

**Ecole Nationale Polytechnique**  
**Département de Génie Civil**  
**Laboratoire de Génie Sismique & Dynamique des Structures**

Mémoire de fin d'études  
En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Thème :

***Sur les méthodes d'analyse dynamique appliquées  
aux amortisseurs visqueux non linéaires:  
Evaluation et application au calcul des ponts***

Réalisé par :

***Nassima OUDAI***  
***Adel SMAOUI***

Proposé et dirigé par :

***Pr. B. TILIOUINE***

**Juin 2013**

## Remerciements

Nous remercions *ALLAH*, le Clément et le Miséricordieux pour nous avoir donné la force, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

Nous remercions infiniment nos chers parents pour nous avoir soutenus tout au long de notre formation et pour nous avoir encouragés tout au long de notre vie.

Nous tenons à remercier vivement notre directeur de thèse, le Pr. B. TILIOUINE pour le temps qu'il nous a consacré, ô combien précieux, pour son encadrement, ses conseils et tout le savoir qu'il nous a transmis.

Aussi, Nous remercions M. M. OUANANI pour toute l'aide qu'il nous a fourni durant notre travail et sa disponibilité.

Nous souhaiterions remercier le Pr. HAMOUTÉNE d'avoir contribué par sa grande expérience à enrichir notre travail.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'examiner notre travail.

Nous voudrions exprimer nos remerciements à tous ceux qui ont contribué à notre formation, des classes primaires à ce jour.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement, qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

## *Dédicaces*

*En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste travail :*

*A Mes chers parents*

*A mes frères, Larbi, Rafik et Ahmed*

*A mes grands parents*

*A ma belle-sœur Hayet*

*A mes cousines Zoulikha et sa filles Hind, Amel et son fils Aymen,  
Soumeya, Asma et Lila*

*A tous mes amis Mounia, Chahrazed, Lydia, Lyna, Manel, Nihad,  
Majdouline et Zineb*

*A mon collègue Adel*

*A tous ceux qui ont contribué à ma formation*

*Nassima OUDAI*

## *Dédicaces*

*En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste travail :*

*A mes chers parents*

*A mon unique sœur, Nada*

*A mes deux chers frères, Mouhou et Samir*

*A Lilia*

*A ma collègue Nassima et tous mes amis*

*A tous ceux qui ont contribué à ma formation*

*Adel SMAOUI*

## ملخص

قدمت خلال هذه الدراسة استراتيجية تصميم زلزالي تستند على استخدام أجهزة التخميد اللزج غير الخطية للجسور. على الرغم من أن هذه الأجهزة تتطلب عمليات حسابية معقدة بواسطة التحليل الديناميكي الزماني، توجد طرق مبسطة تسمح بتقدير أولي لخصائص هذه الأجهزة، و بل حتى تسمح بتقدير نهائي في ظل ظروف معينة. هذه الطرق هي: طريقة النظام الأوربي للبناء، الطريقة الخطية وطريقة الطاقة. الحساب المبسط أقيم بواسطة تطبيق تم تطويره في إطار هذا العمل لدراسة جسر منتظم و جسر آخر بعطالة متغيرة. إضافة إلى هذا، أقيمت دراسة مقارنة بين نموذج من هذه الجسور من دون مخمدات و آخر بواسطة مخمدات. دراسة نتائج التحليل الديناميكي الزماني الدقيق سمحت بتقييم الطرق المبسطة من جهة، والحصول على تخفيضات معتبرة في انتقال مقطع الجسر وكذلك قوى القص و العزوم المؤثرة على قاعدة المسند من جهة أخرى. هذا التخفيض يمكننا من إقتصاد المواد المستعملة في إنشاء المسند .

**مفاتيح:** مخمدات لزجة، غير الخطية، عطالة متغيرة، الطرق المبسطة، التحليل الديناميكي الزماني

## Résumé

Une conception parasismique basée sur l'utilisation des amortisseurs visqueux non linéaires pour ponts est proposée dans la présente étude. Bien que ces dispositifs nécessitent un calcul complexe par analyse dynamique temporelle, il existe des méthodes simplifiées permettant de pré-dimensionner, voir dimensionner les amortisseurs sous certaines conditions. Il s'agit de la méthode de l'Eurocode, de linéarisation et celle de l'énergie. Le calcul simplifié est conduit par une application qui a été développé dans le cadre de ce travail pour l'étude d'un pont dalle régulier et d'un pont caisson à inertie variable. Une étude comparative a été établie entre une variante de ces ponts sans amortisseurs et une autre avec amortisseurs. L'examen des résultats de l'analyse dynamique temporelle exacte a permis d'une part, d'évaluer la performance des méthodes simplifiées et de constater des réductions considérables sur les déplacements du tablier ainsi que sur les efforts tranchants et moments agissant à la base des piles d'autre part. Cette réduction est synonyme d'économie sur la section de béton ainsi que celle des aciers de la pile.

**MOTS-CLÉS:** Amortisseurs visqueux, non linéaire, inertie variable, méthodes simplifiées, analyse dynamique temporelle.

## Abstract

A seismic design based on the use of nonlinear viscous dampers for bridges is proposed in this study. Although those devices require a complex analysis by nonlinear time method, simplified methods existed for not only pre-designing, but also designing dampers under certain conditions. These methods are: the Eurocode method, the linearization method and the energy method. The simplified design is conducted by an application that was developed as part of this work for the study of a regular slab bridge and a bridge box with variable inertia. A comparative study was made between a model of those bridges without dampers and another model with dampers. The study of the results of the exact nonlinear time analysis allows in one hand to evaluate the performance of simplified methods and to notice significant reductions in displacements of the deck of the bridges and the shear forces and moments acting on the basis of bents in the other hand.

