au niveau des assises et peut poser un problème au niveau de la réfection des ouvrages existants. Pour atténuer cet effet négatif et pour maintenir un compromis acceptable entre la diminution des forces sismiques et l'augmentation du déplacement sismique.

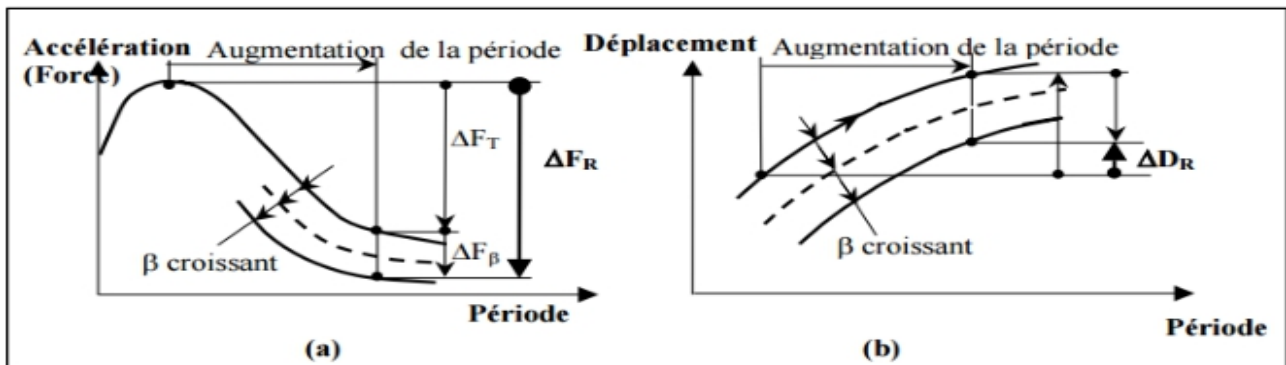


Figure I- 11 Effet de l'augmentation de la période et du taux d'amortissement visqueux

Une autre approche consiste à utiliser des amortisseurs sismiques. Ces appareils peuvent être utilisés seuls ou en combinaison avec des isolateurs, on obtient aussi l'allongement bénéfique de la période. Les auteurs considèrent qu'une structure isolée doit permettre d'atteindre un taux d'amortissement d'environ 20 à 30% de l'amortissement critique. L'énergie peut être dissipée de trois façons par les systèmes d'isolation et/ou d'amortissement : la viscosité, la friction ou la déformation hystérétique de matériaux. Les auteurs précisent que la forme d'amortissement la plus populaire est celle basée sur la déformation hystérétique de l'acier ou du plomb, car c'est la forme la plus fiable et c'est le concept le mieux maîtrisé par les ingénieurs. Le comportement inélastique des isolateurs et/ou amortisseurs permet, certes, de diminuer les déplacements de la structure, mais crée un déplacement résiduel plus important. C'est pourquoi il est important que l'isolateur ou amortisseur comprenne un mécanisme de recentrage automatique. Dans l'éventualité où le système de recentrage s'avérerait non-efficace, il serait tout de même plus facile de réparer une structure isolée, dont les déformations sont concentrées dans les isolateurs ou amortisseurs, qu'une structure conventionnelle dont les éléments structuraux seraient déformés dans leur domaine plastique.

I.5 CONTROLE PASSIF

Les dispositifs existants permettent de désynchroniser la fréquence de vibration d'une structure à amortir et celle de l'excitation et de limiter l'effet de cette dernière par l'introduction de rigidité et/ou d'amortissement. Cette intervention est appelée contrôle. Ils peuvent être classés en trois familles, dispositifs de contrôle passif, actif et semi-actif ; le contrôle passif qui est le plus utilisé dans le domaine du génie civil, consiste à superposer à la structure un dispositif qui modifie la rigidité ou l'amortissement du système structural sans demande d'une source d'énergie externe et sans introduire de l'énergie pour son fonctionnement. Le contrôle actif vise à imposer une force ou un déplacement en certains points du système à contrôler, en fonction notamment de l'état mesuré ou de l'historique de celui-ci, ce type de contrôle contrairement au précédent nécessite une source importante d'énergie externe pour opérer les actionneurs qui fournissent les forces de contrôle.

Le contrôle semi-actif quant à lui, combine les principaux traits des systèmes actifs et passifs, en effet ces systèmes exigent une faible source d'énergie pour modifier la propriété mécanique du dispositif de contrôle.

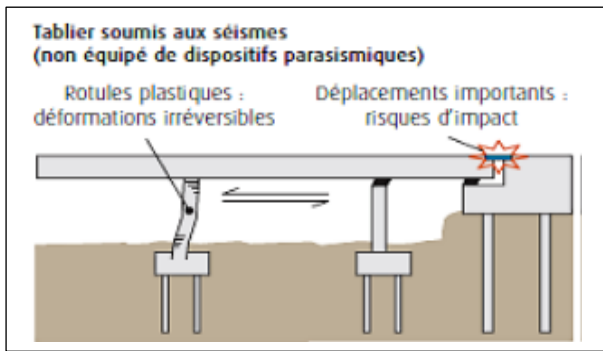


Figure I- 12 Exemple de conception passive et schématisation de ses inconvénients après séisme [44]

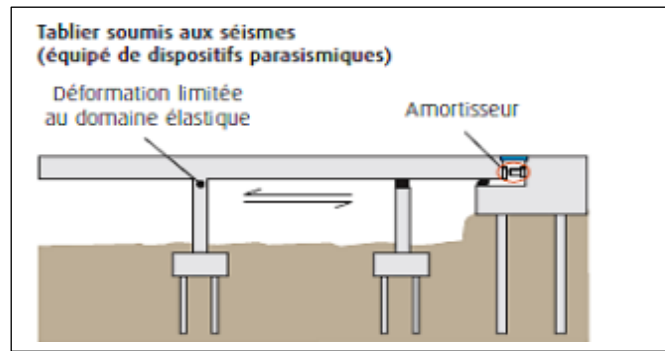


Figure I- 13 Exemple de conception passive et schématisation de ses avantages après séisme [44]

Le contrôle passif qui consiste à superposer à la structure un dispositif dissipant l'énergie ou filtrant la transmission des efforts dans la structure, au moins à une fréquence donnée. Il ne nécessite ni mesure, ni calcul, ni source d'énergie externe[6]

I.5.1 Le concept d'amortissement

Les techniques passives d'amortissement des vibrations structurales utilisent l'intégration ou l'ajout de matériaux ou systèmes, possédant des propriétés amortissantes, couplés à la structure de telle façon que les vibrations de la structure soient amorties passivement, c'est à dire, sans aucune intervention extérieure supplémentaire et sans apport d'énergie de l'extérieur.

Tous les ponts vibrent lorsqu'ils sont soumis à des charges latérales telles que le vent et les séismes. Ces excitations peuvent être considérées comme un apport d'énergie au système structurel considéré. Lorsqu'un pont se déforme élastiquement, il stocke une partie de cet apport d'énergie en tant qu'énergie de déformation et commence à osciller autour de son point d'équilibre.

Ce qui empêche un pont d'osciller éternellement, c'est son amortissement interne, ou de façon équivalente sa capacité de dissipation d'énergie. Non seulement l'amortissement atténue l'oscillation entretenue du pont, mais il affecte aussi l'amplitude des oscillations dans l'histoire du temps de réponse du pont. Ainsi, l'endommagement des structures est principalement déterminé par les déplacements, et on peut facilement conclure qu'en augmentant l'amortissement dans une structure, l'énergie stockée en tant qu'effort dans les éléments peut être réduite, et donc au total les dommages structurels et non structurels peuvent être atténués.

I.5.2 Méthodologie de classification des systèmes dissipateur d'énergie

Les systèmes de contrôle passif avec dissipateurs d'énergie ont le même principe de base que les isolateurs sismiques lorsqu'ils sont incorporés dans la structure ils peuvent absorber une portion de l'énergie d'excitation extérieure. En plus, ils peuvent réduire substantiellement le mouvement différentiel entre les éléments de la structure et par conséquent réduire les dégâts de cette dernière. Ces dernières années, des efforts sérieux ont amélioré le concept des systèmes de dissipation d'énergie, et plusieurs appareils ont été installés dans des structures partout dans le monde. En

général, ils sont caractérisés par leur capacité de dissiper l'énergie de vibration de la structure ou de la convertir en un autre mode de vibration ou en une autre forme d'énergie. Plusieurs sources de dissipation d'énergie dans une structure peuvent être mentionnées :

- Dissipation due à la viscosité du matériau, comme dans le cas des amortisseurs viscoélastiques.
- Dissipation et absorption causée par la déformation inélastique cyclique ou hystérésis
- Dissipation d'énergie résultant de l'interaction avec l'environnement, comme dans les forces de traînée
- Dissipation due à des appareils externes avec capacité de dissipation/absorption, tels que les amortisseurs inertiels comme les TMD ou les systèmes de contrôle actif.

I.6 DISPOSITIF DISSIPATEUR D'ENERGIE

Plusieurs mécanismes ont été développés pour dissiper l'énergie de vibration d'une structure. Dans cette partie, nous nous intéressons à présenter quelques dispositifs de dissipation d'énergie ainsi que leurs domaines d'applications.

I.6.1 Systèmes à dissipation directe

a. Les amortisseurs à friction

Ces mécanismes utilisent les frottements engendrés par le glissement entre deux surfaces pour dissiper l'énergie des vibrations sismiques. Leur frottement est basé sur une boucle d'hystérésis. La plupart de ces dispositifs génèrent des boucles d'hystérésis de forme rectangulaires. Le frottement de ces amortisseurs est semblable à celui de Coulomb. Généralement, ces mécanismes ont une meilleure performance et leur comportement est moins sensible aux chargements fréquentiels, au nombre de cycles de chargements et à la variation de température [7]. En outre, ces mécanismes ont une résistance élevée à la fatigue

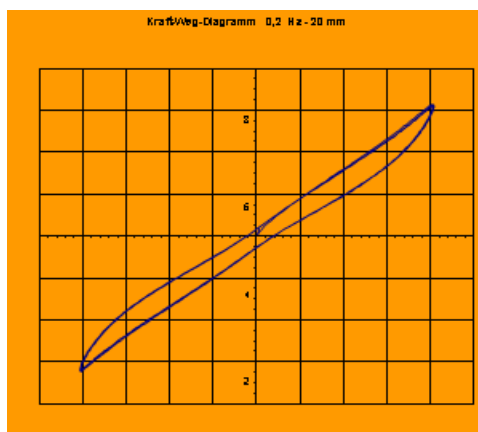


Figure I- 14 Test SDE-R avec boucle hystérétique [57]

b. Les amortisseurs viscoélastiques

Les amortisseurs viscoélastiques utilisent des matériaux polymériques ou caoutchouteux. Ces matières viscoélastiques, utilisées dans les applications structurales, absorbent l'énergie lorsqu'elles sont soumises à une déformation en cisaillement. La FIG.I.15 présente un dispositif viscoélastique constitué de deux couches de polymère serrées entre une plaque centrale et deux plaques externes. Une fois installé dans une structure, la déformation en cisaillement, et donc la dissipation d'énergie, se produit lorsque les vibrations structurales induisent un mouvement relatif entre les plaques externes en acier et la plaque central [7]

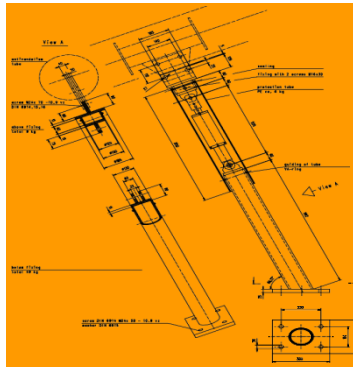


Figure1-15 Amortisseur viscoélastique [57]

Ces systèmes se révèlent hautement performants tant à haute qu'à basse fréquence, offrant une protection efficace aux constructions exposées à des vents violents ou à des séismes de moyenne intensité. Des études ont démontré que ces dispositifs apportent non seulement un amortissement supplémentaire au système, mais également une rigidité accrue, ce qui a pour effet d'augmenter la fréquence naturelle de la structure [7].

Par ailleurs, les propriétés de l'amortisseur, telles que les modules de conservation et de pertes analogues respectivement à un ressort et à un amortisseur constant, dépendent de la fréquence et de la température de l'environnement. Cependant, des recherches montrent que ces propriétés restent relativement constantes pour des déformations inférieures à 20 %, et ce, à une température et une fréquence donnée [10]. En raison de leur sensibilité à la température, ces dispositifs peuvent ne pas être efficaces dans les structures où le climat n'est pas continuellement contrôlé. [7]

c. Les amortisseurs métalliques

Ces dispositifs de dissipation d'énergie exploitent le comportement hystérétique du métal dans le domaine non élastique. La force résistante des amortisseurs dépend de la caractéristique non linéaire « contrainte-déformation » du matériau métallique. L'avantage de ces dispositifs réside dans leur fiabilité à long terme ainsi que dans leur meilleure résistance aux conditions environnementales (intempéries) et thermiques (supportent des températures de -70°C à 30°C sans évolution des caractéristiques) variées.

En outre, ces dispositifs sont relativement peu coûteux et leurs propriétés demeurent stables tout au long de la vie de la structure.

I.6.2 Systèmes à dissipation indirecte

a. Les amortisseurs à liquide accordée

Les amortisseurs à liquide accordé (ALA), également connus sous le nom de "Tuned Liquid Damper (TLD)" en anglais, font partie des dispositifs passifs qui facilitent l'atténuation indirecte en modifiant les caractéristiques structurales du système. [9]

Les ALAs absorbent l'énergie grâce aux actions visqueuses du fluide. Des études menées par Fujino et al. (1992), Wakahara et al. (1992), Sun (1991), et Wakahara et al. (1989) ont démontré l'efficacité des ALAs pour réduire la réponse d'une structure soumise à des excitations harmoniques ou au vent. [10]

Un autre type d'amortisseur à liquide accordé est le "Tuned Liquid Column Damper" (TLCD) en anglais. Il se compose d'un tube rempli de fluide, et son fonctionnement implique la dissipation de l'énergie par le mouvement du fluide à travers un orifice.

Sadek et al (1998) [11] Ces études ont démontré l'efficacité de ces amortisseurs dans la réduction des vibrations sismiques. Elles ont élaboré des paramètres optimaux pour un seul et plusieurs ALCA, et ont constaté une réduction significative, dépassant 47 %, tant dans les déplacements que dans les accélérations, avec un rapport de masse égal à 4 %.

b. Les amortisseurs à masse accordée

Les amortisseurs à masse accordée (AMA), connus sous le nom de "Tuned Mass Damper (TMD)" en anglais, sont largement utilisés de nos jours pour le contrôle passif. Ils ont été développés dans divers domaines tels que l'automobile, l'aéronautique, la marine, les bâtiments et les ouvrages d'art. Plusieurs chercheurs ont mis en évidence que l'AMA offre une solution légère et économique pour atténuer les problèmes de bruit. [14] Des études ont démontré l'efficacité des AMAs dans le contrôle de la propagation sonore.

Les AMAs se sont également avérés efficaces dans le domaine du génie civil pour amortir les vibrations des structures flexibles telles que les ponts et les gratte-ciels. Ces structures sont particulièrement sensibles aux excitations causées par le trafic, le vent et les séismes.

L'AMA représente une solution simple, efficace, économique et fiable pour atténuer les vibrations indésirables des structures, qu'elles soient causées par des excitations harmoniques ou par le vent. Son efficacité est déterminée par des facteurs tels que le rapport de masse, le rapport de fréquence et le taux d'amortissement de l'AMA. [7]

Les AMAs sont généralement conçus selon deux principales configurations. La plus répandue consiste en une masse reliée à la structure principale à l'aide d'un ressort et d'un amortisseur (système masse-ressort-amortisseur). Un exemple d'application est celui des AMAs verticaux installés pour minimiser les vibrations dues aux mouvements des piétons.

Application TMD

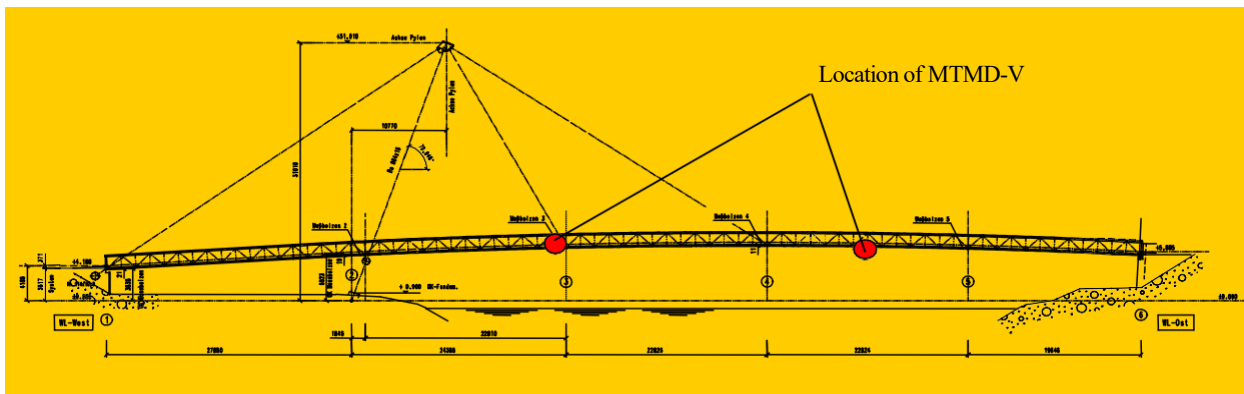


Figure I- 16 Vue de côté. Forchheim - Germany

c. Ressort amortisseur parasismique précontraint pour ouvrages d'art

Description

Le PDS se compose d'un cylindre contenant deux ressorts précomprimés et deux amortisseurs à fluide visqueux associés à des pistons. Son efficacité réside dans sa capacité à reproduire précisément la loi de comportement définie par le bureau d'études. Les niveaux de déplacement et de force de l'appareil peuvent être ajustés en fonction des besoins spécifiques de chaque cas

L'amortisseur à ressort précontraint (PDS) a pour objectif de fournir trois actions spécifiques lorsqu'il est placé entre deux structures dans une direction donnée :

1. En fonctionnement normal, il agit comme une liaison rigide entre les deux structures dans la direction spécifiée, bloquant ainsi tout déplacement.
2. Sous des charges dynamiques importantes, le PDS fonctionne comme une combinaison en parallèle d'un ressort et d'un amortisseur dissipant l'énergie dans la direction d'action. Après un événement sismique, il permet le recentrage automatique des deux structures.

Caractéristiques principales

Appareillage mécanique de faible encombrement, dissipateur d'énergie cinétique pour protection sismique d'ouvrages d'art, ponts ou viaducs. Ressorts amortisseurs précontraints par mise en compression hydrostatique d'élastomères viscoélastiques. Permet les déplacements transversaux et longitudinaux du tablier tout en les limitant lors des sollicitations sismiques, avec recentrage de l'ensemble. Régénération automatique du mécanisme après secousse. Existe en dix forces précontraintes de 100 à 850 kN et en deux versions : pour travail en tension/compression transversalement ou compression seule longitudinalement.

I.7 AMORTISSEURS VISQUEUX

I.7.1 Revue critique sur le contrôle passif des ponts avec les FVD

L'évolution des FVD a commencé avec l'industrie militaire et aérospatiale [10] [11]. Le premier dispositif, semblable aux amortisseurs modernes, a été introduit dans les années 1860 pour réduire le recul des canons. Pendant les guerres mondiales I et II, les FVD étaient largement utilisés dans les grands canons, les canons et les avions, mais aussi dans le domaine automobile. Avec l'avènement de la guerre froide, ces dispositifs ont été transformés en diverses applications industrielles, telles que les tampons absorbant l'énergie dans les aciéries, les tampons de verrouillage de canal et la suspension de jambe de pétrole offshore, ainsi que l'isolation des chocs et des vibrations [11] [12] [13].

Dans l'étude menée par Constantinou et Symans [14], les propriétés mécaniques des fluides viscoélastiques (FVD) ont été explorées à travers des essais en laboratoire sur des portiques à échelle réelle. Les amortisseurs utilisés ont été conçus pour maintenir une température stable à l'intérieur, entre -40°C et 70°C , afin d'éviter toute influence de la température du fluide sur les résultats. La structure amortie a été soumise à des signaux stationnaires harmoniques avec des fréquences variant de 1 à 4 Hz. Les conclusions de l'étude ont révélé que dans cette plage de fréquences, le comportement des amortisseurs est essentiellement visqueux et linéaire. Cependant, au-dessus de 4 Hz, ces amortisseurs développent une rigidité de stockage. Une observation importante est que les propriétés mécaniques des FVD sont totalement indépendantes de l'amplitude du mouvement. Seleemah et Constantinou [15] accomplirent une autre étape en développant 04 configurations différentes de FVD (Figure 1.17), qui se distinguent par leur réponse non-linéaire et qui ont été obtenues en modifiant la taille des orifices.

D'après une étude expérimentale, il a été prouvé que des dispositifs non-linéaire ont la capacité de réduire la réponse du déplacement de manière plus significative que les dispositifs linéaires [15].

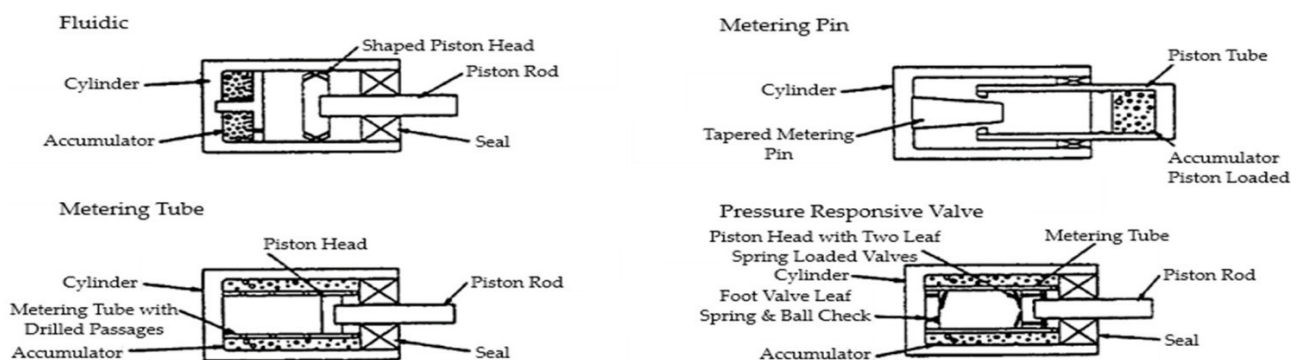


Figure I- 17 Quatre configurations des FVD passifs de Seleemah et Constantinou [15]

I.8 APPLICATIONS DES PONTS

Similaire aux systèmes trouvés dans les bâtiments, les amortisseurs FVD peuvent être utilisés dans des applications de pont pour absorber l'énergie éolienne, sismique et piétonne. Ce système permet d'augmenter les niveaux d'amortissement de la normale amortissement critique de 0,5 % à 1 % à une plage d'amplification critique à 20 %. amortisseurs sont dotés d'un guide en acier à paroi lourde, d'une haute résistance, polie par miroir, de barres de piston en aciers inoxydables et d'un système de peinture à 3 pièces sur les composants externes. Les amortisseurs de pont sont disponibles avec des dispositifs de mouvement perdu, des éléments de fuseau ou un collier de friction pour éliminer la réponse continue aux petites vibrations quotidiennes provoquées par le trafic et le vent.