**KEYWORDS:** viscous dampers, nonlinear, variable inertia, simplified methods, nonlinear time analysis.

# Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre 1 : généralités</b>	
1 Vulnérabilité sismique des ponts :.....	2
1.1 Selon l'élément qui semble être la cause principale des dommages du pont :..	2
1.1.1 Risques relatif au sol de fondation ou au remblai d'accès :.....	2
1.1.2 Risques relatif à la configuration du pont: .....	3
1.1.3 Risque relatif aux dommages structurels :.....	3
1.1.4 Risque relatif aux fondations de l'ouvrage :.....	6
1.2 Selon le type de pont :.....	6
1.2.1 Les ponts à poutres :.....	6
1.2.2 Les ponts-cadres et ponts à béquilles :.....	7
1.2.3 Ponts-arc :.....	7
1.2.4 Ponts à haubans :.....	8
2 Risque sismique en Algérie :.....	8
3 Stratégie de conception parasismique des ponts :.....	10
3.1 Conception élastique ou à ductilité limitée :.....	10
3.2 Conception ductile :.....	11
3.3 Conception basée sur le principe d'isolation sismique et l'utilisation de dispositifs amortisseurs :.....	12
<b>Chapitre 2 : dispositifs parasismiques</b>	
1 Introduction :.....	13
2 Les appareils d'appui :.....	13
2.1 Les appareils d'appui en élastomère :.....	13
2.1.1 L'élastomère fretté.....	13

2.1.2	L'élastomère fretté avec noyau de plomb.....	14
2.1.3	L'isolateur à amortissement élevé (HDR) :.....	15
2.2	Appareils d'appui à pot :.....	16
2.2.1	Les appareils d'appui glissants :.....	17
2.2.2	L'appareil glissant à surface plane :.....	17
2.2.3	L'appareil glissant pendulaire (FPS) :.....	17
3	Connecteurs : transmetteurs de chocs :.....	18
3.1	Description :.....	18
3.2	Performances :.....	19
3.3	Loi de comportement:.....	19
3.4	Fonctionnement interne :.....	19
4	Amortisseurs visqueux non-linéaires :.....	20
4.1	Notions sur la dissipation d'énergie sismique :.....	20
4.2	Description :.....	21
4.3	Performance de la technologie :.....	21
4.4	Propriétés mécanique spécifiques :.....	21
4.5	Loi de comportement :.....	21
4.6	Influence du paramètre $\alpha$ :.....	22
4.7	Fonctionnement interne :.....	22
5	Amortisseurs ressorts précontraints.....	23
5.1	Description :.....	23
5.2	Loi de comportement :.....	24

### **Chapitre 3: Spectres réglementaires**

1	Elaboration d'un spectre de réponse :.....	26
2	RPOA :.....	28
2.1	Classification des ponts, zones et sols :.....	28
2.1.1	Classification des ponts :.....	28

2.1.2	Classification des zones :.....	29
2.1.3	Classification des sols :.....	29
2.2	Spectre de réponse élastique :.....	29
2.3	Combinaison des actions de calcul :.....	31
3	Eurocode 8 :.....	31
3.1	Classification des ponts, zones et sols :.....	31
3.1.1	Classification des ponts :.....	31
3.1.2	Classification des zones :.....	32
3.1.3	Classification des sols :.....	32
3.2	Spectre de réponse élastique :.....	32
3.3	Combinaisons sismiques de calcul :.....	35

## **Chapitre 4 : Méthodes simplifiées**

1	Introduction :.....	36
2	Méthode de l'Eurocode 8-2 § 7.5.4 :.....	36
2.1	Définition :.....	36
2.2	Déroulement de la méthode :.....	37
3	Méthode de linéarisation stochastique et déterministe (Kahan):.....	43
3.1	Linéarisation stochastique:.....	43
3.2	Linéarisation Déterministe :.....	47
3.3	Validation de l'approche :.....	47
4	Méthode basée sur l'énergie dissipée par les amortisseurs :.....	53
4.1	Définition de la méthode :.....	53
4.2	Déroulement de la méthode :.....	53

## **Chapitre 5 : Analyse dynamique temporelle**

1	Introduction:.....	58
2	Entrée sismique avec accélérogrammes :.....	58
2.2	Caractérisation d'un accélérogramme :.....	58

2.3 Nature des accélérogrammes :.....	59
2.4 Choix du type d'accélérogrammes :.....	59
3 Analyse dynamique temporelle :.....	59
3.1 Intégration pas à pas :.....	60
2.2 Théorie de calcul pas à pas avec la correction de Newmark:.....	61
2.2.1 Introduction :.....	61
2.2.2 Principe de la méthode :.....	62
2.3 L'analyse dynamique temporelle par superposition modale :FNA.....	63

## **Chapitre 6 : Investigation numériques**

2.3.1 Introduction :.....	63
2.3.2 Principes de la méthode :.....	63
1 Introduction :.....	66
2 Développement d'une application de calcul simplifié :.....	66
3 Outil de calcul dynamique temporel non linéaire :.....	68
4 Cas d'étude N°1 - Pont dalle :.....	70
4.1 Présentation de l'ouvrage :.....	70
4.2 Résultat du calcul avec les méthodes simplifiées :.....	72
4.3 Calcul dynamique temporelle non linéaire :.....	73
4.3.1 Modèle 1D :.....	74
4.3.2 Modèle 3D :.....	76
4.4 Comparaison et interprétation des résultats :.....	82
4.4.1 Evaluation des méthodes simplifiées par rapport à la méthode dynamique exacte :.....	82
4.4.2 Evaluation de la réponse du pont dans le cas d'un modèle sans amortisseurs et d'un modèle avec amortisseurs :.....	83
5 Cas d'étude N° 2 - Pont caisson à inertie variable partiellement isolé :.....	84
5.1 Présentation de l'ouvrage :.....	84

5.2	Justification des conditions d'appuis – Pont partiellement isolée:.....	86
5.3	Calcul par méthodes simplifiées :.....	87
5.4	Modélisation à 3D du pont :.....	87
5.5	Étude comparative du modèle 3D avec et sans amortisseurs :.....	89
6	Interprétation des résultats :.....	93
	<b>Conclusion générale</b> .....	<b>95</b>
	<b>Annexes</b> .....	<b>97</b>