Les amortisseurs métalliques peuvent fournir une durée de vie infinie pour les applications de cyclisme à faible amplitude telles que les ponts longs ou piétons. Les dispositifs de verrouillage sont utilisés sur les ponts pour limiter les déplacements dans les roulements et les joints d'expansion Infanti et Coll. [16] ont étudié le remaniement sismique du Grand Pont de Seohae en Corée, qui est composé de trois types de ponts différents : un pont à câble (990 m), un pont libre de méthode cantilever (FCM) (500 m), et un pont pré-espacement (PSM) (5820 m). Le pont PSM se compose d'une série d'espaces continus qui n'ont pas été en mesure de satisfaire aux exigences de sécurité sismique. Par conséquent, 54 amortisseurs ont été placés entre la superstructure et le pont pour protéger la structure contre les séismes forts. Les dispositifs adoptés étaient capables d'exercer une force égale à 500 kN à une vitesse de 240 mm/s. En outre, ces appareils fonctionnaient sur une large gamme de températures, allant de -25°C à 40°C .

Une autre application emblématique des FVD sur les ponts est la rénovation réalisée sur le London Millenium Bridge construit au-dessus du fleuve Thames à Londres. (United Kingdom). Lorsque le pont a été ouvert, il a présenté un grand déplacement latéral induit par le mouvement des piétons. Ainsi, 37 FVD ont été installés dans trois configurations différentes pour empêcher les modes latéral, vertical et torsional. Les dispositifs supplémentaires empêchaient la résonance de n'importe quel mode et permettent au pont de produire un amortissement visqueux équivalent de 20% au lieu de l'original 0,5%.



Figure I- 18 Pont Guozigou | Xinjiang, China

Un autre exemple est le pont de Rion-Antirion, qui a été conçu pour résister aux excitations sismiques avec une période de retour de 2000 ans et une PGA égale à 0,48 g grâce à un système de protection sismique réalisé par des contraintes de fusée et des FVD [22]. Ce pont, situé dans le golfe de Corinthe en Grèce, se compose d'un pont suspendu de 2252 m de long avec quatre piliers et deux des viaducs d'approche.

Le pont principal est protégé par des barrières de fuseau qui fonctionnent en parallèle avec les amortisseurs. Le premier type de dispositif protège le pont contre les excitations provoquées par le vent ou par des tremblements de terre modérés. Sous des excitations égales ou plus fortes que le tremblement de terre de conception, les contraintes de fuse sont conçues pour échouer afin que les FVD soient capables de dissiper l'énergie d'entrée. La figure 9a montre le pont Rion-Antirion achevé, et la figure 9b montre le système de protection sismique installé dans chacun des quatre piliers. Les viaducs d'approche sont conçus pour résister au même événement sismique que le pont principal, et leurs systèmes de protection sismiques sont composés d'isolants elastomériques et de FVD [22].

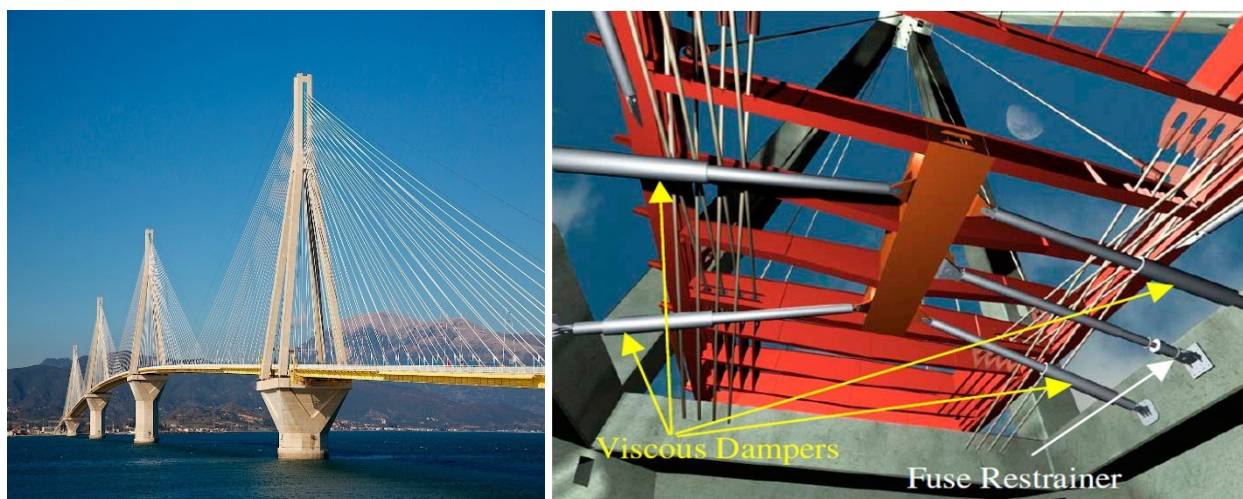


Figure I-19 (a) Pont Rion-Antirion; (b) Le système de protection sismique du pont suspendu [22]

I.9 L'OUTIL DE CALCUL DE LA DIVISION STRUCTURES BETON & REPARATION POUR LES ETUDE S SISMQUES DES PONTS

SAP2000 est l'un des logiciels adoptés par la division Freyssinet Structure béton & Réparation. Il a été développé par le « CSI » (Computers & Structures Inc). Ce programme possède un moteur d'analyse hors pair et de nombreux outils adaptés pour les ingénieurs travaillant sur tous types de structures (ponts, bâtiments, structures métalliques, etc...). Avec sa modélisation graphique 3D, son large panel d'analyses et ses options de conception intégrée dans une interface intuitive et polyvalente, SAP2000 est un programme de calcul renommé à l'échelle internationale et particulièrement recommandé pour l'analyse sismique.

L'interface de SAP2000 permet de créer rapidement des modèles structuraux complexes. Composé

de modules conçus sur les prescriptions des normes internationales (Eurocodes, ASSTHO), le logiciel génère automatiquement des éléments structuraux (tabliers, piles), des charges dynamiques (routières, sismiques), ou des éléments de liaisons spécifiques (appareils d'appui, isolateurs, amortisseurs). SAP2000 peut donc entièrement modéliser un ouvrage et connaître les sollicitations sous tout type de cas de charge.

Au cours de l'étude bibliographique, la modélisation des dispositifs spécifiques sur SAP2000 sera abordée. Elle a fait l'objet d'une longue prospection sur le fonctionnement de ces appareils afin de parfaitement maîtriser leur définition sur le logiciel numérique.

A partir des travaux réalisés sur les différents projets parasismiques, on abordera plus en détail l'utilisation du logiciel, notamment avec le module « Bridge Modeler » qui permet de modéliser et d'analyser le pont sous différentes méthodes de calculs sismiques.

Enfin, à l'aide des résultats calculés par SAP2000, on discutera de : la conformité de la modélisation des dispositifs, la disparité des résultats entre les différents outils de calcul, ainsi que la validité des programmes manuelles développées pour la conception parasismique des ponts.

Dans l'ensemble, le logiciel SAP2000 est utilisé pour modéliser la structure car il peut faire un modèle tridimensionnel de la structure avec le système FVD. En outre, ce logiciel peut effectuer la FNA (Fast Nonlinear Analysis) comme une option appropriée pour la modélisation des ponts

CHAPITRE II

COMPORTEMENT MECANIQUE ET DYNAMIQUE DES FVD

II.1 AMORTISSEURS VISQUEUX

Les stratégies passives de dissipation d'énergie, telles que l'isolement de base, les amortisseurs viscoélastiques et les amortisseurs de masse accordée, sont largement acceptées dans le domaine du génie civil pour atténuer les effets des charges dynamiques sur les structures. Ces dispositifs absorbent une part significative de l'énergie sismique, réduisant ainsi la sollicitation de la structure. Ils peuvent être facilement remplacés après un séisme majeur, sans affecter la fonctionnalité ni la stabilité de la structure, et leur coût de remplacement est généralement inférieur aux coûts de réparation ou d'interruption de service.

Les dispositifs de dissipation supplémentaires dissipent de l'énergie grâce à des mécanismes tels que le fléchissement, le frottement, l'action viscoélastique ou l'écoulement de fluide à travers des orifices. [18] [11]

Dans ce sens, les amortisseurs visqueux à fluides constituent l'un des systèmes de dissipation d'énergie les plus largement acceptés par la communauté d'ingénierie. Ce qui en fait un choix pour leur mise en œuvre dans les installations nouvelles et existantes.

Aujourd'hui, on observe une augmentation croissante des applications de dispositifs de dissipation d'énergie sur les ponts pour le contrôle des déplacements sismiques et la dissipation d'énergie. La solution la plus courante est probablement l'utilisation d'amortisseurs visqueux linéaires/non linéaires, permettant un contrôle adéquat des déplacements tout en évitant une augmentation des forces internes de la structure et une augmentation de la rigidité pour les piles et les culées. [19]

Ce chapitre a pour objet d'explicitier les textes normatifs en vigueur ainsi que les points clés des travaux analytiques concernant les amortisseurs visqueux non linéaires. Il fournit des éléments d'appréciation vis-à-vis des prescriptions, notamment en précisant certaines spécifications sur les méthodes de prédimensionnement.

Ce chapitre comprend les parties suivantes :

- **Une description sommaire des caractéristiques de l'amortisseur visqueux non-linéaire en s'appuyant sur la notion de dissipation d'énergie sismique.**
- **Une analyse détaillée des propriétés mécaniques du dispositif par la mise en équation de son modèle mathématique.**
- **Les méthodologies de prédimensionnement du système sur la base des études et des normes les plus récentes**

II.2 EFFETS GENERALISES DE L'AJOUT AMORTISSEURS DE FLUIDE A UNE STRUCTURE

II.2.1 Description Technique

L'amortisseur visqueux est assimilable à un vérin hydraulique à double effet et à forte capacité de dissipation d'énergie Il se constitue d'un cylindre creux rempli avec un fluide à base d'huile de silicone qui est forcé de s'écouler à travers de petits orifices. Le fluide circule à des vitesses élevées, résultant du frottement entre les particules de fluide et la tête de piston. Les forces de frottement donnent lieu à une dissipation d'énergie sous la forme de chaleur. Le fluide a généralement une viscosité relativement faible. Tout comme les connecteurs, les amortisseurs visqueux ont donc un comportement qui dépend de la vitesse de sollicitation.

L'appareil se présente sous la forme suivante :

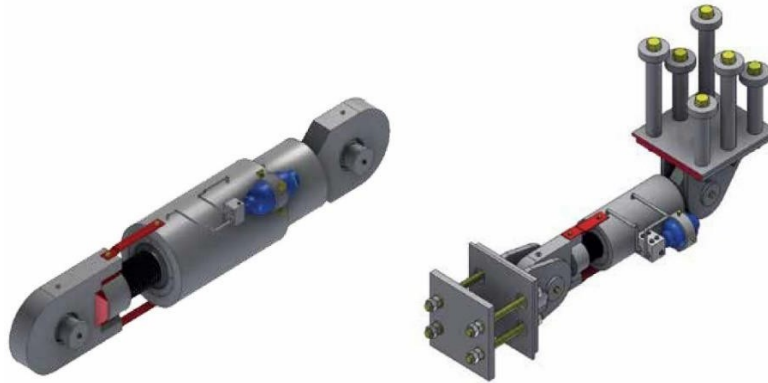


Figure II.1 Schématisation d'un amortisseur

Les FVD sont généralement composés d'un cylindre creux en acier inoxydable de haute résistance rempli d'un fluide à viscosité élevée, peu sensible aux variations de la température, non toxique, résistant au feu, et d'une durée de vie importante [20]

Les plus utilisés parmi ces fluides sont ceux appartenant à la famille des huiles de silicone ou de types d'huiles similaires

Une des caractéristiques qui diffèrent les amortisseurs à fluides visqueux, par rapport à ceux viscoélastiques, c'est qu'ils restent fonctionnels et performants dans une large gamme de températures. Par ailleurs, les essais effectués sur ces dispositifs ont montré que leur comportement ne présente pas de grandes variations dans une gamme de température de -40°C à 70°C [21].

Si l'amortisseur est soumis à des mouvements de longue durée ou de grande amplitude, l'augmentation de la température interne peut être importante et peut endommager l'amortisseur.

De plus, l'élévation de la température réduit la viscosité du fluide, ce qui affecte l'efficacité du dispositif. [22]

II.2.2 Performance de la technologie

Grâce à ces dispositifs, la quasi-totalité de l'énergie sismique est absorbée et les éléments structuraux du pont ne subissent en théorie aucun dégât. De plus, les amortisseurs ne subissent aucune déformation plastique au cours du séisme. C'est donc une protection fiable puisqu'il n'y a aucune altération de leurs propriétés mécaniques. On note qu'en cas de séisme majeur, les dispositifs sont facilement inspectés et remplacés si nécessaire

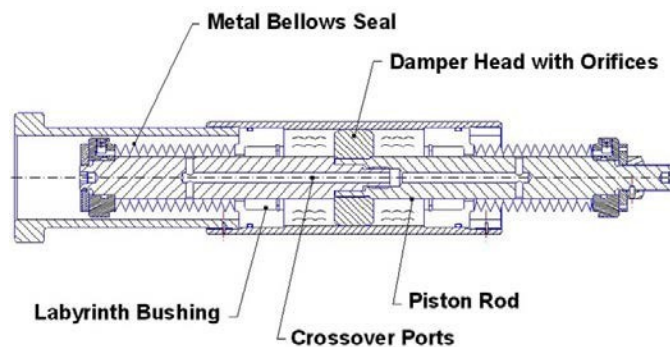


Figure II.2 Schématisation du fonctionnement en service

Les FVD conventionnels à comportement passif sont généralement composés d'un cylindre creux rempli d'huile de silicium (ou d'un type de fluide similaire) et d'une tige de piston avec une tête munie d'orifices [23] qui divise le volume intérieur du cylindre en deux chambres, comme le montre la figure [24] [10]. Quand une action externe excite le dispositif, le piston se déplace, et le fluide est forcé de passer d'une chambre à l'autre par les orifices de la tête de piston. Une fois que le fluide se dilate en plein volume dans la seconde chambre, il ralentit et perd son énergie cinétique en turbulence [24]. La pression différente entre les deux chambres produit la force d'amortissement [24] [30] tandis que les forces de frottement déclenchées dans les orifices de la tête de piston dissipent l'énergie sous forme de chaleur. Si l'amortisseur est soumis à des mouvements de longue durée ou de grande amplitude, la hausse de température interne peut être pertinente [26] [27] et peut endommager l'amortisseur. De plus, la hausse de température réduit la viscosité du fluide, affectant l'efficacité du dispositif [33].

La tige de piston est en acier inoxydable poli et est suffisamment rigide pour éviter le flambage et la flexion sous charge cyclique. Le cylindre est normalement un tube en acier sans soudure conçu pour résister à la pression générée par le fluide interne. Le fluide conforme à la norme européenne EN15129 [29] doit être résistant au feu, non toxique, thermiquement stable et ne pas se dégrader avec l'âge. De plus, il doit être ininflammable et incombustible. Les fluides de silicone normalement utilisés dans les VFD sont thermiquement stables, complètement non toxiques et caractérisés par un point d'éclair supérieur à 340 C. D'autres fluides ne sont autorisés que si les exigences de la norme EN15129 [29].

Sont respectées. Des joints sont utilisés afin d'éviter les fuites de liquide du registre. Étant donné que les amortisseurs peuvent rester inactifs pendant longtemps, ces joints doivent être exempts de collage à long terme et d'infiltration de fluide ; pour cette raison, ils sont faits d'un polymère structurel à haute résistance, tel que le téflon, le nylon stabilisé ou les membres de la famille des résines acétyles. L'accumulateur, représenté à la figure 2, accepte les changements de volume causés par la dilatation thermique du fluide et les déplacements volumétriques induits par la tige de piston. L'accumulateur a la fonction supplémentaire d'empêcher les forces de restauration indésirables provenant de la réduction du volume du fluide due au mouvement de la tige de piston [12] Les orifices contrôlent l'écoulement du fluide à travers la tête de piston et, par conséquent, le niveau d'énergie dissipée par l'amortisseur

Les VFD fournissent généralement un amortissement visqueux équivalent presque égal à 25 % [24]

En effet, à titre d'exemple, une structure en béton armé équipée de VFD est capable d'atteindre un amortissement total de 30%, où environ 25% est l'amortissement directement introduit par les amortisseurs, tandis que les 5% restants correspondent à l'amortissement structurel. Il faut rappeler que les FVD n'affectent pas la période fondamentale de la structure grâce à leur comportement déphasé par rapport aux forces structurelles et aux déplacements [24]

II.3 DISSIPATION PASSIVE DE L'ENERGIE SISMIQUE PAR FVD

Un séisme est un phénomène énergétique et par conséquent, ce caractère énergétique doit être pris en compte pour obtenir la meilleure protection sismique possible pour la structure. Sans système de protection sismique, l'énergie sismique pénètre dans la structure très concentrée sur l'axe fixe. Au moyen d'unités de transmission de choc, l'énergie entrante est distribuée à plusieurs points à l'intérieur de la structure. Dans ce cas, l'apport d'énergie dans la structure est toujours de même ampleur que sans ces dispositifs, mais maintenant l'énergie est répartie sur toute la structure en plusieurs portions. En mettant en œuvre une capacité de dissipation d'énergie supplémentaire, moins d'énergie pénètre dans la structure, avec l'atténuation de la réponse qui en résulte.

Les principes de physique qui régissent les effets de la dissipation sur le contrôle des phénomènes dynamiques ont été étudiés il y a plus de deux siècles. [30] .En 1956, Housner a déjà suggéré un concept de conception basé sur l'énergie des structures. Kato et Akiyama (1975) ainsi que Uang et Bertero (1990) ont apporté une contribution précieuse au développement des aspects d'une approche basée sur l'énergie, qui rencontre actuellement un large consensus.

L'équation dynamique d'une structure à un degré de liberté avec une masse m_s , Le coefficient d'amortissement c_s , la raideur k_s , et la force de contrôle u , soumis à l'accélération du sol $\ddot{x}_g(t)$ sont :

$$m_s \ddot{x}(t) + c_s \dot{x}(t) + k_s x(t) + u = -m_s \ddot{x}_g(t) \quad (\text{II.1})$$

Où $x(t)$, $x'(t)$ et $x''(t)$ sont respectivement les réponses de déplacement, de vitesse et d'accélération. Les paramètres impliqués sont clairement expliqués dans la figure II.3, qui montre un schéma simplifié pour un système à un degré de liberté.

En intégrant l'équation par rapport à x :

$$\int_0^x m_s \ddot{x}(t) dx + \int_0^x c_s \dot{x}(t) dx + \int_0^x k_s x(t) dx + \int_0^x u dx = - \int_0^x m_s \ddot{x}(t) dx \quad (\text{II.2})$$

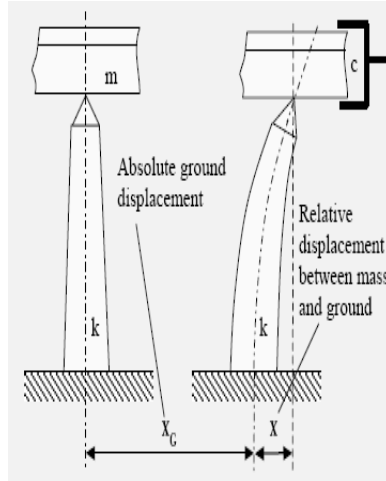


Figure II.3 Structure de Pont Complexe Expliquée avec une Masse d'Oscillation Simple Simplifiée [36]

Où chaque terme est maintenant un composant d'énergie. Ainsi, nous pouvons définir :

$$\int_0^x m_s \ddot{x} dx = \int_0^x m_s \frac{d\dot{x}}{dt} dx = \int_0^x m_s \dot{x} d\dot{x} = \frac{1}{2} m_s \dot{x}^2 = E_k \quad (\text{II.3})$$

$$\int_0^x c_s \dot{x} dx = \int_0^x c_s \frac{dx}{dt} dt = \int_0^t c_s \dot{x}^2 dt = E_v \quad (\text{II.4})$$

$$\int_0^x k_x x dx = \frac{1}{2} k_s x^2 = E_e \quad (\text{II.5})$$

$$\int_0^x u dx = E_h \quad (\text{II.6})$$

$$- \int_0^x m_s \ddot{x}_g dx = E_i \quad (\text{II.7})$$

Une équation de bilan d'énergie peut être proposée en termes de ce qui précède défini

$$E_i \leq E_e + E_k + E_h + E_v = - \int_0^x m_s \ddot{x}_g dx \quad (\text{II.8})$$

Où

- E_k : Énergie cinétique
 E_v : Énergie dissipée par l'amortissement inhérent
 E_e : Énergie élastique de déformation
 E_h : Énergie dissipée par des dispositifs d'amortissement supplémentaires
 E_i : Énergie induite dans la structure

Le concept d'approche énergétique (Figure II.4) explique facilement les termes énergétiques impliqués dans l'équation (II.8). La quantité d'énergie stockée dans la structure (E_s) doit être aussi faible que possible pour éviter les dommages. Par conséquent, la valeur de l'énergie dissipée (E_d) doit être grande. Dans le terme E_h , l'énergie dissipée par déformation hystérétique ou plastique peut être incluse ; cependant, cette partie doit être maintenue faible, car cette forme de dissipation d'énergie entraîne un fléchissement structural et des fissures. Pour cette raison, l'augmentation drastique de la valeur de l'énergie des dispositifs d'amortissement supplémentaires est la dernière opportunité pour contrôler l'équilibre énergétique de la structure.

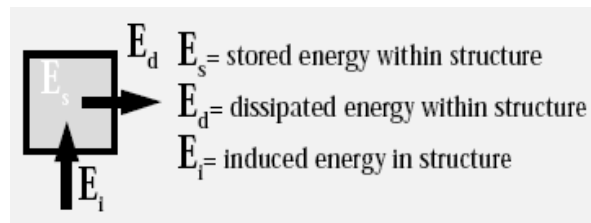


Figure II.4 Concept de l'approche énergétique en tenant compte de l'échange d'énergie

$$E_s = E_e + E_k \quad : \text{Énergie potentielle}$$

$$E_d = E_h + E_v \quad : \text{Energie dissipée}$$

Ainsi :

$$E_i \leq E_s + E_d$$

II.3.1 Structure avec un amortissement visqueux linéaire [37]

$$P(t) = C_d \cdot \frac{du_d}{dt} \quad (\text{II.9})$$

Où C_d est indépendant de la fréquence, mais dépend de la température ambiante. L'énergie dissipée par l'amortisseur est [32]

Le modèle décrit par l'équation (II.35) (peut être simplifié pour obtenir un modèle plus utile d'amortissement visqueux linéaire. Lorsque $r = q = 1$, le modèle devient le modèle de Maxwell décrit par l'équation (II.9). Les paramètres du dispositif, et C , ont été obtenus à partir de tests expérimentaux réalisés dans les études de Constantinou et Symans [31]. Si la fréquence de vibration est inférieure à la fréquence de coupure,

Le deuxième terme dans l'équation (II.35) disparaît et le modèle de l'amortisseur peut être simplifié comme suit :

$$W_D = \oint F_D \cdot du \quad (\text{II.10})$$

$$W_D = \oint C_d \cdot u^* \cdot du = \int_0^{\frac{2\pi}{\omega}} C_d \cdot u^{*2} \cdot dt \quad (\text{II.11})$$

$$W_D = C_d \cdot u_0^2 \cdot \omega^2 \int_0^{2\pi} C_d \cdot \cos^2(\omega \cdot t) \cdot d(\omega t) \quad (\text{II.12})$$

$$W_D = \pi \cdot C_d \cdot u_0^2 \cdot \omega \quad (\text{II.13})$$

En reconnaissant que le taux d'amortissement contribué par l'amortisseur peut être exprimé comme $\xi_d = C_d/C_{cr}$ est obtenu et la fréquence d'excitation naturelle est

$$\omega_0 = 2 \cdot \frac{\pi}{T} = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (\text{II.14})$$

$$W_D = \pi \cdot C_d \cdot u_0^2 \cdot \omega = \pi \cdot \xi_d \cdot C_{cr} \cdot u_0^2 \cdot \omega \quad (\text{II.15})$$

$$W_D = 2 \cdot \pi \cdot \xi_d \cdot \sqrt{K \cdot M} \cdot u_0^2 \cdot \omega \quad (\text{II.16})$$

$$W_D = 2 \cdot \pi \cdot \xi_d \cdot K \cdot u_0^2 \cdot \frac{\omega}{\omega_0} \quad (\text{II.17})$$

$$W_D = 4 \cdot \pi \cdot \xi_d \cdot W_s \cdot \frac{\omega}{\omega_0} \quad (\text{II.18})$$

Où C , K , M , $W_s = K \cdot u_0^2/2$ Sont respectivement le coefficient d'amortissement critique, la rigidité, la masse, la fréquence naturelle et l'énergie de déformation élastique du système. Le taux d'amortissement attribué à l'amortisseur peut alors être exprimé comme suit :

$$\xi_d = \frac{W_D \cdot \omega_0}{4 \cdot \pi \cdot W_s \cdot \omega} \quad (\text{II.19})$$

W_D et W sont illustrés dans la Fig II.5. Sous l'excitation sismique, ω est essentiellement égal à ω_0 et l'équation (13) est réduite à :

$$\xi_d = \frac{W_D}{4 \cdot \pi \cdot W_s} \quad (\text{II.20})$$

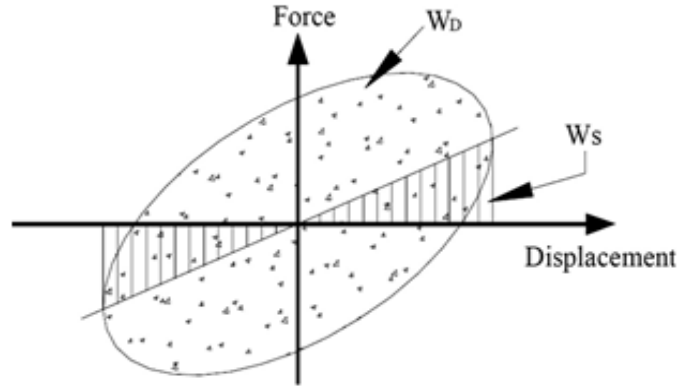


Figure II.5 Définition de l'énergie dissipée W_D et de l'énergie de déformation élastique W_S d'un système à amortisseur linéaire pour un cycle de mouvement harmonique [17]

II.3.2 Structure avec amortissement visqueux non-linéaire [39]

Considérons un système à un seul degré de liberté équipé d'un amortisseur non-linéaire. Lorsqu'il est soumis à un déplacement sinusoïdal, la vitesse du système peut être déterminée

$$\dot{u} = \omega \cdot u_0 \cdot \sin(\omega t) \quad (\text{II.21})$$

Sachant que $F_D = C \cdot V^{\alpha < 1,0}$ l'énergie dissipée par l'amortisseur non-linéaire pour un cycle de déplacement vaut :

$$W_D = \oint F_D \cdot du = \int_0^{\frac{2\pi}{\omega}} F_D \cdot dt \quad (\text{II.22})$$

$$= \int_0^{2\pi} |C \cdot \dot{u}^{1+\alpha}| \cdot dt \quad (\text{II.23})$$

$$= C \cdot (\omega \cdot u_0)^{1+\alpha} \cdot \int_0^{2\pi} |\sin^{1+\alpha}(\omega t)| \cdot dt \quad (\text{II.24})$$

A titre d'exemple, si on prend, on a :

$$W_D = 3,496 \times C \cdot (\omega^{0,5}, u_0^{0,5}) \times u_0 \quad (\text{II.25})$$

En posant $\omega t = 2\theta$ et $dt = \frac{2}{\omega} \cdot d\theta$ on réécrit l'équation (II.24) en :

$$\begin{aligned} W_D &= C \cdot (\omega \cdot u_0)^{1+\alpha} \cdot \frac{2}{\omega} \int_0^{\pi} |\sin^{1+\alpha}(2\theta)| \cdot d\theta \\ &= 2^{2+\alpha} \cdot C \cdot \omega^\alpha \cdot u_0^{1+\alpha} \cdot \int_0^{\frac{\pi}{2}} 2 \cdot \sin^{1+\alpha}(\theta) \cdot \cos^{1+\alpha}(\theta) \cdot d\theta \end{aligned} = 2^{2+\alpha} \cdot C \cdot \omega^\alpha \cdot u_0^{1+\alpha} \cdot \frac{\Gamma^2\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)}{\Gamma(2 + \alpha)} \quad (\text{II.26})$$

En appliquant la même méthode que celle utilisée pour l'amortisseur visqueux linéaire, on obtient que le taux d'amortissement équivalent soit :

$$\zeta_d = \frac{\lambda \cdot C \cdot \omega^{\alpha-2} \cdot u_0^{\alpha-1}}{2 \cdot \pi \cdot M} \quad (\text{II.27})$$

Avec :

$$\lambda = 2^{2+\alpha} \cdot \frac{\Gamma^2\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)}{\Gamma(2 + \alpha)} \quad (\text{II.28})$$

A titre d'exemple, si on prend $\alpha=0.5$ on a :

$$\zeta_d = 0,555 \times \frac{C}{M \cdot u_0^{0.5} \cdot \omega^{\frac{3}{2}}} \quad (\text{II.29})$$

II.3.3 Synthèse

- Le taux d'amortissement est donc fonction de l'amplitude de mouvement u_0 . Pour un dispositif non-linéaire avec $\alpha < 1$, l'amortissement devient faible lorsque l'amplitude du mouvement est forte. Alors que pour un dispositif linéaire avec $\alpha = 1$, l'amortissement est indépendant de l'amplitude du mouvement car [37] :

$$\zeta_d = \frac{c}{2 \cdot M \cdot \omega}$$

- Pour une force et un déplacement donnés, l'énergie dissipée par cycle d'un amortisseur visqueux non-linéaire est plus importante. Elle est multipliée par le facteur λ/π par rapport à un cas linéaire et augmente lorsqu'on réduit l'exposant jusqu'à une limite théorique de $4/\pi = 1,27$ qui correspond à $\alpha=0$ [37]

II.4 LES PROPRIETES MECANQUES SPECIFIQUES DES FVD

II.4.1 Généralités

La force d'amortissement p par des amortisseurs visqueux non linéaires avec un coefficient d'amortissement c_d est exprimée comme suit :

$$p = c_d |\dot{x}|^\alpha \text{sgn}(\dot{x})$$

Où α est le paramètre exposant dépendant de la nature du fluide et du mécanisme du passage du fluide, la valeur est comprise entre 0 et 1.

Les amortisseurs visqueux (FVD) sont caractérisés par une force de résistance F . Elle dépend de la vitesse de mouvement, de la viscosité du fluide et de la taille des orifices du piston. La valeur de P est donnée par la relation [40] :

$$P = C_d \cdot (u_d^*)^\alpha \cdot \sin(u_d^*) \quad (\text{II.30})$$

Avec :

$$u_d(t) = u_0 \cdot \sin(\omega \cdot t) \quad (\text{II.31})$$

Où :

(u_d^*) : est la vitesse entre les deux extrémités de l'amortisseur.

C_d : est la constante d'amortissement.

u_0 : est l'amplitude du déplacement, ω est la fréquence de chargement, et t est le temps .

α : est un exposant qui dépend des propriétés de viscosité du fluide et du piston.

Dans l'équation(II.30) l'exposant α contrôle la non-linéarité de l'amortisseur et prend des valeurs typiques comprises entre 0,10 et 1,0 pour les applications sismiques. Dans le cas particulier où $\alpha=1$, l'équation(II.30) représente la force appliquée par des amortisseurs visqueux linéaires. Dans le cas où $\alpha=0$, l'équation (II.30) se transforme en un amortisseur à friction comme suit :

$$u = c_d \operatorname{sgn}(\dot{x}) \tag{II.32}$$

Type d'amortisseur	Valeur de α	Force d'amortissement F_D	Remarques
Amortisseur linéaire	$\alpha = 1$	$F = CV$	Amortisseur hydraulique classique
Amortisseur non linéaire rectangulaire	$\alpha = 0$	$F = C$	Frottement sec Amortisseur idéal
Amortisseur non linéaire intermédiaire	$0 < \alpha < 1$	$F = CV^\alpha$	Amortisseur visqueux intermédiaire

Figure II.6 Effet des paramètres des FVD'S contrôle la non-linéarité de l'amortisseur [41]

II.4.2 Loi de comportement

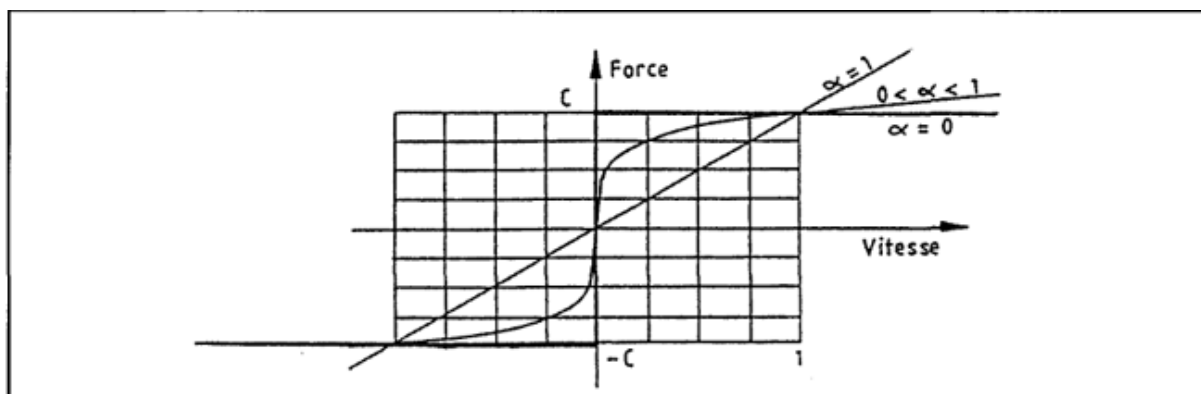


Figure II.7 : les lois de comportement des FVD soumis à une excitation sinusoïdale [41]

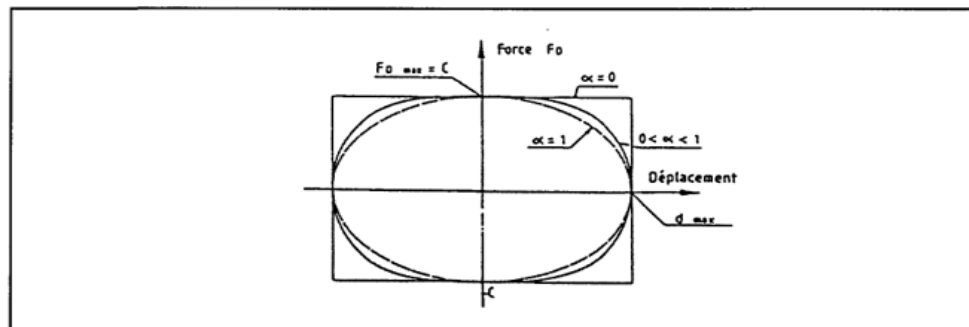


Figure II.8 : les lois de comportement des FVD soumis à une excitation sinusoïdale [41]

Les figures (II.7) : et (II.8) montrent les courbes représentant les lois de comportement de ces amortisseurs soumis à une excitation sinusoïdale. Il est important de noter que la courbe elliptique correspond à celle de l'amortissement visqueux linéaire ($\alpha = 1$) et le rectangle à celle de l'amortissement non linéaire rectangulaire. Quant aux amortisseurs non linéaires intermédiaires, c'est à dire $0 < \alpha < 1$, leurs courbes, en réalité légèrement déformées, se trouvent dans la zone comprise entre l'ellipse et le rectangle. Il est à noter également que l'énergie dissipée par cycle correspond à l'aire du diagramme « Force-Déplacement » et que plus la valeur de α est petite, plus l'énergie dissipée est élevée pour une même valeur de force maximale d'amortissement. [41]

II.4.3 Effet des paramètres des FVD

Influence du paramètre α :

L'amortisseur visqueux engendre sous des sollicitations dynamiques importantes une courbe d'hystérésis qui dépend principalement du paramètre exposant (α).

En effet, pour $\alpha = 1$, on a un comportement linéaire où la force est proportionnelle à la vitesse, avec une loi de comportement de forme elliptique.

Alors que pour $\alpha < 1$, on a un comportement non-linéaire qui permet de minimiser

Les forces dynamiques amenées par de fortes vitesses, avec une loi de comportement quasi-rectangulaire (cf. figure II.9). La capacité de l'appareil à dissiper de l'énergie peut être estimée par l'aire définie par les boucles d'hystérésis.

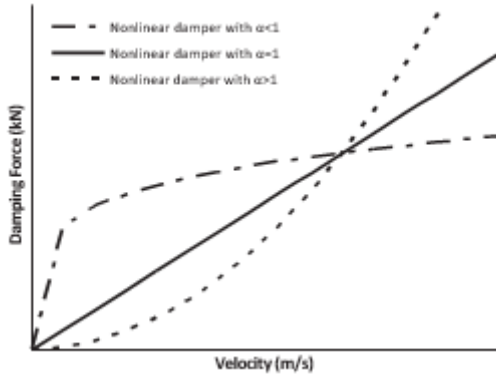


Figure II.9 Relation force-vitesse de la FVD. [16]

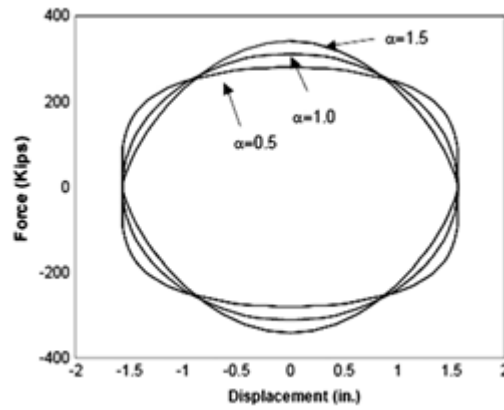


Figure II.10 Relation force-déplacement de la FVD [16]

Des valeurs typiques de l'exposant α pour l'intervalle 0.1 - 2 sont représentées dans la figure (II.10). Selon cela, lorsque la valeur de α est inférieure à un, la courbe présente une forte augmentation de la force pour de faibles valeurs de vitesse et une faible augmentation de la force pour de grandes vitesses. Dans ces cas, une grande quantité d'énergie est dissipée à chaque cycle. Dans le cas de valeurs élevées de α , la courbe présente une forte augmentation pour de grandes valeurs de vitesse,

Un aspect qui peut être dangereux en raison des forces excessives développées au niveau des amortisseurs

Dans le cas d'un amortisseur linéaire, la boucle d'hystérésis est une ellipse pure. Dans ce cas, il est clair que l'énergie dissipée est inférieure à celle d'un amortisseur non linéaire pour des conditions similaires.

L'amortissement linéaire est facile à analyser et peut être géré par la plupart des logiciels. De plus, l'amortissement linéaire a peu de chances d'exciter des modes supérieurs dans une structure. Un autre avantage de l'amortissement linéaire est qu'il y a très peu d'interaction entre les forces d'amortissement et les forces structurelles. Les forces structurelles atteignent leur pic lorsque les forces d'amortissement sont nulles, de même que les forces d'amortissement atteignent leur pic lorsque les forces structurelles sont nulles. Entre ces points, il y a un transfert progressif de force [28]. En appliquant la relation force – vitesse l'équation

$$E_h = \int_0^x u dx = \int_0^t c_d |x|^{1+\alpha} dt$$

II.4.4 Influence du paramètre Coefficient d'amortissement Cd

En termes généraux, pour les amortisseurs visqueux, c_d n'affecte pas la forme hystérétique du cycle de force-déplacement ; cependant, une augmentation de la valeur de ce paramètre augmente la capacité de dissipation d'énergie et la force maximale dans le dispositif. [35]

Le tracé a des formes différentes pour les différentes valeurs de α . À la fréquence de chargement utilisée pour créer les boucles, les surfaces encloses pour les différents amortisseurs sont toutes égales, mais les valeurs du coefficient d'amortissement sont toutes différentes.

La force de résistance dans l'amortisseur visqueux fluide (FVD), P , peut être décrite par l'équation suivante :

$$P = K_1 \cdot u_d + C_d \cdot \frac{du_d}{dt} \quad (\text{II.33})$$

Où K est la rigidité de stockage et C est le coefficient d'amortissement donné par :

$$C_d = \frac{K_2}{\omega} \quad (\text{II.34})$$

Où K_2 est la rigidité de perte. Dans l'équation (II.33), le premier terme représente la force due à la rigidité de l'amortisseur, qui est en phase avec le mouvement, et le deuxième terme représente la force due à la viscosité de l'amortisseur, qui est déphasée de 90° par rapport au mouvement.

La Fig. (II.11.a) trace la relation force-déplacement pour le premier et deuxième termes de l'équation (II.33) tandis que la Fig. (II.11.c) trace la force totale. La Fig. (II.11.b) montre le comportement de la structure sans amortisseurs.