## Liste des tableaux :

Tableau 1.1 : Principaux séismes aux quels a été exposé l'Algérie.....	9
Tableau 2.1 : comparaison entre les différentes techniques d'isolation.....	25
Tableau 3.1 : coefficient d'accélération de zone A.....	30
Tableau 3.2 : valeur de T1, T2 et S pour la composante horizontale.....	31
Tableau 3.3 : coefficient d'importance.....	33
Tableau 3.4 : accélération de référence.....	33
Tableau 3.5 : paramètre du sol S.....	33
Tableau 4.1 : variation de h en fonction de $\alpha$ .....	47
Tableau 6.1 : tableau des valeurs de $\alpha$ et $\beta$ à prendre en considération.....	68
Tableau 6.2 : résultats du calcul par la méthode de l'Eurocode.....	72
Tableau 6.3 : résultats du calcul par la méthode de Kahan.....	73
Tableau 6.4 : résultats du calcul par la méthode de l'énergie.....	73
Tableau 6.5 : déplacement du tablier du modèle 1D sans amortisseur.....	75
Tableau 6.6 : Force et déplacements maximaux pour le modèle 1D avec amortisseurs (amortisseur équivalent).....	76
Tableau 6.7 : Force et déplacements maximaux pour le modèle 1D avec amortisseurs (pour un seul amortisseur).....	76
Tableau 6.8 : déplacement du tablier du modèle 3D sans amortisseurs.....	78
Tableau 6.9 : Efforts dans la base de la pile du modèle 3D.....	79
Tableau 6.10 : Force et déplacements maximaux pour le modèle 3D avec amortisseurs (un seul amortisseur).....	81
Tableau 6.11 : effort à la base de la pile du modèle 3D.....	82
Tableau 6.12 : tableau comparatif 1D : méthode simplifiées-méthode exacte.....	83
Tableau 6.13 : tableau comparatif 3D : méthodes simplifiées-méthode exacte.....	83
Tableau 6.14 : comparaison des efforts à la base d'une pile d'un modèle sans amortisseurs et un autre équipé d'amortisseurs.....	84
Tableau 6.15 : calcul par méthodes simplifiées des caractéristiques des amortisseurs.....	87

Tableau 6.16 : forces maximales agissant sur un seul amortisseur.....	89
Tableau 6.17 : comparaison des déplacements, vitesses et accélérations des modèles avec et sans amortisseurs.....	90
Tableau 6.18 : comparaison des efforts à la base d'une pile des modèles avec et sans amortisseurs.....	90

## Table des figures :

Figure 1.1 : Effondrement d'un viaduc lors du séisme de Kobe (1995) en raison de la liquéfaction du sol.....	3
Figure 1.2 : Tassements généralisés causés par la liquéfaction du sol autour de la dalle de fondation sur pieu d'une pile de pont, Kobe(1995).....	3
Figure 1.3 : Chutes des blocs.....	3
Figure 1.4 : Glissements de terrain.....	3
Figure 1.5 : Effondrement du tablier d'un pont préfabriqué lors du tremblement de terre de Taiwan en 1995.....	3
Figure 1.6 : Déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'un piler à Kobe en 1995.....	3
Figure 1.7 : Poinçonnement du tablier d'un pont sous l'effet de la composante verticale lors du séisme de Loma Prieta (USA,1989).....	4
Figure 1.8 :Rupture des piles par cisaillement lors du séisme de Chi-Chi (Taiwan 1999).....	4
Figure 1.9 : Endommagement des piles lors du séisme de Northridge((USA,1994).....	4
Figure 1.10 : Ruine de piles de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en 1995.....	5
Figure 1.11 : tassements faibles derrière la culée d'un pont-route à Boumerdès, 2003.....	5
Figure 1.12 : joints de chaussée endommagés après le tremblement de terre à Taiwan en 1999.....	5
Figure 1.13 : Endommagement des piles Costa Rica(1990).....	6
Figure 1.14 : pont-arc en pierres naturelles endommagé lors du tremblement.....	7
Figure 1.15 : Appui longitudinal arraché, sur la culée.....	8
Figure 1.16 : Carte sismotectonique du nord de l'Algérie.....	10
Figure 1.17 : Formation d'une rotule plastique dans le cas d'une conception ductile...11	
Figure 1.18 : Pont isolé équipé de dispositifs amortisseurs-viaduc d'Aiton(France)....12	
Figure 2.1 : Constitution type d'un appareil en élastomère fretté.....	14
Figure 2.2 : Schéma d'appui élastomère fretté à cœur de plomb.....	14

Figure 2.3 : comportement élastique.....	15
Figure 2.4 : comportement plastique.....	15
Figure 2.5 : loi de comportement des dispositifs élastoplastique.....	15
Figure 2.6 : loi de comportement du (HDR).....	16
Figure 2.7 : schématisation des composantes de l'appareil à pot.....	16
Figure 2.8 : Schématisation d'un système pendulaire à une ou deux surfaces de glissement .....	17
Figure 2.9 : loi de comportement d'un dispositif pendulaire.....	18
Figure 2.10 : schématisation d'un connecteur sismique.....	18
Figure 2.11 : loi de comportement d'un connecteur.....	19
Figure 2.12 : schématisation du fonctionnement en service.....	19
Figure 2.13 : schématisation du fonctionnement sous sollicitations rapides.....	20
Figure 2.14 : schématisation d'un amortisseur hydraulique visqueux.....	21
Figure 2.15 : loi de comportement de l'amortisseur visqueux pur.....	22
Figure 2.16 : relation force/vitesse d'un amortisseur visqueux.....	22
Figure 2.17 : schématisation du fonctionnement en service.....	23
Figure 2.18 : schématisation du fonctionnement sous sollicitations rapides.....	23
Figure 2.19 : schéma du dispositif à ressort précontraint.....	24
Figure 2.20 : loi de comportement du dispositif à ressort précontraint.....	24
Figure 3.1 : oscillateur simple.....	26
Figure 3.2 : Elaboration d'un spectre de réponse.....	28
Figure 3.3 : spectre de réponse élastique-composante horizontale- 5% d'amortissement.....	29
Figure 3.4 : spectre de réponse élastique horizontal pour les zones de sismicité 2à4 pour les classes de sol A à E.....	34
Figure 3.5 : spectre de réponse élastique horizontal pour la zone de sismicité 5 pour les classes de sol A à E ( $\xi=5\%$ ).....	34
Figure 4.1 : caractéristiques équivalentes des dispositifs amortisseurs.....	37