Les amortisseurs visqueux fluents (FVD) permettent une dissipation d'énergie très significative où le diagramme contrainte-déformation montre une boucle hystérétique approchant une ellipse pour un comportement linéaire purement visqueux. L'absence de rigidité de stockage fait que la fréquence naturelle de la structure incorporée avec l'amortisseur reste la même. Cet avantage simplifie la procédure de conception avec des dispositifs visqueux supplémentaires. Cependant, si l'amortisseur développe une force de rappel, la boucle changera dans les Fig. (II.11-c). Elle passera d'un comportement visqueux à un comportement viscoélastique. La quantité maximale d'énergie que ce type d'amortisseur peut dissiper en très peu de temps est seulement limitée par la capacité thermique du plomb et du tube en acier. [16]

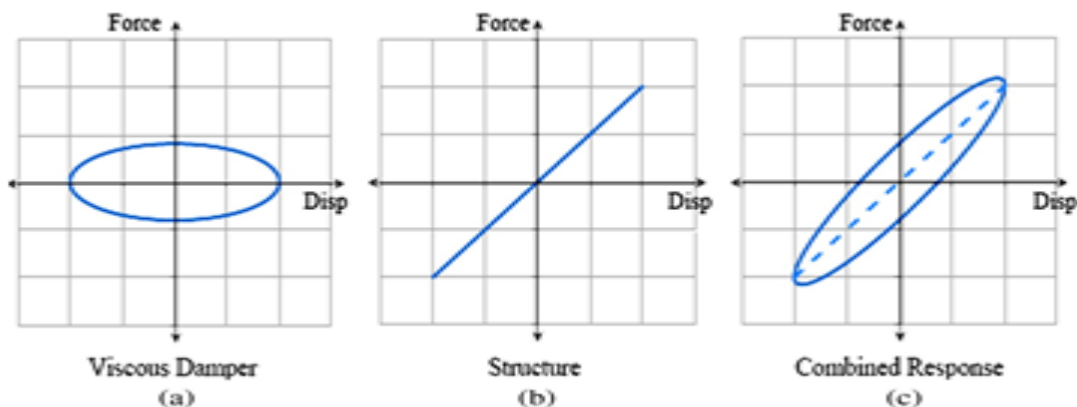


Figure II.11: Courbe d'hystérésis de l'amortisseur visqueux fluide [36]

II.4.5 Modèle analytique de l'amortisseur visqueux

Les amortisseurs visqueux fluides présentent un comportement viscoélastique, qui peut être mieux prédit avec les modèles de Kelvin et Maxwell pour les modèles linéaires et non linéaires respectivement (Fig. II.12) [44]. Le modèle peut également être décrit par l'équation suivante :

$$P(t) + \lambda \frac{dP(t)}{dt} = C_d \cdot \frac{du_d}{dt} \quad (\text{II.35})$$

Où $u_d(t) = u_0 \cdot \sin(\omega t)$. P est la force de sortie de l'amortisseur, λ est le temps de relaxation, C_d est la constante d'amortissement à fréquence nulle, et u est le déplacement de la tête du piston par rapport au boîtier de l'amortisseur. Le temps de relaxation pour l'amortisseur est défini comme

$$\lambda = \frac{C_d}{K_1} \quad (\text{II.36})$$

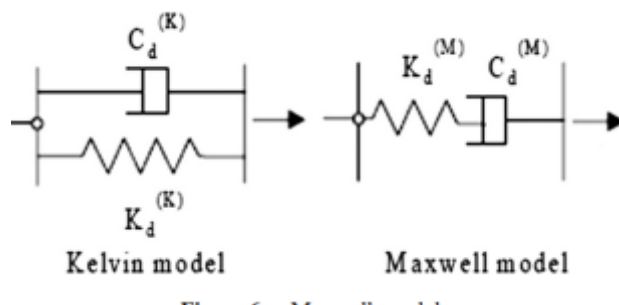


Figure II.12 Maxwell model. [12]

Où K_1 est la rigidité de stockage de l'amortisseur à fréquence infinie. Pour l'identification du comportement de l'amortisseur, le modèle classique de Maxwell de l'équation (II.35) a été généralisé sous la forme suivante dans laquelle les dérivées sont d'ordre fractionnaire [38]

$$P(t) + \lambda \cdot D^r[P(t)] = C_d \cdot D^q[u(t)] \quad (\text{II.37})$$

Où $D^r[P(t)]$ et $D^q[u(t)]$ sont des dérivées fractionnaires d'ordres r et q , qui sont basées sur les propriétés du matériau. Pour un comportement viscoélastique complexe, le modèle de dérivée fractionnaire offre généralement une capacité approuvée à décrire le comportement de l'amortisseur sur une large plage de fréquences. D'autres modèles plus avancés de viscoélasticité ont été examinés pour modéliser le comportement de l'amortisseur de fluide. Par exemple, Makris et al. [12 [39]] ont examiné un modèle de viscoélasticité encore plus avancé pour étudier le comportement des amortisseurs de fluide. Dans ce modèle, l'ordre des dérivées temporelles et les coefficients sont complexes. Les modèles résultants peuvent être considérés comme des formes simplifiées de modèles linéaires de viscoélasticité.

II.5 PREDIMENSIONNEMENT PAR METHODOLOGIES SIMPLIFIEES DES FVD

Le but de cette section est de présenter différentes méthodologies de prédimensionnement des amortisseurs visqueux non-linéaires. La procédure conforme à la norme française NF EN 1998-2. Elle sera accompagnée des prescriptions du Setra. Afin de recueillir un maximum de connaissances sur les amortisseurs visqueux, l'étude bibliographique s'est étendue à d'autres méthodologies, notamment celle basée sur les travaux de Michel Kahan. En outre, pour compléter cette section, deux autres procédures de prédimensionnement seront résumées dans les annexes.

Une multitude d'analyses ont été déployées pour étayer l'efficacité des amortisseurs dans l'élaboration sismique des ponts. Parmi les recherches significatives :

- Dans son étude de 1989, Li a analysé la réaction d'un modèle de pont à trois travées équipé d'un système d'isolation sismique intégrant des appuis en élastomère avec des amortisseurs, tous orientés dans le sens longitudinal. Les équations de mouvement non linéaires ont été résolues pour le mode fondamental de vibration, en utilisant la méthode de linéarisation équivalente. Ses conclusions suggèrent que les propriétés d'amortissement des dispositifs non linéaires sont maximisées lorsqu'ils sont positionnés en alignement avec un élément de rigidité spécifique.
- Constantinou (1992, 1993) a examiné l'efficacité des amortisseurs visqueux dans l'amélioration de la résistance sismique des structures. L'installation de ces amortisseurs au sein de structures soumises à des tests sur une table vibrante a conduit à des diminutions des charges sismiques allant de 30 à 70%.

II.5.1 Prescriptions réglementaires

Concept du prédimensionnement

Pour simplifier les défis posés par la non-linéarité des amortisseurs visqueux, l'Eurocode 8-2, §7.5.4 propose une méthode de calcul simplifié. Cette méthode repose sur les caractéristiques linéaires équivalentes des dispositifs et utilise une approche spectrale monomodale. Elle est employée pour le prédimensionnement, le choix des gammes des dispositifs, ou pour déterminer les ordres de grandeur des efforts et déplacements obtenus.

Domaine d'application de la méthodologie simplifiée

La méthode peut être appliquée dans tous les cas où le comportement dynamique de la structure peut être approximé de manière adéquate par un oscillateur simple. Cette approche est satisfaisante dans les situations suivantes :

- La méthode est applicable lorsque la contribution du mode fondamental de vibration est prédominante. Cela signifie que la masse modale du premier mode de vibration doit représenter plus de 70 % de la masse totale vibrante.
- La géométrie de la structure doit respecter certains critères de régularité, tels que l'alignement et la courbure du pont.
- Ces critères sont quasi-systématiquement vérifiés dans la direction longitudinale. Dans la direction transversale, le mode fondamental de la structure correspond à un balancement latéral du tablier. Un pont est considéré comme régulier s'il est symétrique, si son balancement n'est pas entravé par une pile courte ou raide, et si le tablier, lors de ce balancement, présente une courbure régulière sans point d'inflexion.
- Le coefficient d'amortissement n'excède pas 30%. Au-delà de cette limite, la pseudopériode du système s'écarte sensiblement de sa période propre réelle.

Recommandations sur la disposition des appareils

- ✓ Il est recommandé de placer les amortisseurs au niveau des culées si la longueur du pont le permet, ou à proximité des piles les plus raides, de préférence le plus près possible du point fixe de l'ouvrage. Cela permet de limiter la course, car la raideur moyenne des piles concernées est prise en compte dans le calcul des éléments d'amortissement.
- ✓ Il est aussi important de prendre en compte les incompatibilités au niveau de la disposition de l'amortisseur. Par exemple, un tel dispositif sera inutile sur une pile fixe.

II.5.2 Déroulement de la méthodologie en déplacement direct :

Évaluation de l'amortissement global du système

Généralement, un taux d'amortissement est retenu dans une fourchette de 20% à 30%.

Fixe le déplacement maximal de la structure

La valeur du déplacement maximal est généralement déterminée par l'Eurocode 8

Calcul du coefficient de modification spectrale

On utilise la formule de l'Eurocode 8 :

$$\eta_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{0,10}{0,05 + \zeta_{\text{eff}}}} \quad (\text{II.38})$$

Construction du spectre en déplacement et lecture de la période équivalente

On trace le spectre à partir des hypothèses sismiques du projet, soit : l'accélération sismique de calcul, la catégorie de l'ouvrage, le coefficient de sol, du coefficient topographique et du coefficient de modification spectrale. Pour le déplacement maximum fixé, on lit la période équivalente du système

Par le calcul, on trouve la période effective comme suivant :

$$T_{\text{eff}} = \frac{T_C \times d_{\text{max}}}{d_c} \quad (\text{II.39})$$

$$d_c = \frac{0,625}{\pi^2} \times a_g \times S \times S_T \times \eta_{\text{eff}} \times T_C \quad (\text{II.40})$$

Calcul de la raideur équivalente du système

$$K_{\text{eff}} = \frac{4\pi^2 \times M}{T_{\text{eff}}^2} \quad (\text{II.41})$$

Calcul de la raideur équivalente d'un amortisseur visqueux

Connaissant la raideur du système (pile + appareil d'appui) hors amortisseurs, on en déduit la raideur apportée par ces derniers

$$K_{\text{eff,amort}} = \frac{K_{\text{eff}} - K_{\text{appuis}}}{n} \quad (\text{II. 42})$$

$$K_{\text{appuis}} = \frac{4\pi^2 \times M}{T_0} \quad (\text{II. 43})$$

Evaluation de la force maximale d'un amortisseur

$$F_{\text{max}} = K_{\text{eff,amort}} \times d_{\text{max}} \quad (\text{II. 44})$$

Estimation de l'énergie dissipée par les amortisseurs

Sachant que l'énergie dissipée s'obtient à partir de l'aire de la loi de comportement, on approxime la forme de la boucle d'hystérésis à un rectangle (cf. figure 4.5.9). De plus, on prend en compte le rendement de l'appareil en fonction de l'exposant (cf. figure 4.5.10).

L'énergie dissipée par le groupe d'amortisseurs vaut donc

$$W_D = n \times \tau \times (4 \cdot F_{\text{max}} \cdot d_{\text{max}}) \quad (\text{II. 45})$$

Traduit en termes de taux d'amortissement, on a :

$$\zeta_{\text{eff}} = \frac{1}{2\pi} \times \frac{E_d}{K_{\text{eff}} \cdot d_{\text{max}}^2} \quad (\text{II. 46})$$

En termes de coefficient d'amortissement, cela se formule ainsi :

$$C = n \times \frac{F_{\text{max}}}{V_{\text{max}}^\alpha} = n \times \frac{F_{\text{max}}}{(d_{\text{max}} \cdot \omega)^\alpha} \quad (\text{II. 47})$$

II.5.3 Synthèse

- Les amortisseurs ont pour objectif de diminuer à la fois les efforts et les déplacements en dissipant l'énergie sismique introduite dans l'ouvrage. Ces amortisseurs ont un comportement qui s'éloigne du domaine linéaire et qui dépend des vitesses de sollicitation.
- Seleemah et Constantinou 1997 ont donné un modèle mathématique approprié pour décrire le comportement des amortisseurs à fluide visqueux non linéaire par l'équation suivante :

$$p = c_d |\dot{x}|^\alpha \text{sgn}(\dot{x})$$

- Comme l'illustrent bien les figures 4.5.3 et 4.5.4 qui définissent les propriétés non-linéaires,
-

le fonctionnement de l'amortisseur peut s'avérer être relativement complexe à étudier et à modéliser. D'après l'analyse de la dissipation d'énergie (cf. §4.5.2.5 du présent document), on a constaté la difficulté des équations qui définissent un tel dispositif.

- Des efforts considérables ont été réalisés dans les deux dernières décennies pour développer des procédures de prédimensionnement efficaces. L'étude bibliographique a permis d'en répertorier trois. Ces procédures seront employées pour réaliser le prédimensionnement des amortisseurs dans le but de définir la gamme de l'appareil et ses diverses caractéristiques.

CHAPITRE III

ETUDE D'UN PONT UTILISANT LE PROCEDE FVD

III.1 Etude d'un pont type

Les études sismiques se concentrent sur un ouvrage fictif inspiré d'une structure réelle, où l'objectif majeur sera de valider le processus de prédimensionnement et de vérification des amortisseurs visqueux non-linéaires. Nous vérifierons la conception parasismique de l'ouvrage à l'aide d'un outil de calcul, tout en validant le processus de prédimensionnement et de modélisation des amortisseurs visqueux non linéaires.

III.1.1 Cadre de l'étude

Le projet s'inspire d'un ouvrage réel. La géométrie des piles et du tablier a été légèrement simplifiée. Ce projet traite de la conception parasismique longitudinale de l'ouvrage, supposé être implanté dans une zone à sismicité moyenne. Les objectifs du projet sont les suivants :

- Analyser la structure initiale (sans amortisseurs) sous séisme en utilisant le logiciel « sap2000v25 ».
- Valider le prédimensionnement des FVD en effectuant une analyse temporelle non-linéaire.
- Commenter la conception parasismique qui emploie conjointement des amortisseurs visqueux non-linéaires

III.1.2 Présentation du projet

Description de l'ouvrage

- Le viaduc, de PK 119+435 à 119+665, mesure 240 m de long et est situé sur une section en courbe avec un rayon de courbure de 1850 m. Le viaduc a une pente constante de 3.5 ‰. C'est un tablier à 6 travées continues, de 40m chacune.
- Le tablier d'une largeur de 12.90 mètres est un tablier à poutres mixte acier béton. Les poutres principales sont en PRS de 2300mm de hauteur (semelle supérieure 1000×40mm, semelle inférieure 1200×65mm et âme 25mm d'épaisseur). Des entretoises courantes HEM1000 sont prévues tous les 8 m ainsi que les entretoises d'about. La dalle en béton armé est d'une épaisseur 45cm.

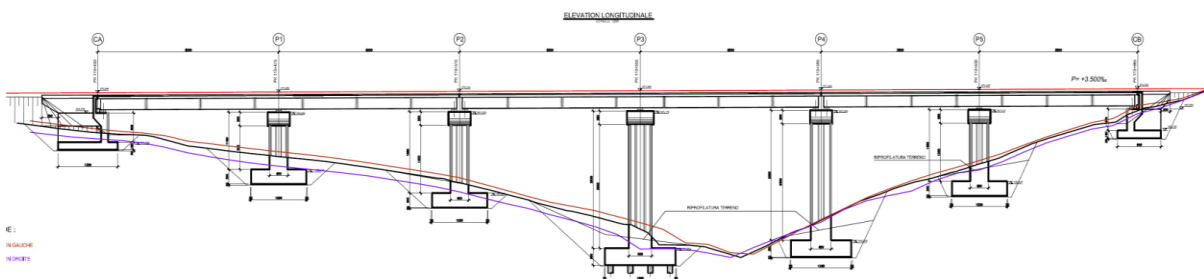


Figure III.1 Profil longitudinale de l'ouvrage

- 4 Isolateurs en élastomère fretté de 700x800x5 x (16+5) – e=5mm par fût de pile (Module de cisaillement dynamique de l'élastomère $G=1$ MPa)
- Le tablier reposé sur cinq piles et les dimensionnements de ces piles sont dans le tableau

Tableau III.1 Dimensionnements des Piles

Les piles	P1	P2	P3	P4	P5
Dimensions	$4 \times 4 m^2$	$4 \times 4 m^2$	$5 \times 5 m^2$	$4 \times 4 m^2$	$4 \times 4 m^2$
Les hauteurs des piles	15m	17m	25m	20m	15m

III.1.2.1 Donnée de projet :

Données relatives au trafic ferroviaire :

Lorsqu'il s'agit d'une ligne à double voie, les actions du trafic ferroviaire sont prises en compte en supposant que deux trains-types vont charger simultanément les deux voies. Ces actions sont définies à l'aide de modèles de charge, comprenant un modèle pour le trafic normal sur les grandes lignes (modèle de charge 71) et un autre pour les charges anormalement lourdes (modèles de charges SW).

- Modèle de charge UIC71 :

Le modèle de charge UIC71 simule l'impact statique du chargement vertical causé par un trafic ferroviaire standard. Il est important d'appliquer correctement la disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales, telles qu'illustrées dans la Figure (cf. III.2)

Modèle de charge 71 ($\alpha = 1,0$)

(effet statique du chargement vertical dû à un train ferroviaire standard)

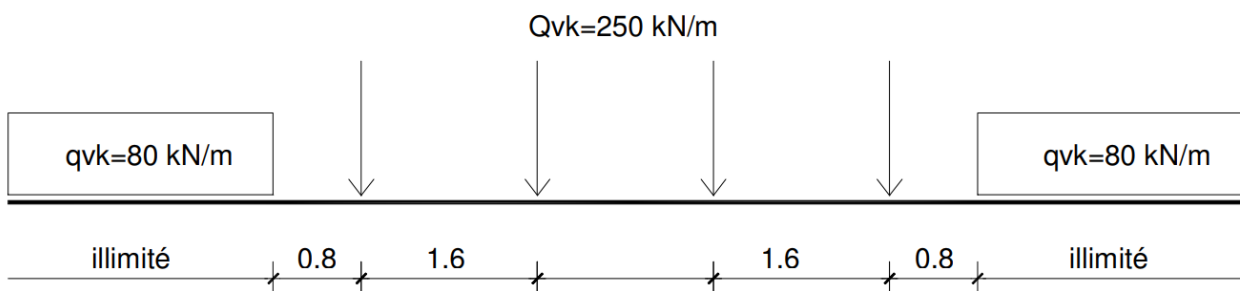


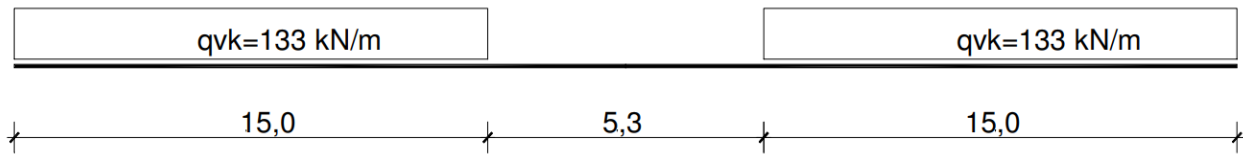
Figure III.2 Le schéma de charges UIC 71 et les valeurs caractéristiques associées aux charges verticales.

- Modèle de charge SW/0 :

Le modèle de charge SW/0 représente l'effet statique du chargement vertical causé par un trafic ferroviaire standard sur des poutres continues

Modèle de charge SW/0 ($\alpha = 1,0$)

(effet statique du chargement vertical dû à un train ferroviaire standard sur des poutres continues)



Modèle de charge SW/2

(effet statique du chargement vertical dû à un train ferroviaire lourd)

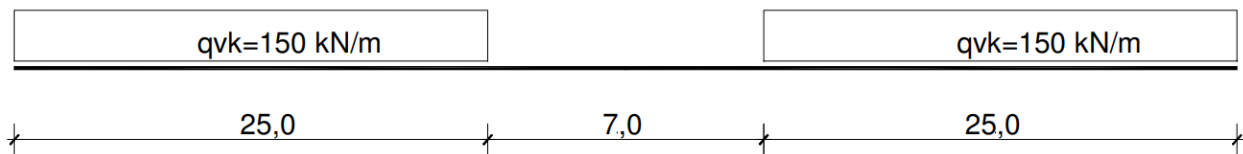


Figure III.3 Le schéma de charges SW/0 et SW/2 les valeurs caractéristiques associées aux charges verticales.

Données de la vitesse du train

Étant donné qu'il s'agit d'une ligne à grande vitesse, la vitesse de référence du train est d'environ 220 km/h.

Données sismiques

Un séisme se manifeste par une série de mouvements rapides imposés aux fondations d'une structure. Typiquement, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse incluant des déplacements, des vitesses et des accélérations. Sur une structure rigide, les forces induites sont analogues à celles résultant d'une accélération uniforme comportant une composante horizontale de direction variable et une composante verticale.

Le spectre de réponse élastique, noté $S_e(T)$, est conforme à la norme [NF EN 1998-1] (type 1), et il est déterminé selon les valeurs spécifiques du coefficient d'accélération établies dans les Règles Parasismiques Algériennes (RPOA) version 2008.

L'accélération de calcul A_g est fixée à 0,30 (Zone 2b pour la Wilaya d'Oran, groupe 1 : liaison ferroviaire), où A_g représente l'accélération de calcul pour un sol de classe A conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (RPOA) version 2008.

Données climatiques

La Température :

Les effets de la température sont évidemment pris en compte dans le calcul des structures, car elle influence directement la performance de la construction. La composante de température est établie à $\Delta T_u = +35$ °C. et $\Delta T_u = -15$ °C.

Caractéristiques des matériaux

✓ Béton :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée " f_{c28} ", avec une surveillance rigoureuse, ainsi qu'une masse volumique normale d'environ $\rho \cong 2500 \text{ kg/m}^3$.

- Pour la dalle (tablier), la résistance à la compression à l'âge de 28 jours est de $f_{c28}=35 \text{ MPa}$.
- Pour les appuis (piles), la résistance à la compression à l'âge de 28 jours est également de $f_{c28}=35 \text{ MPa}$.
- Pour les culées et les semelles de fondations, la résistance à la compression à l'âge de 28 jours est de $f_{c28}=27 \text{ MPa}$.
- Pour les pieux, la résistance à la compression à l'âge de 28 jours est également de $f_{c28}=27 \text{ MPa}$.

✓ Les Aciers :

a. Les aciers de constructions

On trouvera les valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u de ces différents aciers dans l'Euro code 3 version [EN 1993-1-1]

des valeurs différentes doivent être adoptées selon que l'épaisseur t de l'élément ne dépasse pas ou dépasse 40mm (ce critère, quelque peu schématique, a cependant l'avantage de la simplification pour les calculs). A titre indicatif, le Tableau extrait de l'Euro code 3, donne quelques valeurs usuelles de f_y et f_u .

Tableau 0 Valeurs nominales de f_y et f_u pour des aciers de construction courant

Norme et nuance d'acier	Épaisseur t de l'élément			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
EN 10025-2				
S235	235	360	215	360
S275	275	430	255	410
S355	355	510	335	470
EN 10025-3				
S355N/NL	355	490	335	470
S420N/NL	420	520	390	520
S460N/NL	460	540	430	540

b. Les aciers passifs :

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe

FeE400 avec une limite d'élasticité $f_e= 400 \text{ Mpa}$. Le module d'élasticité $ES = 210000 \text{ N/mm}^2$.

III.1.2.2 Synthèse

La collecte des données naturelles et fonctionnelles du projet est essentielle pour garantir le bon déroulement de la phase d'étude.

III.2 Méthodologie de modélisation

III.2.1 Introduction

Pour simplifier les caractéristiques d'un ouvrage, il est nécessaire de passer par la modélisation. Plusieurs logiciels de calcul des structures sont disponibles, adaptés aux différents matériaux de construction, caractéristiques géométriques, et normes internationales en vigueur. Parmi ces logiciels, SAP2000 a été retenu pour cette étude. Ce chapitre présentera les différentes étapes de la modélisation du pont à l'aide de ce logiciel.

III.2.2 Hypothèses de modélisation du pont

Les ponts peuvent être modélisés à l'aide de divers logiciels permettant des analyses numériques par éléments finis. La complexité et la précision de la modélisation dépendent de la quantité de détails inclus dans le modèle et de la justesse des hypothèses formulées. Pour modéliser le tablier, plusieurs approches sont possibles : l'utilisation d'éléments « plaques », de simples éléments « poutres » avec des propriétés équivalentes, ou encore d'un grillage de poutres, qui possède également des propriétés équivalentes.

Pour la modélisation des piles, la plupart des logiciels offrent la possibilité de les modéliser à l'aide d'éléments « poutres » (uniquement dans le domaine linéaire) ou d'éléments fibrés (dans les domaines linéaire et non linéaire). Les éléments fibrés permettent une représentation très précise du comportement non linéaire. La section de la pile est divisée en fibres, chacune étant assignée à une loi de comportement spécifique au matériau (plus il y a de fibres, plus le modèle est précis). Tout au long de l'analyse, le modèle veille à respecter la compatibilité des déformations entre chacune des fibres

Pour construire le modèle numérique d'un pont examiné dans ce mémoire, plusieurs hypothèses principales peuvent être utilisées :

- Pour une analyse sismique, le tablier du pont peut être considéré comme rigide et évoluant dans le domaine élastique.
- Il n'est pas nécessaire de modéliser le tablier avec des coques en 3D pour une analyse sismique. Un modèle 2D avec un grillage correspondant à la géométrie du pont suffit.
- Les piles sont modélisées par des éléments linéaires « poutres ».

III.2.3 Modélisation du viaduc à l'étude :

Un modèle numérique du spécimen a été créé avec SAP2000, un logiciel développé par Computers & Structures Inc pour l'analyse des structures. Ce logiciel permet une représentation très détaillée du

comportement des structures. En effet, SAP2000 offre la possibilité de réaliser des analyses « par batch » et des analyses non linéaires précises. Il permet également d'inclure des éléments très spécialisés dans le modèle, tels que les joints, le sol et le glissement des barres.

Pour l'application de la méthode modale, un modèle du pont entièrement élastique a été utilisé, car cette méthode suppose un comportement linéaire de la structure

Le modèle complet du viaduc inclut la représentation de plusieurs éléments : les culées, les piles et les tabliers.

Notre ouvrage est à la fois isostatique et hyperstatique, comportant trois travées indépendantes. L'étude portera sur ces quatre travées, constituées d'un tablier de 40 cm d'épaisseur avec quatre poutres PRS assemblées. Les poutres et les piles sont modélisées comme des éléments FRAME, tandis que la dalle est modélisée comme un élément SHELL

La modélisation du viaduc, sujet de notre étude, est une étape essentielle pour l'analyse statique et sismique. Cette partie doit être rigoureusement contrôlée afin d'éviter toute incohérence avec le comportement réel du viaduc. Le modèle 3D en éléments finis doit se rapprocher le plus possible du comportement réel du viaduc. Il est important de noter que le logiciel de calcul utilisé, SAP2000, offre une grande souplesse et une précision remarquable, ce qui justifie son choix pour ce projet. Malgré ces avantages, la phase de modélisation a nécessité un temps considérable pour aboutir à un modèle optimal. Les résultats des analyses dynamique seront présentés et interprétés.

Pour l'étude dynamique du pont, nous optons pour la méthode modale spectrale. Cette méthode implique les étapes suivantes :

- Analyse modale (définition des modes de vibration)
- Analyse dynamique spectrale
- Évaluation des sollicitations sous différentes combinaisons.

III.2.4 Modélisation du pont ferroviaire :

Rappel des paramètres de modélisation :

- Les poutres et les entretoises sont représentées par des éléments de type "Frame".
- Le tablier est modélisé à l'aide d'éléments de type "Shell".
- Les appareils d'appui sont représentés par des éléments de type "Link".
- Les piles sont modélisées à l'aide d'éléments de type "Frame".

III.2.4.1 Le modèle établi est représenté par la figure.

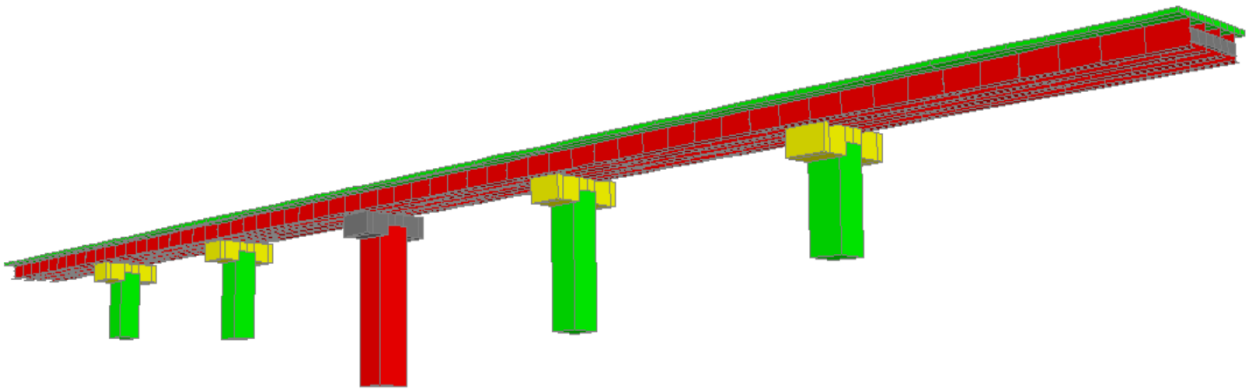


Figure III.4 Le modèle 3D en éléments finis du pont ferroviaire

III.2.4.2 Paramètres de l'action sismique :

L'action sismique est représentée dans notre cas par le spectre de réponse fourni par le RPOA. Ce spectre dépend des paramètres suivants :

Classification des ponts :

Le pont étudié est de classe en groupe 1 : liaison ferroviaire (Tableau -III.2).

Tableau III.3 classifications des ponts

Groupe de pont	Importance
Groupe1	Pont stratégique
Groupe2	Pont important
Groupe3	Pont d'importance moyenne

Les différentes zones sismiques du pays sont classées comme suit :

- Zone 0 : Négligeable
- Zone I : Faible
- Zone II.a : Moyenne
- Zone II.b : Élevée
- Zone III : Très élevée

D'après la classification sismique des régions algériennes, ce projet se situe Oran classée en : **Zone II.b**

Le coefficient d'accélération A :

Le coefficient A est déterminé en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Figure III.5 Le coefficient d'accélération A

La valeur de l'accélération sismique pour une période de retour de 100 ans est $a=0.30g$

Classification des sites

Conformément au rapport géotechnique, notre sol est catégorisé comme S3, correspondant à un site de type meuble.

III.2.5 Détermination des actions sismiques :

Dans cette étude, conformément à la réglementation RPOA, le spectre de réponse élastique, comprenant généralement les deux composantes horizontales et la composante verticale, constitue la donnée de base pour le calcul sismique

III.2.5.1 Composantes horizontales :

Le spectre de réponse élastique S_{ae} pour les deux composantes horizontales est déterminé en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ζ) de l'ouvrage par :

$$ae(T, \zeta) \left(\frac{m}{s^2} \right) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3_s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3_s \end{cases}$$

g : Accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$)

A : Coefficient d'accélération ($A=0.12$)

S : Coefficient de site

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

ζ : Taux d'amortissement pour le béton armé ($\zeta=5$)

η : Facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)}$)

Tableau III-4 Les valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0.15	0.15	0.2	0.2
T_2	0.3	0.4	0.5	0.7
S	1	1.1	1.2	1.3

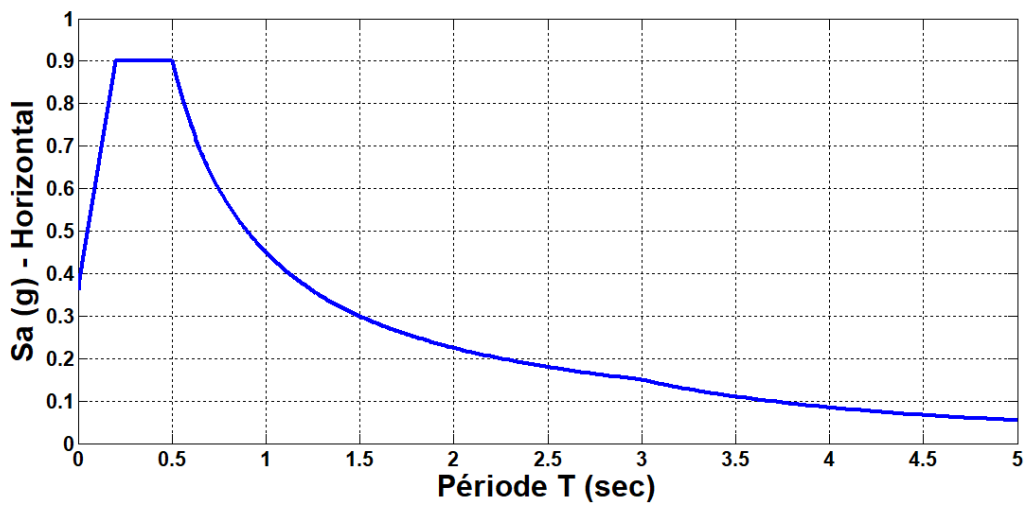


Figure III 6 - Le spectre de réponse élastique pour la composante horizontale

III.2.5.2 Composante verticale :

Pour la composante verticale on a : $Sae^v(T)_{(M/S^2)} = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Agn \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Agn \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$

Le coefficient α est pris en compte pour refléter l'importance de la composante verticale, coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité : $\alpha = 0,7$ pour les zones sismiques I, IIa et IIb

Le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1

Les périodes caractéristiques ainsi que le coefficient de site sont fournis dans le tableau ci-dessous. Ainsi, $T_1=0.2$, $T_2=0.4$ et $S=1$. La composante verticale du spectre de réponse est donnée par la figure

Tableau III-5 Valeurs de T_1 , T_2 pour la composante verticale

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0.15	0.15	0.20	0.20
T_2	0.30	0.40	0.40	0.40

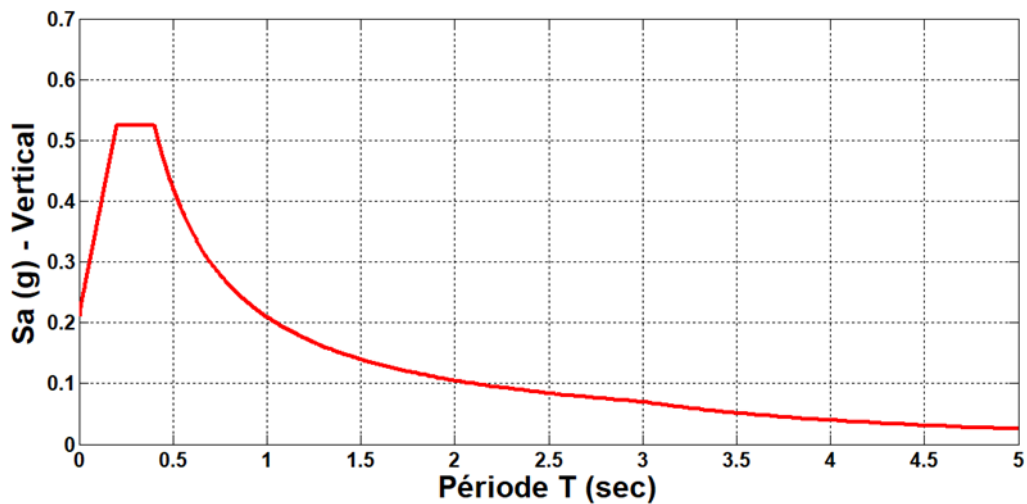


Figure III.7: Spectre de réponse élastique composante verticale

Les combinaisons de composantes de l'action sismique :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$\begin{cases} \text{SISM1} = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z \\ \text{SISM2} = E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z \\ \text{SISM3} = E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \end{cases}$$

La combinaison accidentelle

$$\begin{cases} ACX = G + \text{SISM1} + 0.3UIC \\ ACY = G + \text{SISM2} + 0.3UIC \\ ACZ = G + \text{SISM3} + 0.3UIC \end{cases}$$

III.3 Etude modale

L'analyse modale permet d'identifier les paramètres structuraux dynamiques ou modaux d'une structure, notamment les fréquences de résonance, l'amortissement et les déformées modales.

III.3.1 Vérification des critères d'emploi de l'analyse monomodale

D'après l'Eurocode 8 et le guide du SETRA sur les ponts en zone sismique, la plupart des ouvrages peuvent être analysés en cas de séisme en utilisant une approche monomodale. Cette méthode est applicable lorsque le comportement dynamique de la structure peut être représenté par un modèle à un seul degré de liberté. Pour cela, les critères généraux suivants doivent être respectés

Tableau III-6 Module de vérification des critères généraux

	→ Critère généraux
√	La masse modale du 1 ^{er} mode 90% > la masse total
√	Biais du pont : $\phi > 60^\circ$
√	Courbure du pont : $\Psi < 25^\circ$

- ✓ Participation de la masse modale du 1^{er} mode : 98,5 %
- ✓ Biais du pont : $\phi = 90^\circ$; Courbure du pont : $\Psi = 0^\circ$

On regarde ensuite la satisfaction des critères pour chaque direction. Par exemple pour la direction longitudinale, on a :

Tableau III-7 Module de vérification des critères longitudinaux

	→ critères longitudinaux
√	Tablier assimilable à un bloc rigide car pont rectiligne
√	Pour pont à peu près rectiligne à tablier continu : Mees < 0.20 MT
√	- pour un tablier isolé de toutes les piles : Mages 0.43 MT

On note que les critères sont bien tous satisfaits : critères généraux, critères longitudinaux, et critères transversaux.

III.3.2 Analyses modales

Sous SAP2000, dans le cadre de l'analyse multimodale, l'influence de tous les modes propres de vibration est prise en compte. Le calcul des modes doit être poursuivi jusqu'à ce que la participation des masses modales dans la direction de l'excitation considérée soit supérieure à 90% de la masse totale vibrante du pont. Dans notre cas, les calculs ont été étendus jusqu'au 12^{ème} mode. Pour la direction longitudinale (X), nous atteignons 99,9% de la masse vibrante, pour la direction transversale (Y), nous atteignons 99,1%, et pour la direction verticale (Z), nous atteignons 99,7%.

L'analyse modale du pont étudié a été réalisée en prenant en compte 40 modes. Les premiers modes propres ont été identifiés, comme illustré dans les figures ci-dessous. Les périodes et les fréquences de ces 6 modes sont répertoriées dans le Tableau 6-6. Les figures 6-4 à 6-5 représentent graphiquement ces modes.

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec
▶	MODAL	Mode	1	1,556525	0,64245692...
	MODAL	Mode	2	1,45109	0,68913727...
	MODAL	Mode	3	1,267828	0,78875074...
	MODAL	Mode	4	0,890889	1,12247474...
	MODAL	Mode	5	0,491251	2,03561729...
	MODAL	Mode	6	0,478892	2,08815331...

Figure III.8 Les périodes et les fréquences de ces trois modes

Mode 1 : Mode de translation transversal suivant l'axe Y du tablier

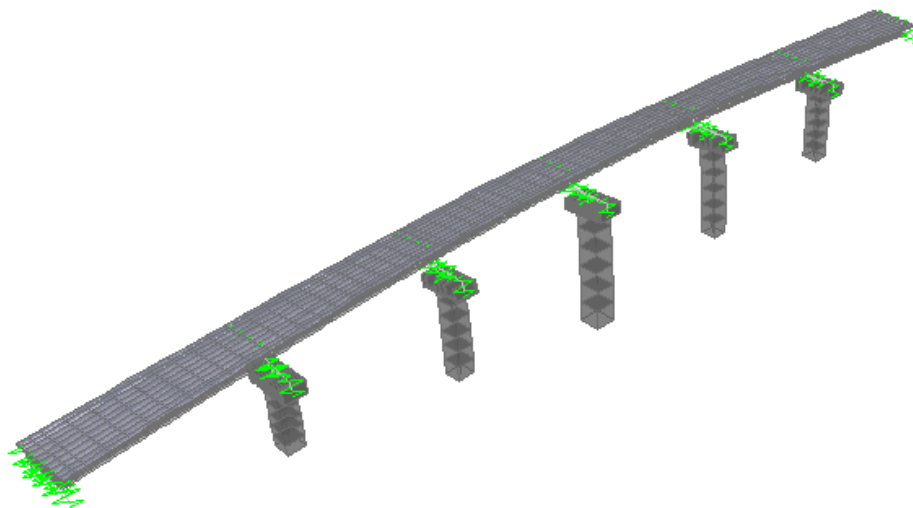


Figure III.9 - Translation transversal suivant l'axe Y du tablier

Mode 2 : Mode de translation longitudinale suivant l'axe X du tablier

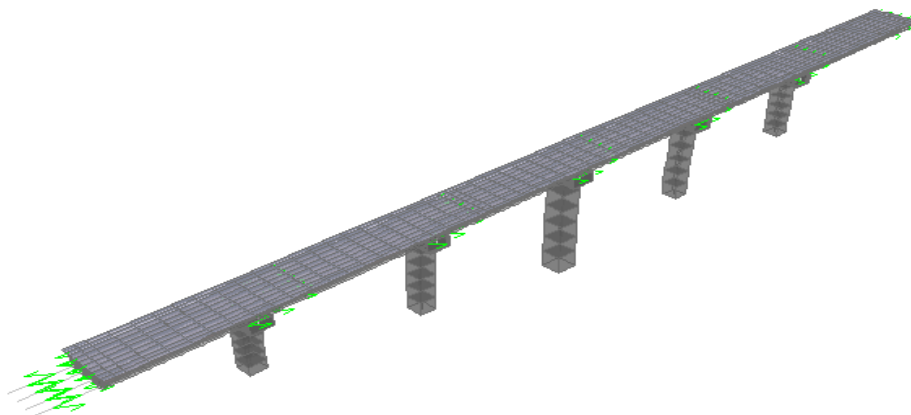


Figure III.10 - Translation longitudinale suivant l'axe X du tablier

Mode 06 : Flexion longitudinale suivant l'axe X pour la pile 03

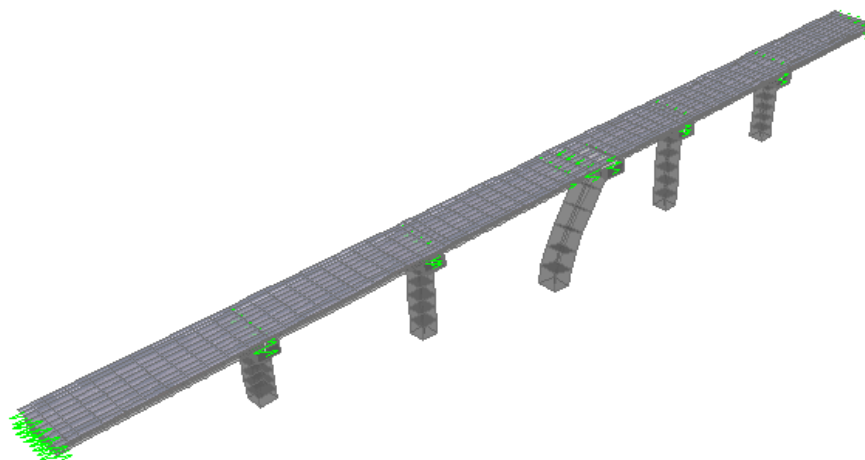


Figure III.11 Flexion longitudinale suivant l'axe X pour la pile 03

Au vu des résultats, il est observé qu'il n'y a pas de couplage majeur entre les modes, car le pourcentage de masse modale pour chaque mode principal est toujours unidirectionnel. Par conséquent, aucune torsion significative n'est attendue au sein du pont.

D'après le RPOA 2008, il est déduit que la masse modale, qui représente la masse totale mise en mouvement par le mode fondamental, doit être supérieure à 90% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre).

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
▶	MODAL	Mode	1	1,556525	0	0,71947	1,969E-16	0	0,71947
	MODAL	Mode	2	1,45109	0,74134	5,187E-19	8,331E-11	0,74134	0,71947
	MODAL	Mode	3	1,267828	0	0,00068	0	0,74134	0,72015
	MODAL	Mode	4	0,890889	1,22E-20	0,02591	0	0,74134	0,74606
	MODAL	Mode	5	0,491251	6,662E-18	0,00119	4,732E-15	0,74134	0,74725
	MODAL	Mode	6	0,478892	0,07458	7,039E-17	3,397E-11	0,81592	0,74725
	MODAL	Mode	7	0,472692	2,604E-19	0,08074	8,431E-17	0,81592	0,82799
	MODAL	Mode	8	0,435348	0,0445	4,185E-16	3,336E-07	0,86041	0,82799
	MODAL	Mode	9	0,427261	1,564E-19	0,03098	2,577E-16	0,86041	0,85897
	MODAL	Mode	10	0,357826	4,414E-18	0,03906	6,237E-15	0,86041	0,89803
	MODAL	Mode	11	0,355394	0,04621	3,594E-17	3,863E-06	0,90662	0,89803
	MODAL	Mode	12	0,331911	0,00032	4,324E-16	2,293E-07	0,90695	0,89803
	MODAL	Mode	13	0,314348	7,959E-20	0,03285	7,01E-16	0,90695	0,93088

Figure III.12 Modes propres et cumul des facteurs de participation modale correspondant aux trois directions

En effet, d'après le Tableau 6-7, il est observé que :

- Les masses modales suivant l'axe Y atteignent 90% à partir du mode 13.
- Les masses modales suivant l'axe X atteignent 90% à partir du mode 11.

III.4 Conception parasismique

Les conditions indispensables à satisfaire pour un pont en zone sismique sont les suivantes :

En ELS (État Limite de Service) : Limitation des déplacements du tablier en raison du freinage et de l'accélération des charges de service. La contrainte la plus importante concerne le déplacement horizontal absolu du tablier, que la réglementation UIC 774-3R limite à 30 mm lorsque le tablier possède des joints à ses extrémités.

Sous ELU (État Limite Ultime) : Le déplacement maximal du tablier est de 130 mm afin de prévenir des dommages excessifs aux rails. De plus, la sous-structure doit résister aux sollicitations sismiques sans subir de dégâts, restant ainsi dans le domaine élastique.

Afin de répondre aux exigences de performance du pont ferroviaire, on propose la solution parasismique, les amortisseurs FVD ont été placé comme suit :

- 2 longitudinaux au niveau de la culée C1 (à gauche),
- 2 longitudinaux au niveau de la culée C2 (à droite),
- 2 transversaux au niveau des piles P2 et P4.