Figure 4.2 : organigramme : méthode de l'Eurocode8 appliquée à l'Eurocode.....	40
Figure 4.3 : organigramme : méthode de l'Eurocode8 appliquée au RPOA.....	42
Figure 4.4 : Boucle d'hystérésis pour un oscillateur à un degré de liberté.....	43
Figure 4.5 : la différence entre l'approche stochastique et l'approche déterministe..	48
Figure 4.6 : organigramme : méthode de linéarisation appliquée à l'Eurocode.....	50
Figure 4.7 : organigramme : méthode de linéarisation appliquée au RPOA.....	52
Figure 4.8 : organigramme : méthode de l'énergie appliquée à l'Eurocode.....	55
Figure 4.9 : organigramme : méthode de l'énergie appliquée au RPOA.....	57
Figure 5.1 : enregistrement de Loma Pierta de 1989 à San Francisco California.....	59
Figure 6.1 : interface graphique de l'application de dimensionnement simplifié des amortisseurs visqueux non linéaires.....	67
Figure 6.2 : fenêtre de l'analyse dynamique temporelle par intégration directe.....	69
Figure 6.3 : fenêtre de l'analyse temporelle par superposition modale.....	70
Figure 6.4 : dimensions du pont dalles.....	71
Figure 6.5 : Accélérogramme généré à partir du spectre horizontal de l'Eurocode pour le sol C.....	74
Figure 6.6 : Modèle 1D.....	74
Figure 6.7 : Modèle 1D avec amortisseur.....	75
Figure 6.8 : Modèle 3D du pont dalle.....	77
Figure 6.9 : Modélisation des néoprènes sur CSiBridge.....	77
Figure 6.10 : Modélisation des appuis glissants sur CSiBridge.....	78
Figure 6.11 : Détail de la modélisation des amortisseurs.....	79
Figure 6.12 : Modélisation des amortisseurs sur CSiBridge.....	80
Figure 6.13 : description du pont de mascara : (a)Vue générale (b) Section transversale de voussoirs(c) section des piles.....	85
Figure 6.14 : Modélisation 3D du pont équipé d'amortisseurs.....	88
Figure 6.15 : Détail de la modélisation des amortisseurs.....	88

Figure 6.16 : Accélérogramme généré à partir du spectre élastique horizontal des RPOA pour le sol C.....	89
Figure 6.17 : loi de comportement de l'amortisseur visqueux non linéaire.....	91
Figure 6.18 : variation non linéaire de la force en fonction de la vitesse d'un amortisseur $CV^\alpha$ .....	91
Figure 6.19 : Comparaison entre les déplacements en fonction du temps du pont avec et sans amortisseurs.....	92
Figure 6.20 : Comparaison entre les vitesses en fonction du temps du pont avec et sans amortisseurs.....	92
Figure 6.21 : comparaison entre les accélérations en fonction du temps du pont avec et sans amortisseurs.....	93

## Introduction :

L'évaluation du risque sismique impose de considérer des sollicitations parfois importantes. Différentes stratégies de conception parasismique existent, permettant de faire face à ce phénomène, chacune se distingue par un comportement spécifique du pont sous chargement sismique de telle sorte à atténuer les efforts induits. 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 la présente étude, nous proposons une stratégie basée sur l'introduction des amortisseurs visqueux non linéaires dans la conception parasismique des ponts. Bien que l'utilisation de ces derniers soit un procédé couramment utilisé en Europe, aux Etats Unis ou encore en Chine et au Japon, cette technologie est très peu utilisée dans la conception parasismique en Algérie et son utilisation commence à être timidement incorporée à travers certains grands projets dont l'étude technique est confiée à des entreprises étrangères, d'où notre intérêt de contribuer à la vulgarisation de cette technologie en Algérie, un pays à grand risque sismique et en plein développement de son réseaux routier et ferroviaire, en proposant des solutions à la fois performantes et économiques.

## Objectifs du PFE:

- Présenter et appliquer les méthodes simplifiées de dimensionnement des amortisseurs visqueux non linéaires.
- Etablir une analyse dynamique temporelle non linéaire par accélérogrammes.
- Evaluer la performance des méthodes simplifiées par rapport à la méthode dynamique temporelle exacte.
- Etude de l'effet des dispositifs antisismiques sur le comportement d'un modèle de pont équipé d'amortisseurs visqueux non linéaires par rapport à un autre modèle sans amortisseurs.

*Chapitre 1*  
***Généralités***

## **1 Vulnérabilité sismique des ponts :**

Sous l'effet des vibrations du sol dus à l'action sismique, les ponts seront susceptibles de subir des déplacements aussi bien dans le sens horizontal que le sens vertical. Dans le cas de faible sismicité, la composante verticale du séisme peut être absorbée sans dommages par le pont, du fait que celui-ci est dimensionné en premier lieu pour supporter des charges verticales, tel que son poids propre et les différentes charges d'exploitation. Cependant, les forces sismiques agissant dans le sens horizontal risquent d'entraîner des sollicitations plus importantes que toutes les autres actions agissant sur le pont, c'est pourquoi la cause principale impliquée dans l'effondrement des ponts demeure incontestablement l'action sismique. En outre, la vulnérabilité des ponts est plus importante dans le sens longitudinal que dans le sens transversal.