Les propriétés spécifiques de ce dispositif comprennent :

1. Le contrôle du déplacement subi sous les limites de service imposées.
2. Le recentrage du tablier après les sollicitations dynamiques.

-
3. La dissipation de l'énergie sismique grâce à un comportement hystérétique.
 4. Ces dispositifs possèdent la capacité d'amortir l'énergie sous l'action des charges cycliques et rapides, développant ainsi une force de réaction.
 5. Isolation du tablier : Le tablier sera isolé de manière générale avec des appuis en élastomère ainsi que des appuis

Ces mesures visent à assurer la stabilité et la sécurité du pont ferroviaire tout en minimisant les risques de dommages en cas de séisme

La période de vibration de la structure au premier mode est de $T=1.55$ secondes. Il est à noter que l'introduction des amortisseurs visqueux n'influe pas les périodes de vibration de la structure, étant donné que nous avons supposé une raideur très élevée du liquide visqueux à l'intérieur des amortisseurs, de l'ordre de 2.10^{+6} kN/m, le rendant incompressible. Cela signifie que le déplacement du piston à l'intérieur du dispositif est identique à celui du liquide visqueux. En pratique, les caractéristiques des amortisseurs sont définies dans leurs fiches techniques, précisant la force maximale qu'ils peuvent absorber, les déplacements maximaux possibles, le paramètre C_d de l'amortisseur ainsi que la raideur résultante du liquide visqueux.

Avant d'initier l'analyse, il est nécessaire de spécifier les caractéristiques des amortisseurs à considérer pour l'analyse dynamique temporelle. Pour cela, des méthodes simplifiées sont utilisées pour estimer ces caractéristiques. Une fois ces caractéristiques déterminées, une gamme de produits proposée par les fournisseurs est choisie pour correspondre au mieux aux résultats obtenus par les méthodes simplifiées. Ces données doivent être intégrées dans le logiciel lors de la définition des amortisseurs. Dans certains cas, l'utilisation de ces méthodes simplifiées permet un dimensionnement relativement précis des amortisseurs visqueux, car les résultats prédits correspondent à ceux de l'analyse dynamique temporelle non linéaire. Dans d'autres cas, elles ne fournissent qu'un prédimensionnement des amortisseurs, nécessitant des itérations par analyse dynamique temporelle sur leurs caractéristiques jusqu'à ce que les résultats correspondent aux données spécifiées dans les fiches techniques.

III.5 Modèle équipé d'amortisseurs visqueux $C_d.V^\alpha$

En raison de l'augmentation des déplacements observée dans le modèle précédemment isolé, il est nécessaire de recourir à des amortisseurs externes supplémentaires pour contrôler ces déplacements. Pour cela, nous opterons pour des amortisseurs visqueux purs de type " $C_d.V^\alpha$ " afin d'améliorer la réponse dynamique de notre pont.

Deux amortisseurs de ce type seront placés à chaque extrémité du pont, en parallèle avec les isolateurs sismiques "LRB".

Deux amortisseurs supplémentaires seront installés sur les piles 2 et 4 dans le sens transversal.

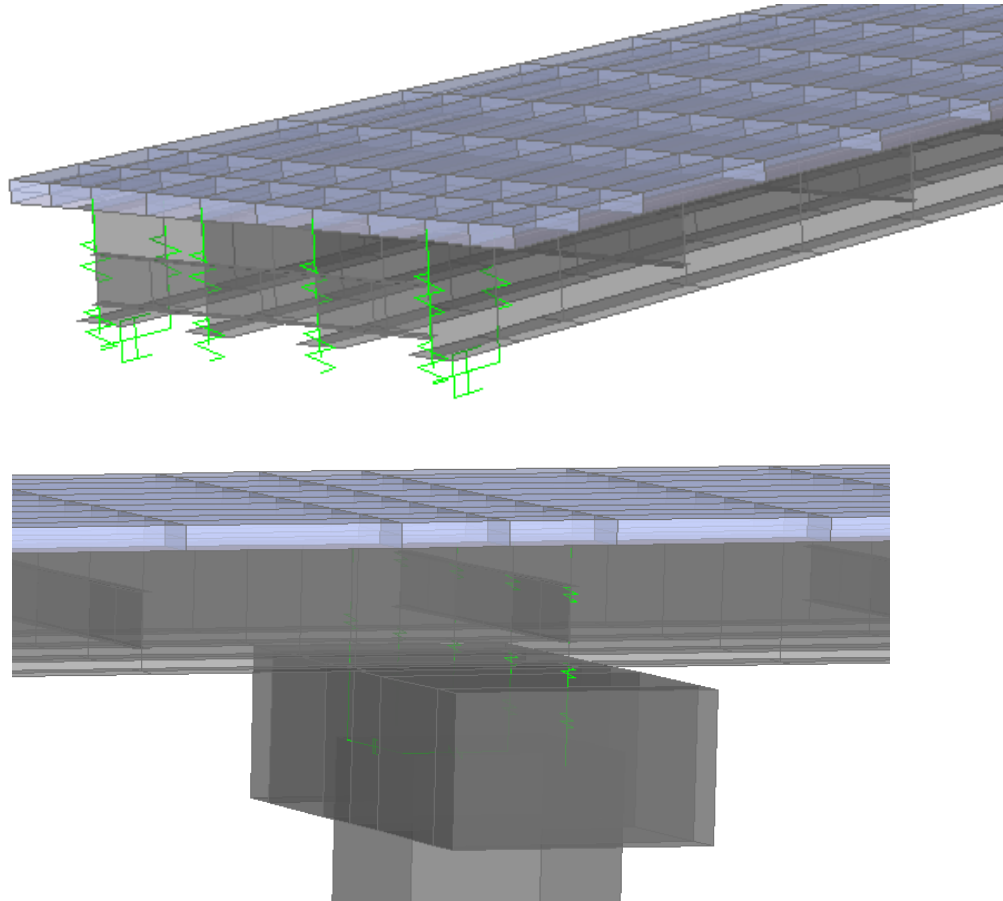


Figure III.13- Détails du pont équipé d’amortisseurs externes sur le logiciel SAP 2000

III.5.1 Modélisation des FVD dans SAP2000

La section suivante détaille comment modéliser les amortisseurs dans SAP2000. La figure ci-dessous représente la modélisation des amortisseurs visqueux non linéaires.

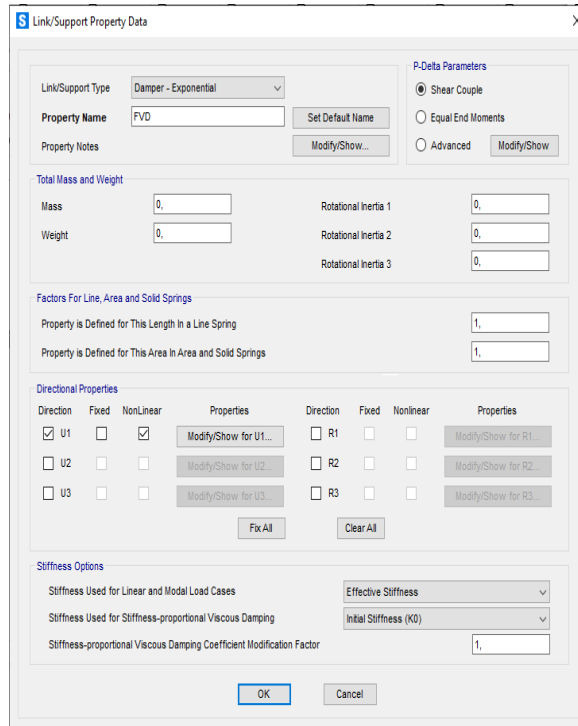


Figure III 14 Menu de données des propriétés de liaison sap2000 - Sélection du type de liaison

Ensuite, cliquez sur le bouton Modifier/Afficher pour U1 et saisissez les valeurs pour la raideur du ressort en série (K), l'amortissement (C) et l'exposant d'amortissement () sur le formulaire de données des propriétés non linéaires (Figure III.15). Pour ce guide de conception, les propriétés suivantes sont indiquées pour l'entrée [46] :

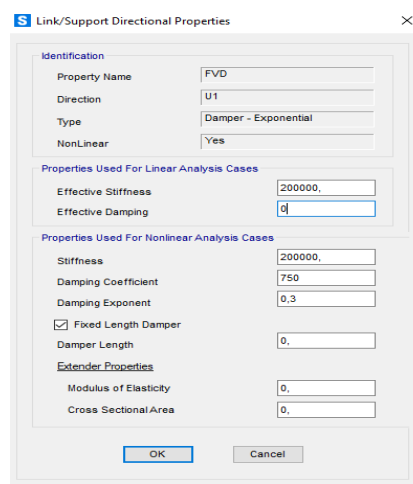


Figure III.15 - Menu des données de propriétés k - Propriétés directionnelles de liaison/support U1

III.5.2 Outils de l'analyse dynamique temporelle

L'analyse dynamique temporelle a été réalisée en introduisant des accélérogrammes artificiels générés à partir du spectre de réponse élastique correspondant aux données sismiques et géologiques spécifiques du pont

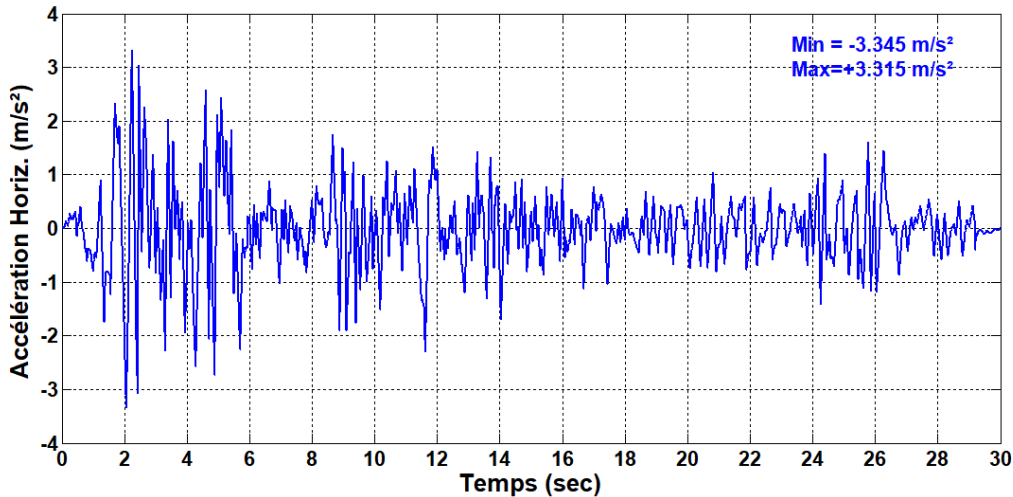


Figure III.17 Accélérogramme généré à partir du spectre élastique horizontal des RPOA

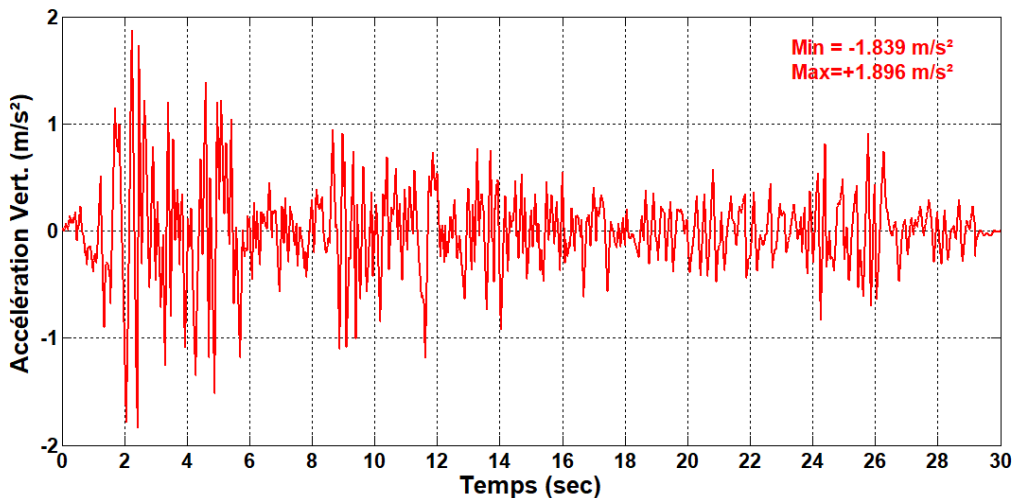


Figure III.18 - Accélérogramme généré à partir du spectre élastique vert des RPOA

En présence d'un comportement non-linéaire provenant dans notre cas des isolateurs sismiques et des amortisseurs, l'analyse doit se faire par

L'analyse dynamique temporelle non linéaire par superposition modale (FNA) dans SAP2000 :

La méthode du « Fast Nonlinear Analyses » (FNA) représente une approche extrêmement efficace pour évaluer la réponse d'une structure à une excitation sismique introduite sous forme d'accélérogramme. Elle est particulièrement adaptée lorsque les non-linéarités sont localisées, comme dans notre cas, des amortisseurs. Cette méthode permet d'obtenir des résultats de manière considérablement plus rapide que la méthode d'intégration pas-à-pas.

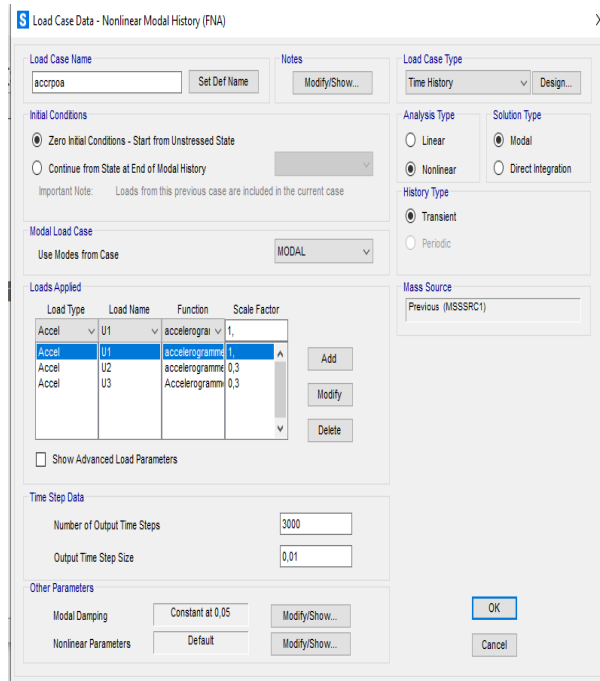


Figure III.19 Fenêtre de l'analyse dynamique temporelle par superposition modale

III.6 LES PARAMETRES OPTIMAUX DES AMORTISSEURS

La disposition optimale des amortisseurs correspond à des amortisseurs longitudinaux situés aux extrémités du pont. Cependant, la meilleure option nécessite nécessairement la sélection des paramètres optimaux des amortisseurs, en considérant que la capacité des dispositifs d'amortissement dépend du coefficient d'amortissement spécifique C_d et de l'exposant de vitesse α . Une sélection adéquate de ces paramètres n'est pas triviale, c'est pourquoi l'objectif de cette partie est de sélectionner la meilleure combinaison de C_d et α qui minimise la réponse sismique des structures. On sait que le contrôle élevé des forces sismiques dans la structure implique des forces d'amortissement plus élevées, ce qui nécessite nécessairement des capacités d'amortissement plus élevées. Par conséquent, une sélection adéquate des paramètres de l'amortisseur est essentielle pour éviter les conceptions erronées avec l'incertitude subséquente sur le comportement sismique. Pour sélectionner les meilleurs paramètres d'amortisseur, une analyse paramétrique est réalisée, dans laquelle les réponses maximales de la structure et des amortisseurs sont analysées en variant la réponse souhaitée en fonction du coefficient d'amortissement C_d pour différents exposants de vitesse α , y compris le cas linéaire et l'exposant de vitesse extra-basse. Une procédure d'optimisation est ensuite appliquée pour sélectionner les options disponibles qui sont comparées afin de choisir les paramètres optimaux. De plus, l'influence de l'exposant de vitesse sur la réponse sismique est particulièrement analysée.

III.6.1 Etude paramétrique

Pour considérer des possibilités représentatives d'amortissement visqueux linéaire et non linéaire, des coefficients d'amortissement, variables, compris entre 1 et 250 MN/(m/sec) et l'exposant de vitesse α compris entre 0,1 et 1,5. Ces exposants de vitesse couvrent une large plage, allant des amortisseurs linéaires aux amortisseurs très non linéaires.

III.6.1.1 Analyse des résultats

A partir des résultats obtenus à travers le logiciel Sap200, nous comparons ces résultats. En comparant les déplacements horizontaux et verticaux, ainsi que les sollicitations du pont en présence et en absence de FVD.

SFVD :

Tableau III-0-1 Résultats des déplacements verticaux, horizontaux et les sollicitations de l'ouvrage sans FVD

Kd (kN/m)	Cd (kN.sec/m)	α	Dx (mm)	Dy (mm)	N (kN)	M33 (kN.m)	V22 (kN)	M22 (kN.m)	V33 (kN)
0	0	0,1	152,2	225,3	38 379	289 650	9 906	310 565	10 289

AVEC FVD :

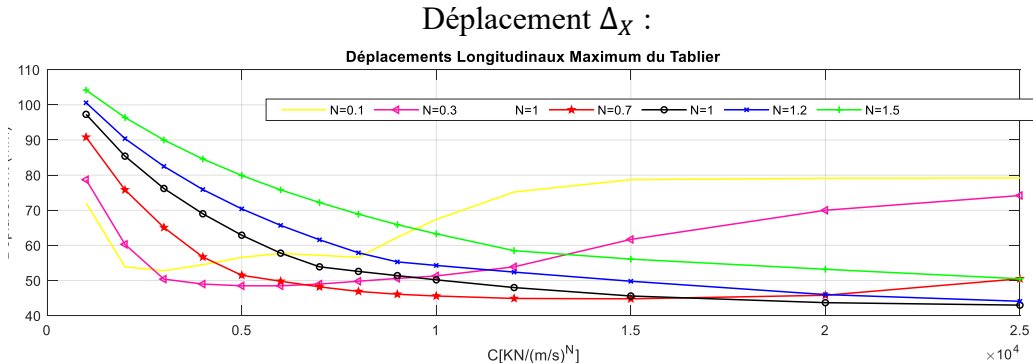


Figure III.20 - Déplacements longitudinaux maximum du tablier en fonction du coefficient d'amortissement Cd.

Pour $\alpha=0.3$, on constate que le déplacement diminue progressivement jusqu'à atteindre 78.7 mm pour Cd de 1000 kN/(m/s), puis continue de décroître jusqu'à 48 mm pour Cd de 5000 kN/(m/s). Ensuite, le déplacement commence à augmenter à partir de 48 mm pour Cd de 8000 kN/(m/s) pour atteindre 68 mm pour Cd de 25000 kN/(m/s).

Pour $\alpha=0.7$, le déplacement diminue progressivement jusqu'à atteindre 90.8 mm avec Cd de 1000 kN/(m/s), puis continue de décroître jusqu'à 50 mm avec Cd de 15000 kN/(m/s). Ensuite, il commence à augmenter à partir de 50 mm avec Cd de 18000 kN/(m/s) pour atteindre 54 mm avec Cd de 25000 kN/(m/s).

Pour $\alpha=1$, la réduction du déplacement se fait de manière progressive, débutant à 97.3mm avec Cd de 1000 kN/(m/s), pour ensuite se poursuivre jusqu'à atteindre 42 mm avec Cd de 25000 KN/(m/s).

Pour $\alpha=1.2$, la réduction du déplacement se fait de manière progressive, débutant à 100.6mm avec Cd= 1000 kN/(m/s), pour ensuite se poursuivre jusqu'à atteindre 49 mm avec Cd= 25000 kN/(m/s).

La diminution du déplacement se fait de manière graduelle, commençant à 140.2mm avec Cd=1000 kN/(m/s), pour ensuite se poursuivre jusqu'à 60 mm avec une Cd=25000 kN/(m/s).

Pour $\alpha=1.5$, la diminution du déplacement se fait de manière graduelle, commençant à 140.2mm avec Cd=1000 kN/(m/s), pour ensuite se poursuivre jusqu'à 60 mm avec Cd=25000 kN/(m/s).

Déplacement Δy transversal maximum du tablier :

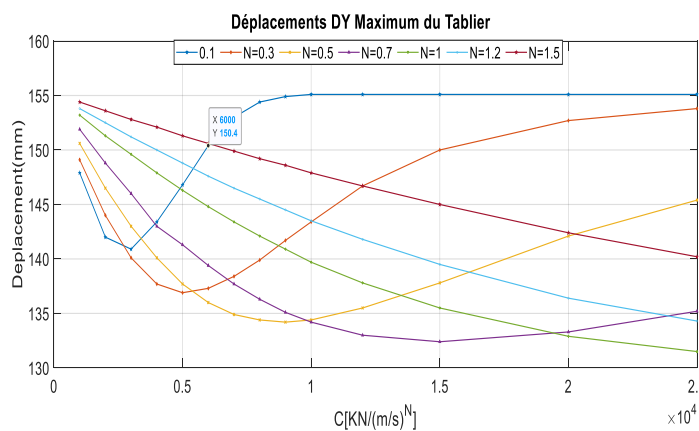


Figure III.21 - Déplacement transversale maximum de tablier en fonction de Cd.

Pour $\alpha=0.3$, il est observé que le déplacement diminue jusqu'à 149 mm pour Cd=1000 kN/(m/s), puis continue de diminuer jusqu'à 137 mm pour Cd=10000 kN/(m/s). Ensuite, le déplacement commence à augmenter à partir de 135 mm pour Cd=10000 kN/(m/s) jusqu'à atteindre une valeur de 154 mm pour une Cd=25000 kN/(m/s).

Pour $\alpha=0.5$, le déplacement diminue progressivement jusqu'à atteindre 150.6 mm pour Cd de 1000 kN/(m/s), puis continue de diminuer jusqu'à 134 mm pour Cd de 10000 kN/(m/s). Ensuite, il commence à augmenter à partir de 134 mm pour Cd de 10000 kN/(m/s) jusqu'à atteindre 146 mm pour Cd de 25000 kN/(m/s).

Pour $\alpha=0.7$, la diminution du déplacement se poursuit progressivement jusqu'à atteindre 151.9mm pour Cd=1000 kN/(m/s), puis continue de décroître jusqu'à 133 mm pour Cd=15000 KN/ (m/s). Ensuite, il commence à augmenter à partir de 133 mm pour une Cd=de 1500 kN/(m/s) jusqu'à atteindre 135 mm pour Cd= 25000 kN/(m/s).