Contrairement au cas d'un bâtiment où la modélisation peut se faire à travers un modèle Brochette, à l'aide d'une console verticale avec des masses concentrées au niveau des planchers, les ponts se distinguent par un tablier reposant sur plusieurs appuis, de rigidités différentes faisant ainsi du problème relatif aux déplacements une contrainte de conception aussi importante que le problème relatif à l'action sismique. En raison des mouvements rapides du sol, les éléments porteurs d'un pont oscillent d'une manière non synchrone, donnant naissance à des déplacements des différents appuis du pont. Ainsi, les distances entre ces appuis peuvent augmenter ou diminuer périodiquement.

L'expérience nous a montré que des dommages parfois très sévères et causant la mise hors service peuvent toucher plusieurs structures de ponts importants, c'est le cas des tremblements de terre de Northridge (Californie, 1994) et de Kobé (Japon, 1997). Ainsi, l'analyse de ces dommages sismiques causés aux ponts lors de séismes passés, a permis aux experts d'estimer certains aspects comportementaux typiques et d'en tirer des enseignements importants afin de mieux adapter la tenue des ouvrages d'art face aux séismes. Nous pouvons établir plusieurs classifications selon les critères considérées pour l'identification des dommages de ponts. Nous présenterons ci-après deux classifications, la première prend en compte comme critère l'élément qui semble être la cause principale des dommages du pont, alors que la seconde présente les dégâts qui sont le plus susceptible d'apparaître lors d'un séisme selon le type de pont. [2]

### **1.1 Selon l'élément qui semble être la cause principale des dommages du pont :**

#### **1.1.1 Risques relatif au sol de fondation ou au remblai d'accès :**

Les constats post-sismiques effectués dans le passé ont mis le point sur l'influence des conditions du site sur le comportement des ponts. Plusieurs problèmes ont été énumérés, il s'agirait en premier lieu du risque de liquéfaction des sols et les phénomènes associés tel que la perte de résistance des couches, étalements latéral, tassement post-sismique. Ceci

risquerait d'augmenter les sollicitations des fondations profondes dues à la réduction ou à la perte totale de réaction du sol, ou à des déformations imposées par le passage des ondes, sachant que les fondations profondes sont le choix préconisés pour la construction de ponts. En second lieu, il a été observé des tassements excessifs en raison de la densification ou la dégradation des propriétés cycliques des sols dans le temps. Ajouté à cela les effets induits par le sol, à savoir les glissements de terrain, les éboulements, la rupture de failles sismotectoniques actives.



Figure 1.1 : Effondrement d'un Viaduc lors du séisme de Kobe (1995) en raison de la liquéfaction du sol [2]



Figure 1.2: Tassements généralisés causés par la liquéfaction du sol autour de la dalle de fondation sur pieu d'une pile de pont, Kobe (1995) [2]

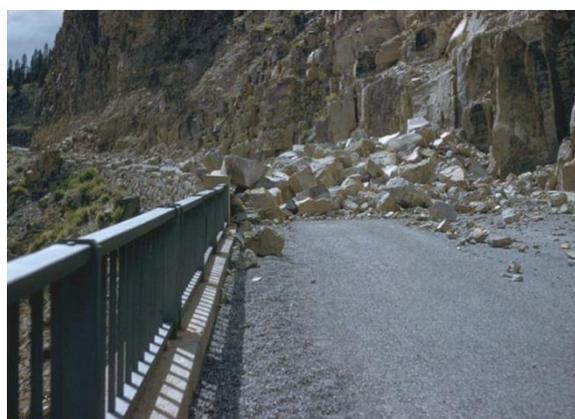


Figure 1.3 : Chutes des blocs [2]

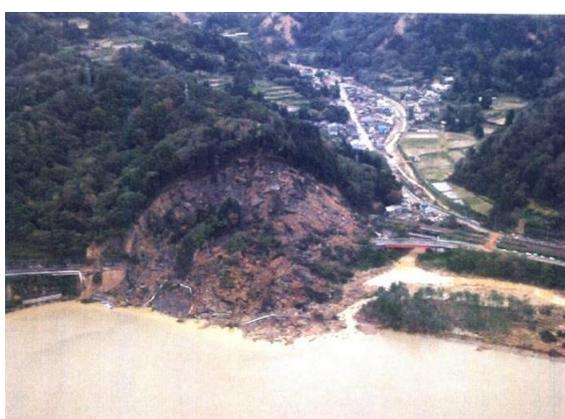


Figure 1.4 : Glissements de terrain [2]

### 1.1.2 Risques relatif 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 importants que les piles longues caractérisées par plus de flexibilité.



Figure 1.5: Effondrement du tablier d'un pont préfabriqué lors du tremblement de terre de Taiwan en 1995 [2]

### 1.1.3 Risque relatif aux dommages structurels :

#### 1.1.3.1 Les dommages liés aux déplacements des tabliers et des appuis :

Pièce maîtresse de tout type de ponts, un tablier sous l'effet de son poids propre et des charges d'exploitation qu'il supporte est soumis aux forces d'inertie qui surgissent lors de l'action sismique, entraînant des déplacements importants des appareils d'appuis, voir provoquer leurs échappements. D'autres phénomènes peuvent compromettre la sécurité de l'ouvrage, il s'agit des déplacements d'appuis, c'est-à-dire les piles et les culées, ou encore les déplacements différentiels non synchrones des têtes de piles. La figure suivante illustre un déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'un pilier à Kobe en 1995, provoquant ainsi une redistribution des charges sur les appuis. En outre, la figure d'après met l'accent sur un autre type de dommages que peut subir un tablier, il est question du poinçonnement de ce dernier sous l'effet de la composante verticale. [2]



Figure 1.6 : Déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'un pilier à Kobe en 1995 [2]



Figure 1.7 : Poinçonnement du tablier d'un pont sous l'effet de la composante verticale lors du séisme de Loma Prieta (USA, 1989) [2]

### 1.1.3.2 Les dommages liés à l'infrastructure du pont :

Soumis en permanence aux charges appliquées aux ponts, les piles sont les éléments structurels appelés à se maintenir en service le plus longtemps qui soit et de la meilleure manière, car la rupture d'une seule pile provoquerait quasi-certainement la rupture du tablier engendrant la mise hors service du pont. Les risques auxquels sont exposés ces éléments sont dus essentiellement aux ruptures fragiles de certains éléments en raison du manque de ductilité ou de confinement du béton. D'une manière plus détaillée, les dommages provoqués proviennent d'une insuffisance des longueurs d'ancrage ou de recouvrement ou en raison du flambement des aciers longitudinaux.