Pour $\alpha=1$, la diminution du déplacement est progressive, passant de 153.2mm à Cd=1000 kN/ (m/s), pour ensuite continuer à diminuer jusqu'à 132 mm avec Cd=25000 kN/(m/s).

Pour $\alpha=1.2$, la réduction du déplacement se fait de manière progressive, débutant à 153.2mm avec Cd de 1000 kN/(m/s), pour ensuite se poursuivre jusqu'à atteindre 134mm avec Cd de 25000 kN/(m/s).

Pour $\alpha=1.5$ La réduction du déplacement se fait de manière progressive, débutant à 153.8mm avec Cd de 1000 KN/ (m/s), pour ensuite se poursuivre jusqu'à atteindre 140mm avec Cd de 25000 KN/(m/s).

Les sollicitations :

Moment M22

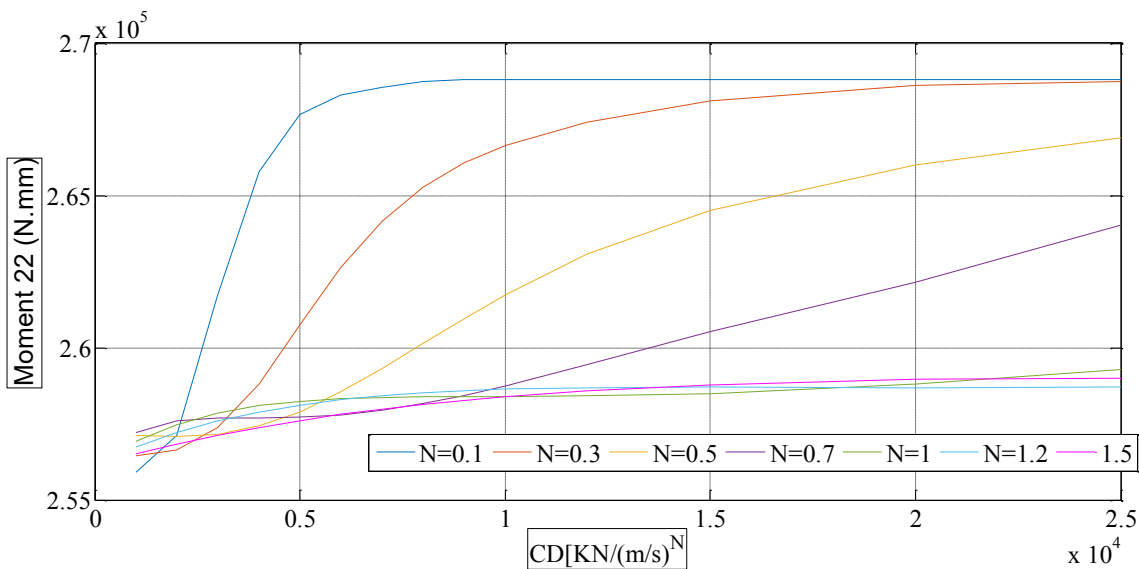


Figure III 22 Les courbes de Moment 22 en fonction de Cd.

Pour $\alpha=0.3$, le moment diminue progressivement jusqu'à atteindre 256 461kN.m pour une charge dynamique de 1000 kN/(m/s). Ensuite, il augmente jusqu'à 268 000 kN.m pour Cd =10000 kN/(m/s), puis reste constant à partir de cette valeur pour le même Cd.

Pour $\alpha=0.5$, le moment M22 diminue progressivement jusqu'à atteindre 257 123 kN.m pour Cd de 1000 kN/(m/s), puis augmente jusqu'à atteindre 266 000 KN.m pour Cd de 25000 kN/(m/s), et reste constant à partir de cette valeur pour la même valeur de Cd.

Pour $\alpha=0.7$, le moment M22 diminue progressivement jusqu'à atteindre 257 200 kN.m pour Cd de 1000 kN/(m/s). Ensuite, le moment augmente jusqu'à atteindre 264 000 kN.m pour Cd de 25 000 kN/(m/s), puis reste constant pour cette même valeur de charge distribuée.

Pour $\alpha=1$, le moment M22 diminue progressivement jusqu'à atteindre 256 916 kN.m pour Cd de 1000 kN/(m/s), puis augmente jusqu'à atteindre 258 000 kN.m pour Cd de 25 000 kN/(m/s). Au-delà de cette valeur, le moment reste constant pour Cd de même valeur.

Pour $\alpha=1.2$, le moment diminue progressivement jusqu'à atteindre 256 725 kN.m pour Cd de 1000 kN/(m/s). Ensuite, le moment augmente jusqu'à atteindre 256 000 kN.m pour Cd de 25 000 kN/(m/s), puis reste constant pour cette même valeur de charge dynamique.

Pour $\alpha=1.5$, le moment diminue progressivement jusqu'à atteindre 256 514 kN.m pour Cd de 1000 kN/(m/s). Ensuite, le moment augmente jusqu'à atteindre la valeur de 257 000 kN.m pour Cd de 25 000 kN/(m/s). Au-delà de cette valeur, le moment reste constant pour la même valeur de Cd.

Moment M33 :

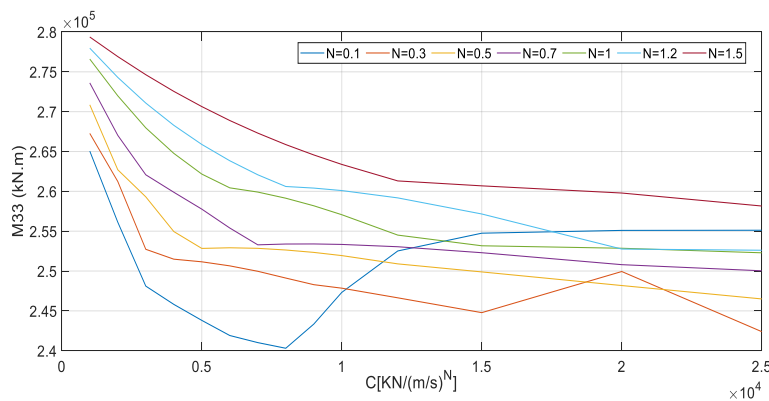


Figure III.23 - Les courbes de Moment M33 en fonction de Cd

Pour $\alpha=0.3$, le moment M33 diminue progressivement jusqu'à atteindre 267274 kN.m pour Cd de 15000 kN/(m/s), puis continue de baisser jusqu'à 246000 kN.m pour la même valeur de Cd. Ensuite, il commence à augmenter à partir de 246000 kN.m pour un Cd de 15000 kN/(m/s), atteignant une valeur de 250000 kN.m pour Cd de 20000 kN/(m/s). Enfin, le moment M33 diminue à nouveau jusqu'à 243000 kN.m pour Cd de 25000 kN/(m/s).

$\alpha=0.3$, la valeur du moment diminue progressivement jusqu'à atteindre 270859 kN.m pour Cd de 1000 kN/(m/s), puis continue de décroître jusqu'à 253000 kN.m pour Cd de 5000 kN/(m/s). Ensuite, elle commence à augmenter à partir de 248000 kN.m pour Cd de 25000 kN/(m/s).

Pour $\alpha=0.7$, la diminution de la valeur du moment est observée de manière progressive, passant de 273615 kN.m à 254000 kN.m pour Cd de 1000 kN/(m/s) à 6000 kN/(m/s). Une fois atteinte la valeur de 254000 kN.m, le moment reste constant pour Cd supérieur à 25000 kN/(m/s).

Pour $\alpha=1$, la valeur du moment diminue progressivement jusqu'à atteindre 276596 kN.m pour Cd de 1000 kN/(m/s), puis continue de décroître jusqu'à 257000 kN.m pour Cd de 13000 kN/(m/s). Ensuite, elle reste constante à partir de la valeur 257000 kN.m jusqu'à la valeur 259000 kN.m pour Cd de 25000 kN/(m/s).

Pour $\alpha=1.2$, la diminution de la valeur du moment est progressive, passant de 277968 kN.m à 263000 kN.m pour Cd de 8000 kN/(m/s), puis descendant jusqu'à 253000 kN.m pour Cd de 25000 kN/(m/s). À partir de cette valeur, le moment reste constant.

Pour $\alpha=1.5$, la valeur du moment diminue progressivement jusqu'à atteindre 279375 kN.m pour Cd de 1000 kN/(m/s), puis continue de décroître jusqu'à 245000 kN.m pour Cd de 15000 kN/(m/s). Ensuite, elle augmente jusqu'à la valeur de 254000 kN.m pour Cd de 20000 kN/(m/s), puis diminue et reste constante pour Cd de 25000 kN/(m/s).

L'effort tranchant V22 :

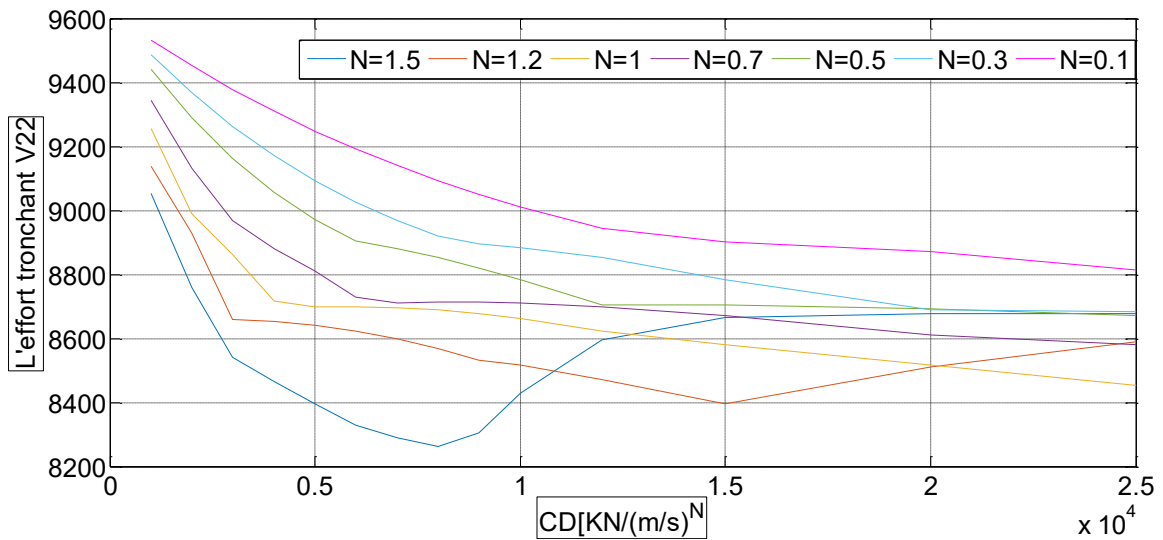


Figure III.24 les courbes de l'effort tranchant V22

Pour $\alpha=0.3$, la variation de la valeur de l'effort tranchant en fonction de Cd montre une tendance à la diminution jusqu'à atteindre 9137 kN pour Cd de 1000 kN/(m/s). Ensuite, cette valeur continue de décroître pour atteindre 8650 kN avec Cd de 4000 kN/(m/s). Par la suite, elle diminue encore jusqu'à 8400 kN pour Cd de 15000 kN/(m/s). Cependant, à partir de cette valeur, l'effort tranchant augmente progressivement pour atteindre 8700 kN avec Cd de 25000 kN/(m/s).

Pour $\alpha=0.5$, la diminution de la valeur de l'effort tranchant est progressive, passant de 9255 kN à 8700 kN pour Cd de 1000 kN/(m/s) à 4500 kN/(m/s). Ensuite, elle continue de décroître jusqu'à 8450 kN pour Cd de 25000 kN/(m/s).

Pour $\alpha=0.7$, la diminution progressive de la valeur de l'effort tranchant jusqu'à atteindre 9345 kN pour Cd de 1000 kN/(m/s). Cependant, une fois que cette valeur est atteinte, l'effort tranchant continue de décroître jusqu'à 8750 kN pour Cd de 6000 kN/(m/s). À partir de cette valeur, l'effort tranchant reste constant.

Pour $\alpha=1$, la diminution de la valeur de l'effort tranchant est progressive, passant de 9442 kN à Cd de 1000 kN/(m/s) à 8900 kN pour Cd de 6500 kN/(m/s). Ensuite, elle continue de décroître jusqu'à atteindre 8700 kN pour Cd =13000 kN/(m/s). À partir de cette valeur, l'effort tranchant reste constant.

Pour $\alpha=1.2$, la diminution de la valeur de l'effort tranchant est progressive jusqu'à atteindre 9442 kN pour Cd de 1000 kN/(m/s), puis elle continue de décroître jusqu'à 8700 kN pour Cd de 1900 kN/(m/s). À partir de cette valeur, l'effort tranchant reste constant.

Pour $\alpha=1.5$, la diminution de la valeur de l'effort tranchant est progressive jusqu'à atteindre 9532 kN pour Cd de 1000 kN/(m/s). Ensuite, elle continue de décroître jusqu'à 9100 kN pour Cd de 1200 kN/(m/s). À partir de cette valeur, elle reste constante.

L'effort axial N

D'après les courbes de l'effort axial N, on peut dire que quelle que soit la valeur de CD et α , l'effort reste constant (voir figure III.23).

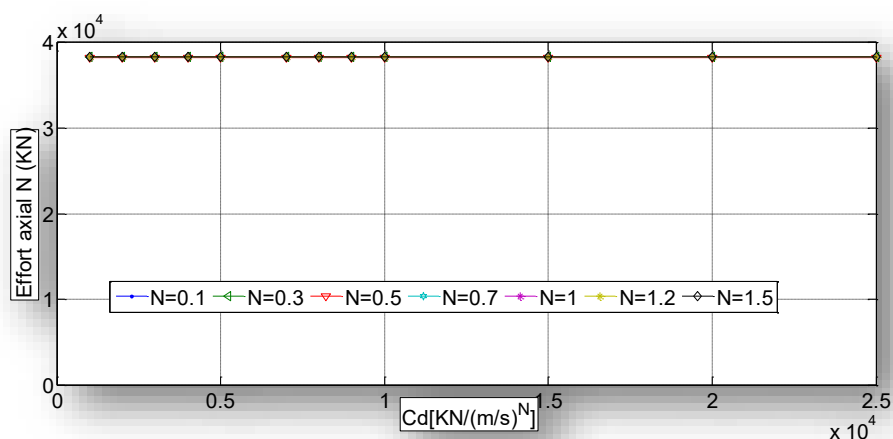


Figure III.25 - Les courbes de l'effort axial en fonction de Cd

Synthèse :

Cette étude concerne l'analyse du comportement dynamique de l'amortisseur à fluide visqueux utilisé pour protéger le pont contre les vibrations liées aux séismes. Afin de comprendre ce comportement, nous avons utilisé le logiciel Sap2000, qui aide à déterminer les caractéristiques spécifiques de cet FVD. A travers cette étude, nous avons pu choisir l'amortisseur FVD optimal pour notre ouvrage d'art.

Les amortisseurs FVD ont été placés comme suit :

- 2 longitudinaux au niveau de la culée C1 (à gauche),
- 2 longitudinaux au niveau de la culée C2 (à droite),
- 2 transversaux au niveau des piles P2 et P4.

Après cette étude paramétrique, les résultats ont révélé différentes caractéristiques de FVD où Cd=25000 kN/(m/s) et $\alpha=0.5$.

III.7 EVALUATION DE LA REPOSE DU PONT DANS LE CAS D'UN MODELE SANS AMORTISSEURS ET D'UN MODELE AVEC AMORTISSEURS.

Dans cette partie on traitera le même ouvrage d'art avec des amortisseurs FVD ($C_d = 25000 \text{ kN}/(\text{m}/\text{s})$ et $\alpha = 0.5$). Une comparaison sera faite avec les réponses temporelles du même pont amortisseurs FVD. L'excitation sismique à la base qui sera prise en compte dans l'analyse temporelle est la même que celle utilisée précédemment, générée artificiellement à partir du spectre de réponse RPOA de l'ouvrage et site prédéfini. On considère, dans cette étude de comparaison, l'action sismique dans la direction longitudinale.

A noter que l'introduction des amortisseurs n'influe pas sur la période de vibration de la structure, du fait qu'ils ne contribuent pas à rigidifier le système. Cependant la rigidité du liquide visqueux à l'intérieur des amortisseurs est très importante, elle avoisine la valeur de $200000 \text{ kN}/\text{m}$, ce qui le rend incompressible.

Le tableau ci-dessous résume les principaux paramètres de comparaison entre un modèle de pont sans amortisseur et un autre équipé d'amortisseur, à savoir le déplacement horizontal maximal du tablier (d_{max}), l'effort tranchant maximal dans le sens longitudinal de la base d'une pile (V_{22}) ainsi que le moment par rapport à l'axe latéral de la même base de pile (M_{33}).

Tableau III.0-2 Comparaison des efforts à la base d'une pile d'un modèle sans amortisseurs et un autre équipé avec FVD

Paramètres	Pont sans amortisseurs	Pont avec amortisseurs	Réduction (%)
(cm)	15.05	5.54	63
$V_{22}(\text{kN})$	9892	8496	14
$M_{33}(\text{kN.m})$	289200	247600	15

Nous observons que dans ce cas particulier, l'introduction des dispositifs amortisseurs réduit les déplacements de l'ordre 63% (Figure III.25).

L'efforts tranchant ainsi que le moment fléchissant de la pile centrale sont réduits de l'ordre de 15% par rapport à un modèle sans amortisseurs (Figure III.26 et III.27). Cette réduction des efforts est synonyme d'économie conséquente en matière du dimensionnement des piles ainsi que des fondations.

La figure III.24 présente la loi de comportement d'un amortisseur visqueux non linéaire du pont durant les 30s de l'application de l'action sismique. Le pas d'intégration étant pris égale à 0.01s. La figure représente celui positionné sur la culée à gauche.

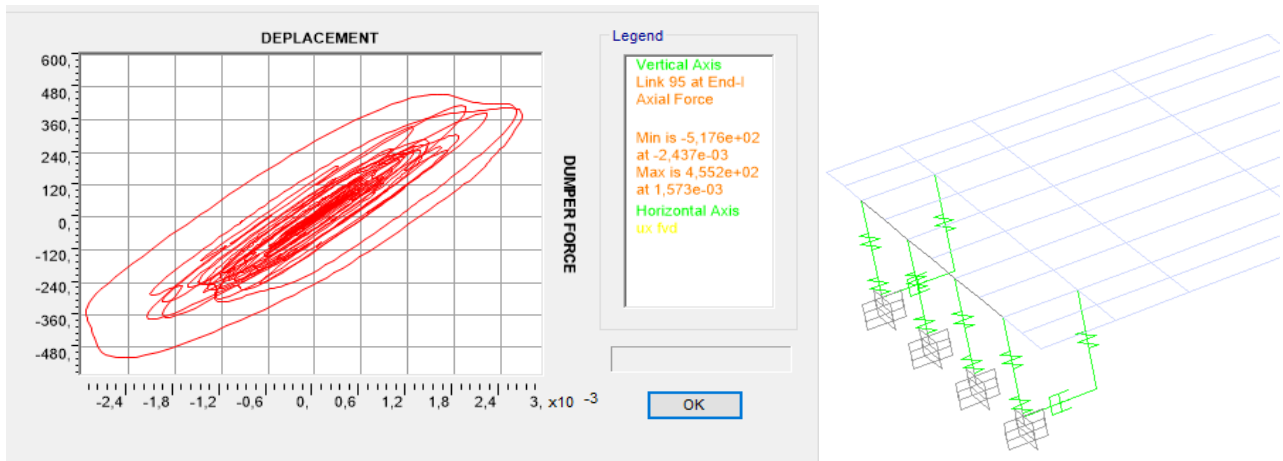


Figure III.26 - Loi de comportement d'un amortisseur visqueux non linéaire au niveau de la culée

On aperçoit sur les figures qui suivent, les déplacements entre le modèle du pont sans amortisseurs et le modèle équipé d'amortisseurs.