Figure 1.8 : Rupture des piles par cisaillement lors du séisme de Chi-Chi (Taiwan, 1999) [2]



Figure 1.9 : Endommagement des piles lors du séisme de Northridge (USA, 1994) [2]

Autre source de dégâts, il s'agit de la rupture des zones d'encastrement ou bien la rupture par flexion ou par effort tranchant.



Figure 1.10 : Ruine de piles de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en 1995 [2]

Les culées à leurs tours peuvent être endommagées par des tassements des fondations, du remblai arrière et de la dalle de transition. Des tassements dans la zone de transition à l'arrière des culées peuvent être rapidement égalisés comme le montre la figure suivante de Boumerdès en 2003 (Magnitude  $M_w = 6,7$ ).



Figure 1.11 : Tassements faibles derrière la culée d'un pont-route à Boumerdès, 2003 [17]

### 1.1.3.3 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.



Figure 1.12 : Joints de chaussée endommagés après le tremblement de terre à Taiwan en 1999 [2]

### 1.1.4 Risque relatif aux fondations de l'ouvrage :

En dehors du phénomène de liquéfaction des sols, la probabilité de rupture des fondations au cours d'un tremblement de terre demeure relativement faible. En cas de liquéfaction, le sol perd de sa capacité portante, subirait des tassements post-sismiques et risquerait même de subir des glissements, entraînant ainsi l'augmentation des sollicitations agissant sur les fondations. La figure 1.13 illustre la rotation d'une culée suite au phénomène de liquéfaction.

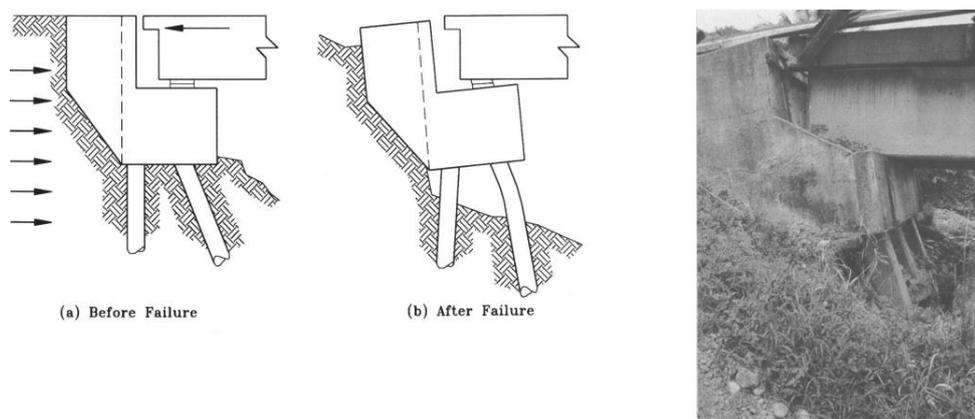


Figure 1.13 : Endommagement des piles Costa Rica (1990) [2]

## 1.2 Selon le type de pont :

### 1.2.1 Les ponts à poutres :

Le cas typique de dommage aux ponts-poutres est la chute du tablier en raison de zones d'appui trop courtes dans le sens longitudinal. Les ponts constitués d'une poutre simple, comme les ponts à poutres préfabriquées, sont particulièrement sujets à l'effondrement du tablier lors de séismes. Les poutres continues peuvent également s'effondrer aux culées, aux articulations Gerber ou aux joints de dilatation sur des piles intermédiaires.

L'effondrement de tabliers conduit en général à des dommages corporels et à la ruine totale du pont occasionnant une longue interruption du trafic jusqu'à ce que le pont soit réparé ou remplacé. Si les poutres ne tombent que des appuis sur le banc d'appui, le pont peut souvent être remis en place avec des moyens limités. Il peut surtout dans ce cas être remis en fonction assez rapidement avec des appuis provisoires.

Le deuxième cas typique de dommage aux ponts-poutres est l'endommagement des piles, qui peut aller jusqu'à l'effondrement. Cela concerne avant tout les piles en béton armé dimensionnées de manière conventionnelle, avec une quantité d'armatures transversales faible, respectivement un grand espacement des étriers par rapport aux sections des armatures longitudinales. La ruine intervient par une rupture fragile sous l'effort cyclique combiné du moment, de l'effort tranchant et de l'effort normal. Pour les piles en acier, des instabilités dangereuses peuvent survenir dans le pourtour de la pile.

Elles peuvent conduire à une rupture fragile sans dissipation d'énergie significative par déformation plastique.

Des piles intermédiaires relativement courtes sont particulièrement exposées au danger, car d'une part en raison de leur grande rigidité elles encaissent les forces horizontales des éléments porteurs du pont, et d'autre part elles présentent, en raison de leur faible hauteur, un rapport défavorable des sollicitations entre efforts tranchants et moments qui conduit souvent à une rupture fragile par cisaillement.[1]

### 1.2.2 Les ponts-cadres et ponts à béquilles :

Les ponts-cadres monolithiques se caractérisent par un comportement parasismique en général favorable. Ils n'ont pas les points faibles typiques des ponts-poutres tels qu'appuis, articulations Gerber, zones d'appui insuffisantes. Les dommages possibles sont dus à des déplacements des fondations ou à des torsions, ainsi qu'à des tassements des remblais de chaussée de part et d'autre du pont. Les ponts-cadres possédant des parois latérales relativement hautes peuvent être menacés par la pression accrue du sol de la même manière que les grands murs de soutènement. Les ponts à béquilles peuvent être classés sur le plan du comportement parasismique entre les ponts-poutres et les ponts-cadres.

### 1.2.3 Ponts-arc :

Les ponts-arc sont dotés d'une rigidité longitudinale relativement élevée et réagissent de manière sensible aux déplacements relatifs des naissances des arcs. Suite à des secousses sismiques, les deux fondations sont stimulées de manière asynchrone. L'allongement et le raccourcissement cycliques de la travée de l'arc qui en résultent peut provoquer des dommages, allant de la chute des pierres en clef de voûte, comme par exemple sur la figure ..... , jusqu'à l'effondrement de l'arc. Pour les ponts-arc avec tablier surélevé, il y a danger d'effondrement du tablier comme pour les ponts-poutres.



Figure 1.14 : pont-arc en pierres naturelles endommagé lors du tremblement [2]

### 1.2.4 Ponts à haubans :

Les ponts haubanés présentent en général des formes de l'oscillation fondamentale caractérisées par des périodes de vibration relativement grandes dans les sens longitudinal et transversal. Ils peuvent être amenés à osciller avec une grande amplitude lors de séismes importants. Cela peut conduire à la chute du tablier aux culées ou à l'endroit de joints intermédiaires. De plus, le tablier peut heurter les pylônes. Plusieurs ponts haubanés de grande envergure ont été soumis à de très importants mouvements de terrain lors du tremblement de terre de Kobe en 1995. Ils ont résisté au séisme sans grands dommages, avant tout parce qu'ils ont été placés, en tant qu'ouvrages particulièrement importants, dans une classe d'ouvrage supérieure; à ce titre, ils ont été dimensionnés et construits selon les concepts modernes du génie parasismique pour supporter un séisme de dimensionnement de l'ampleur correspondante. Dans quelques cas, il y a eu des dommages aux appuis et aux ancrages des haubans. Lors du séisme de Chi-Chi à Taiwan en 1999, le premier cas mondial de dégât majeur sur un pont haubané suite à un séisme a été observé. L'élément porteur du pont de Gi-Lu long de 240 m a heurté la culée, ce qui a provoqué des dommages majeurs; en particulier, un hauban a été détruit.



Figure 1.15 : Appui longitudinal arraché, sur la culée [3]

## 2 Risque sismique en Algérie :

Le séisme est la principale catastrophe d'origine naturelle à laquelle est exposée l'Algérie. Cette activité sismique se caractérise par des séismes modérés parfois violents comme ceux d'Alger de 1365, 1716, Oran 1790, Blida 1825, Orléanville 1954, El Asnam 1980, Constantine, 1985, Tipasa 1989, Mascara 1994, Ain Temouchent 1999 et Zemmouri 2003. Elle concerne essentiellement la partie tellienne comprise entre l'Atlas Saharien et le littoral méditerranéen. Cette sismicité est associée à la collision entre les deux plaques tectoniques Afrique et Eurasie. Ces plaques se rapprochent à une

vitesse de l'ordre de 6 millimètres par an, ce qui génère une accumulation importante de contraintes. Lorsque ces contraintes deviennent trop fortes, certaines failles peuvent être mises en mouvement. Le déplacement rapide des bords de la faille génère alors des ondes sismiques qui se propagent jusqu'à la surface. C'est ainsi que les séismes se produisent en général au niveau de la frontière entre plaques. Pour le cas de l'Algérie cette frontière qui sépare l'Afrique de l'Eurasie traverse l'Algérie d'Ouest en Est et c'est le long de cette frontière que les séismes algériens se produisent. Le tableau-1 résume les principaux séismes aux quels a été exposé l'Algérie alors que la figure 16 présente une cartographie du nord de l'Algérie suite au tremblement terre de Boumerdes de 2003, le dernier séisme majeur qui a secoué l'Algérie. [17]

<b>Localité</b>	<b>Date</b>	<b>Magnitude ou Intensité</b>	<b>Dégâts</b>
<b>Alger</b>	03/01/1365	Fort	Plusieurs victimes, avec 100 répliques dans la même nuit
<b>Alger - Mitidja</b>	03/02/1716	X	20000 morts, Alger détruite
<b>Oran</b>	09/10/1790	IX-X	2000 morts ressenti à Malte
<b>Blida</b>	02/03/1825	X	7000 morts destruction de Blida peu de dégâts à Alger
<b>Jijel</b>	22/08/1856	X	Raz de Marée le long du littoral d'Alger à Annaba.
<b>Orléanville</b>	09/09/1954	6.7	1243 morts et 20000 habitations détruites
<b>M'Sila</b>	12/02/1946	5.6	264 morts et 1000 maisons détruites
<b>El Asnam</b>	10/10/1980	7.3	2633 morts, 8369 blessés, 348 Disparus, des milliers sinistrés
<b>Mascara</b>	18/08/1994	5.7	171 morts et plusieurs habitations détruites
<b>Ain Temouchent</b>	22/12/1999	5.7	28 morts et plusieurs habitations détruites
<b>Zemmouri</b>	21/05/2003	6.8	Plus de 2200 morts et des milliers de personnes sinistrées

Tableau 1.1 : Principaux Séismes aux quels a été exposé l'Algérie [17]