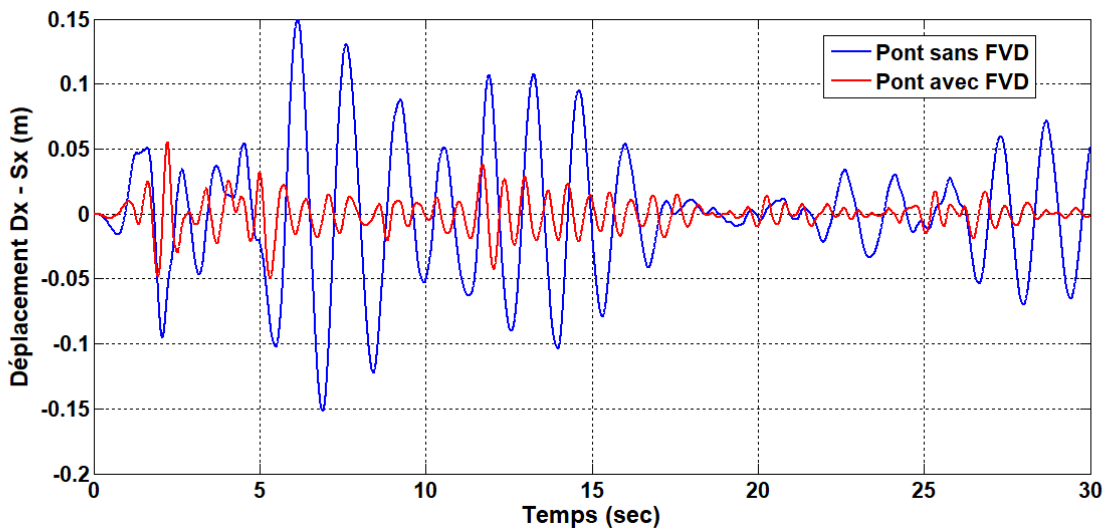


Figure III.27 - Comparaisons entre les déplacements DX du tablier du pont avec et sans amortisseurs

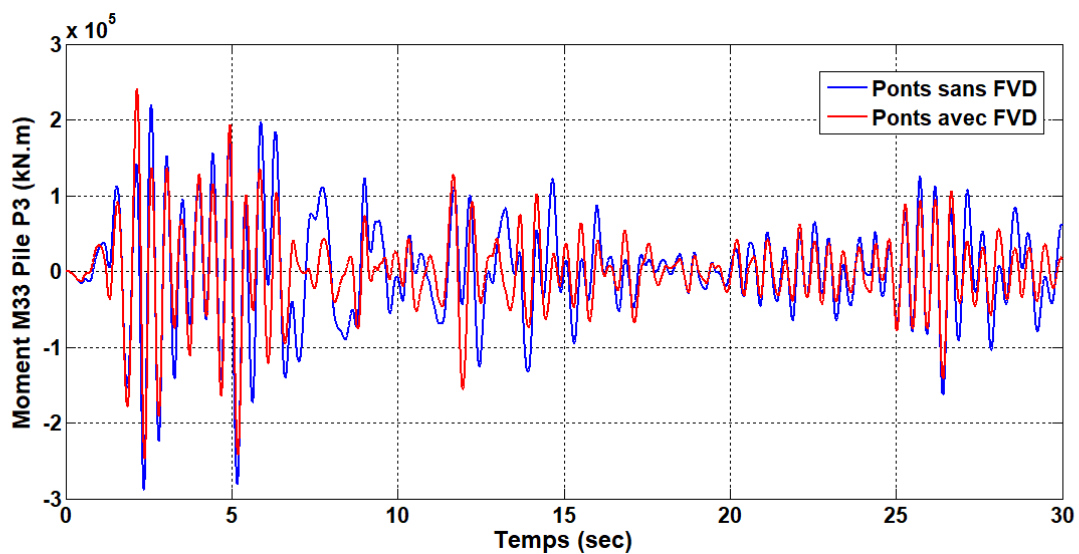


Figure III.28 - Comparaisons entre le Moment M33 de la pile P3 pour le pont avec et sans amortisseurs

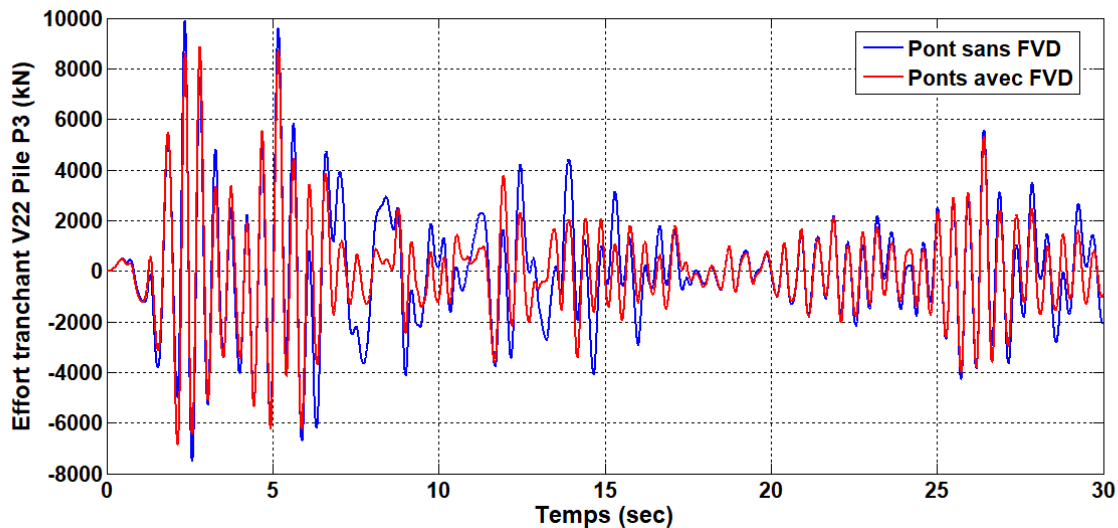


Figure III.29 - Comparaisons entre l'effort tranchant V22 de la pile P3 pour le pont avec et sans amortisseurs

Ces réductions évaluées précédemment sont synonymes de sécurité par rapport à la circulation ferroviaire et d'économie en matière de dimensionnement des piles et des fondations. On peut ainsi dire que cette solution, qui entraîne un découplage de la structure, amène à une réduction des forces et des déplacements en même temps. Cette combinaison des deux effets positifs représente le principe de l'isolation sismique.

L'analyse des forces axiales moyennes montre des réponses très proches ce qui confirme que l'effet des dispositifs d'amortissement supplémentaires est négligeable pour le contrôle sismique des forces axiales. Il est utile aussi de noter que cet effort axial d'origine sismique est négligeable par rapport à l'effort axial permanent ou d'exploitation.

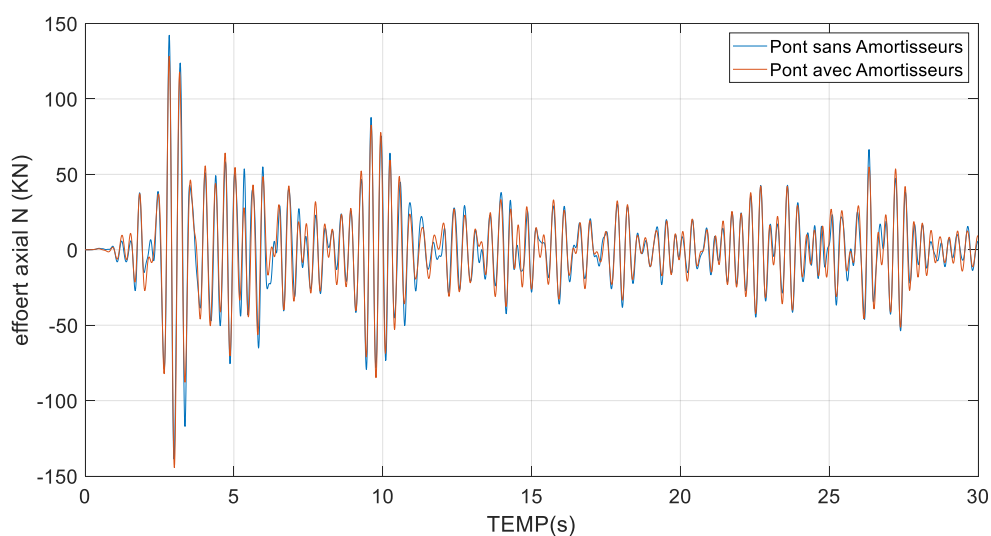


Figure III.30 - Comparaisons entre l'effort axial N de la pile P3 pour le pont avec et sans amortisseurs

La figure III.29 représente la variation de la vitesse du mouvement du tablier longitudinalement.

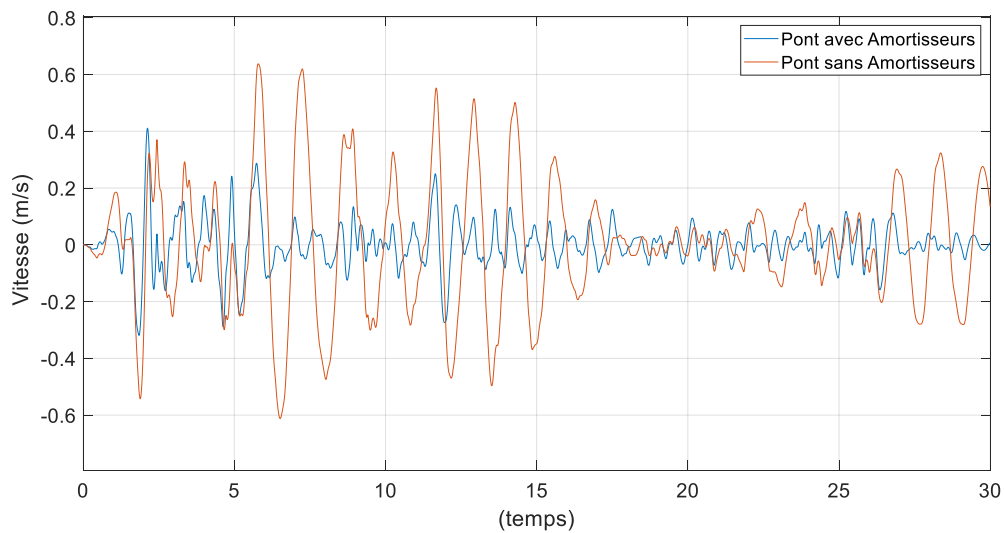


Figure III.31 - Comparaison entre la vitesse du tablier longitudinalement en fonction du temps du pont avec et sans amortisseurs

La comparaison entre les deux variantes du pont présente une réduction de 73% des vitesses maximales de mouvement dynamique du tablier.

III.7.1 Bilan énergétique

Une étude des énergies impliquées est fondamentale pour comprendre la réponse sismique des modèles de pont. À ce stade, nous sommes principalement intéressés par l'énergie d'entrée fournie par le mouvement du sol aux structures, et l'énergie dissipée par l'amortissement visqueux supplémentaire. Une comparaison entre les deux énergies donne une idée de la performance des structures en termes d'énergie absorbée et dissipée ; et de l'efficacité du système d'amortissement visqueux supplémentaire.

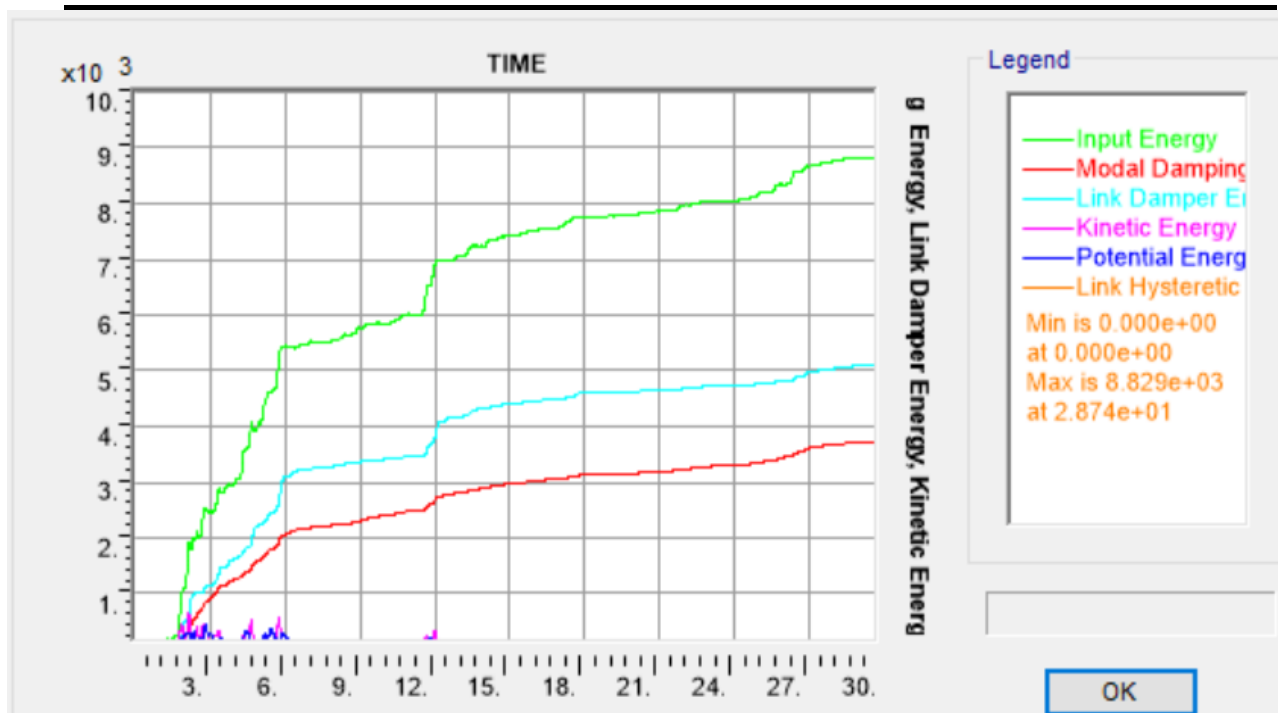


Figure III.32 – Bilan énergétique du pont, sans amortisseurs FVD, sous l’action du séisme Sx.

L'énergie d'entrée dépend de la masse du système, de l'accélération de la base de l'ouvrage. D'autre part, l'énergie dissipée par l'amortissement visqueux supplémentaire dépend du coefficient d'amortissement C_d , de l'exposant de vitesse α et de la vitesse du système. Cependant, en termes pratiques, l'énergie dissipée est fortement influencée par le coefficient d'amortissement, comme cela a été démontré précédemment (voir Chapitre 2).

La Figure III.30 montre le taux d'absorption énergétique des amortisseurs FVD adoptés pour l'ouvrage qui est de l'ordre de 58% qui est supérieur à celui absorbé par la viscosité des matériaux de construction, et surtout le béton, qui est de l'ordre de 42%. Cette comparaison montre bien l'importance des amortisseurs FVD dans un pont comme des dispositifs d'absorption exceptionnels de l'énergie sismique ou autrement dit en tant que dispositifs passifs de dissipation d'énergie pour réduire la réponse sismique dans un pont.

CONCLUSION GENERALE

Afin d'atténuer les risques sismiques, l'approche de conception reposant sur l'isolation des ponts avec l'intégration des amortisseurs à fluide visqueux non linéaires est une des solutions les plus fiables et performantes utilisée par les ingénieurs et concepteurs. Elle peut être utilisée en conception d'un nouvel ouvrage ou la prise en charge d'un ancien ouvrage en zone sismique.

Une étude de cas a été développée dans notre travail dans lequel l'isolation a été réalisée par l'introduction des amortisseurs visqueux. L'évaluation de cette méthode d'isolation a été menée par le biais d'une analyse dynamique temporelle non linéaire, utilisant des accélérogrammes artificiels générés conformément au spectre réglementaire du RPOA.

L'incorporation des dispositifs d'amortisseurs FVD a permis de réduire d'une manière considérable les déplacements, les vitesses ainsi que les accélérations relatives du tablier dans les deux cas d'étude sans affecter les périodes de vibration.

La comparaison entre les deux variantes des ponts (avec et sans amortisseurs) a permis de mettre en évidence une réduction considérable des sollicitations au niveau des piles. Cette réduction peut être très appréciée par les ingénieurs et les maîtres d'ouvrages.

Les réductions constatées dans les différents modèles sont synonymes d'économie en matière de dimensionnement des piles et des fondations, et de sécurité vis-à-vis des sollicitations sismiques extrêmes.

Cette étude pourrait être utilisée à bon escient afin de mener une étude technico-économique comparative, entre les modèles proposés équipés de différents dispositifs d'isolation sismique, et le modèle de référence.

Cette étude pourrait être utilisée à bon escient dans le développement d'autres thèmes de recherche. Comme perspectives, il serait intéressant :

Cette étude pourrait être utilisée à bon escient dans le développement de thèmes de recherche tels que :

- L'utilisation des méthodes simplifiées de dimensionnement des amortisseurs non linéaires dans le cas de tablier de ponts souples.
- Optimisation du nombre d'amortisseurs visqueux non linéaires à utiliser dans la conception parasismique de ponts dans le sens longitudinal ainsi que dans le sens latéral.

Références

- [1] M. J. N. e. S. F. Priestley, *Seismic design and retrofit of bridges*, 2 éd., Wiley-IEEE, 1996, p. 686.
- [2] W.-F. C. e. L. Duan, "Bridge Engineering Design", §2 Earthquake damage to Bridges, pp. , p 2,1 - 2,32..
- [3] A. K. M.-J. N. Étude paramétrique de la Jean-François Belleau, «Étude paramétrique de la réponse sismique des ponts».
- [4] M. M. KAHAN, *APPROCHES STOCHASTIQUES POUR LE CALCUL DES PONTS*, 1996.
- [5] N. M. R. DERBALa, «Influence de l'Effet de Site sur le Comportement Dynamique des Ponts,» 2017.
- [6] B. M. O., « Amortissement semi actif des structures flexibles. Thèse de Doctorat entre l'Université Tor Vergata et l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées,» 2006.
- [7] U. M. Djellouli L. Modélisation de système d'isolation parasismique pour le contrôle de la réponse dynamique des structures. Mémoire de Mastère en Génie Civil, «amed Khider – Biskra, Faculté des Sciences et de la Technologie,» 2012. .
- [8] S. T. O. S. a. L. M. Chang K., «Effect of Ambient Temperature on a Viscoelastically Damped Structure.,» *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 1992.
- [9] K. A., «The next generation of tuned mass dampers,» chez *Proc First World Conference on Structural Control*, 1994.
- [10] S. T. a. D. G.F, *Passive energy dissipation systems in structural engineering*, England: John Wiley & Sons Ltd, 1997.
- [11] M. B. a. L. H. Sadek F., *Single and Multiple tuned liquid dampers for seismic applications Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 1998, pp. 439-463.
- [12] C. F. a. F. C. Carneal JP., «Minimization of sound radiation from plates using adaptive tuned vibration absorbers.,» *Journal of Sound and Vibration*, p. 781–792, 2004.
- [13] D. H. Taylor, , *Design and Applications of Fluid Dampers in Structural Engineering*; Taylor Devices, : North Tonawanda, NY, USA, , , 2002.
- [14] M. Constantinou et M. Symans, *Experimental and Analytical Investigation of Seismic Response of Structures with Supplemental Fluid Viscous Damper* , NY, USA: s; NCEER: Bu□alo,, , 1992..
- [15] A. Ras et N. Boumechra, « Study of Nonlinear Fluid Viscous Dampers Behaviour in Seismic Steel Structures Design,» 2014.
- [16] M. M. Constantinou, «. Passive Fluid Viscous Damping System for Seismic Energy Dissipation.,» n° %1, 34, 185–206, 1992.
- [17] A. Lago, D. Trabucco et A. Wood, *Damping Technologies for Tall Buildings*, Amsterdam, The Netherlands, 2019.
- [18] A. Seleemah et M. Constantinou, *Investigation of Seismic Response of Buildings with Linear and Nonlinear Fluid Viscous Dampers*, NY, USA, 1997.
- [19] S. Infanti, H. Kang et M. Castellano, «Retrofit of Bridges in Korea Using Viscous Damper Technology.,» Canada, 1–6 August 2004.
- [20] S. Infanti, P. Papanikolas, G. Benzoni et M. R. Castellano, «Design and Full-Scale Testing of the Seismic Protection Device.,» Vancouver, BC, Canada, 1–6 August 2004.
- [21] S. Dargush, 1997.
- [22] J. Guerreiro, «Seismic Displacement Analysis of Bridges With Viscous Dampers Proceedings,» London, U.K, 2002.
- [23] D. P., « Considerations in the design of viscous dampers used to suppress windinduced vibration in high-rise buildings,» Leuven, Belgique, 2011.
- [24] A. A. & C. M. C. Sleemah, *Investigation of seismic response of structures of buildings with linear and nonlinear fluid viscous dampers National Centre for Earthquake Engineering Research.,* , University of Buffalo, N. .
- [25] L. -. B. E. -. C. S. -. Q. V. -. -. TY - JOURAU - Zoccolini, «Current Trends in Fluid Viscous

Dampers with Semi-Active and Adaptive Behavior,» 2023/09/15SP.

- [26] T. Guo, J. Xu, W. Xu et Z. Di, «Seismic Upgrade of Existing Buildings with Fluid Viscous Dampers: Design Methodologies and Case Study,» vol. 29, 2015.
- [27] D. Lee et D. Taylor, Viscous Damper Development and Future Trends, vol. 10, Struct. Des. Tall Build., 2001, p. 311–320.
- [28] M. Constantinou et M. Symans, Experimental Study of Seismic Response of Buildings with Supplemental Fluid Dampers, Struct. Des. Tall Build., 1993, p. 93–132. .
- [29] N. Makris, Y. Roussos, A. Whittaker et J. Kelly, «Viscous Heating of Fluid Dampers. II: Large-Amplitude Motions. »,» 1998.
- [30] N. Makris, «Viscous Heating of Fluid Dampers. I: Small-Amplitude Motions,» 1998.
- [31] L. He et G. Zheng, « Effect of Viscous Heating in Fluid Damper on the Vibration Isolation Performance.,» 2007.
- [32] C. (. C. f. Standardization), EN; Anti-Seismic Devices, Brussels, Belgium, 2009.
- [33] D'Alembert, Traité de Dynamique, 1743.
- [34] M. S. M.C. Constantinou, Experimental and Analytical Investigation of Seismic Response of Structures with Supplemental Fluid Viscous Dampers,, National Centre for Earthquake Engineering, Research,.
- [35] N. Kaczkowski, Master of Civil Engineering, Thesis, Développement des capacités de conception parasismique des ponts.
- [36] J.-S. Hwang, , “Seismic Design of Structures with Viscous Dampers”..
- [37] N. Armouti, Effect of dampers on seismic demand of short period structures in deep cohesion less sites, 2011, p. 192–205.
- [38] L. Guerreiro, Sistemas de Dissipação de Energia, Apuntes de Dinâmica e Engenharia Sísmica, Mestrado em Engenharia de Estruturas, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2006.
- [39] G. R. G. M. J. C. C. Labise, «Viscous and hysteretic damping – impact of capacity design violating in augmented structural systems,» p. pp. 23–30.
- [40] F. M. A. Vulcano, « Comparative study of seismic performance of frames using different dissipative braces 12th World Conference on Earthquake Engineering,» Auckland, New Zealand,, Sunday 30 January –Friday 4 February, 2000..
- [41] M. C. J. S. N. Markis, «Fractional derivative Maxwell model for viscous damper,» (1991).
- [42] M. C. N. Markis, « Model of viscoelasticity with complex order derivative,» *J. Struct. Eng. ASCE* 119 (7) , p. 1453–1464., (1993).
- [43] B. R. e. R. S. Trevor E. Kelly, “Seismic Isolation for Designers and Structural Engineers”,, pp. , p 207.
- [44] M. Symans et M. Constantinou, « Passive Fluid Viscous Damping System for Seismic Energy Dissipation.,» n° %1 34, 185–206, 1992,.
- [45] Maurer SOHNE , Tuned Mass and Viscous Dampers.
- [46] GERB, Tuned Mass Dampers for Bridges,.
- [47] Maurer Sohne , Tuned Mass and Viscous Dampers.
- [48] Maurer Sohne , MAURER Seismic Protection Systems as unique as the structures they protect.
- [49] Maurer Sohne , MAURER Seismic Protection Systems as unique as the structures they protect.
- [50] A. 82003, "Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Strassenbrücken", 2005.
- [51] Freyssinet, “Brochure dispositifs parasismiques”.
- [52] G. t. Sétra, “Appareils d’appui en élastomère fretté”.