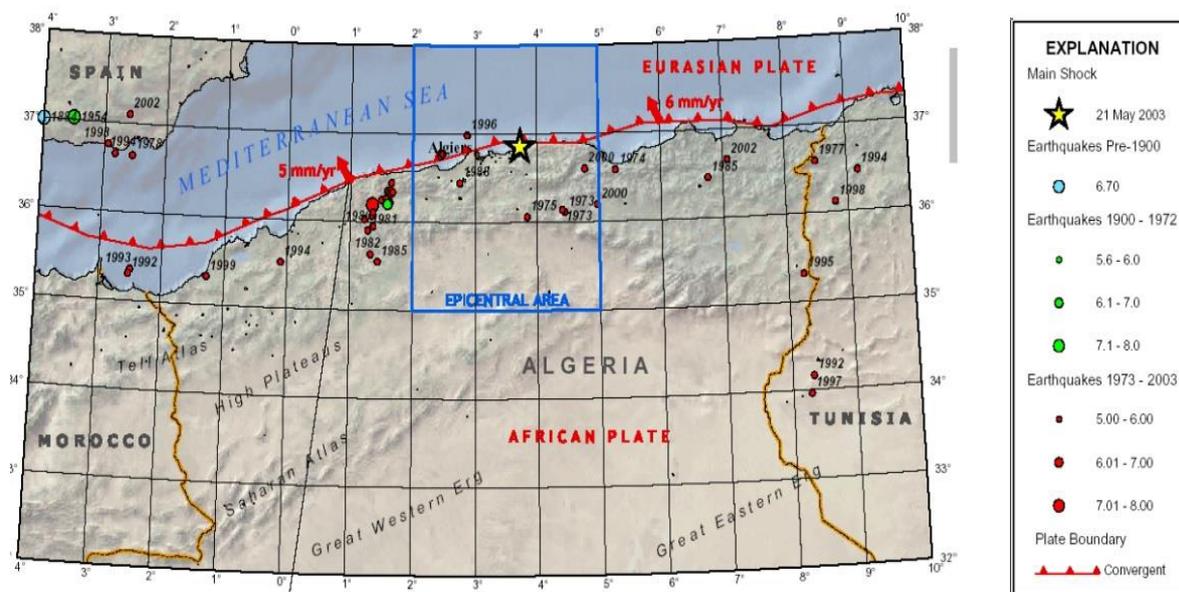


Figure 1.16 : Carte sismotectonique du nord de l'Algérie [17]

### 3 Stratégie de conception parasismique des ponts :

Différentes stratégies de conception parasismique existent permettent de faire face au phénomène sismique, chacune se distingue par un comportement spécifique du pont sous chargement sismique de telle sorte à diminuer les efforts induits. Dans le paragraphe qui suit, nous exposerons trois types de conceptions citées dans l'Eurocode 8-2. Ces philosophies de constructions impliquent des méthodes d'analyse différentes, mais également des conséquences variables en termes de performance et de niveau d'endommagement sismique. Il s'agit respectivement des conceptions dites « élastique », « ductile » ou basée sur les principes d'isolation sismique et d'amortissement. De coûts sensiblement différents, ces trois types de conception conduisent aussi à des comportements sous séisme bien distincts et il appartient donc au maître d'ouvrage, en fonction du contexte (sismicité, valeur attribuée à l'ouvrage, aspects stratégiques, organisation des secours) de se prononcer en faveur de l'une ou l'autre.[3]

#### 3.1 Conception élastique ou à ductilité limitée :

La conception élastique consiste à dimensionner la structure de telle façon que les matériaux constitutifs restent dans leur domaine élastique de comportement. Aucune réparation post-sismique n'est en principe à prévoir. Avantagieuse dans les zones peu sismiques, cette première conception s'avère en revanche généralement d'un coût prohibitif dans les régions où le risque sismique est plus élevé. La notion de ductilité limitée élargit cette conception au-delà du comportement idéalement élastique, en autorisant des incursions limitées dans le domaine plastique des matériaux. Typiquement, on observe que ces incursions limitées correspondent à peu

près aux limites conventionnelles ELU au sens des anciennes règles de calcul de béton armé françaises (BAEL), soit 3,5% 0 pour le béton et 10% 0 pour l'acier.[3]

### 3.2 Conception ductile :

La conception dite « ductile » consiste au contraire à autoriser des incursions dans le domaine plastique de comportement des matériaux dans certaines parties de l'ouvrage afin de dissiper de l'énergie et diminuer les niveaux d'efforts transmis au reste de la structure. Ces zones dissipatives doivent être choisies par le concepteur pour être facilement accessibles et réparables. Dans la plupart des cas, il s'agira de la partie inférieure des piles. Il convient de noter que contrairement à la conception précédente, un certain niveau d'endommagement est ici accepté, voire même recherché, qui optimise la réponse dynamique de la structure, mais peut conduire à des travaux de réparation non négligeables à la suite d'un tremblement de terre majeur. En pratique, le choix d'une conception ductile doit toujours s'accompagner de l'application du principe de dimensionnement en capacité. Ce principe consiste à majorer la résistance vis-à-vis des types ou localisations d'endommagement non prévus par un coefficient dit de sur-résistance ou surcapacité. Dans le cadre de ce dimensionnement, les efforts pris en compte sont imposés par un schéma statique correspondant à une situation où toutes les rotules sont plastifiées et donc où les capacités de résistance maximale effectives des rotules sont supposées atteintes. Ce principe permet d'assurer une hiérarchie appropriée des résistances des divers composants structuraux (principe de zones « fusibles »), de manière à conduire à la configuration voulue des rotules plastiques et pour éviter les modes de rupture fragile. Plus concrètement, il s'agit de surdimensionner la résistance à l'effort tranchant et la résistance en flexion des zones situées en dehors des rotules plastiques prévues, par rapport à un schéma de contrainte dans la structure imposé par la plastification de ces mêmes rotules (capacité résistante maximale des rotules atteintes). [3]

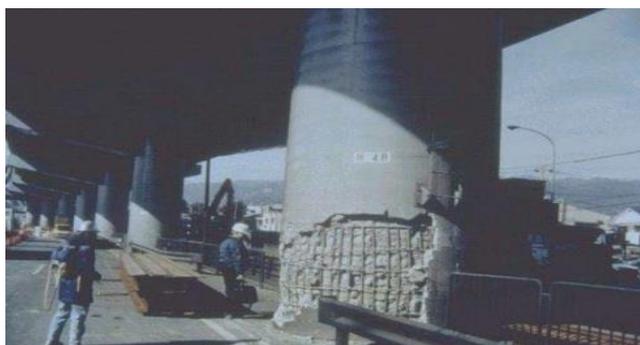


Figure 1.17 : Formation d'une rotule plastique dans le cas d'une conception ductile [3]

### 3.3 Conception basée sur le principe d'isolation sismique et l'utilisation de dispositifs amortisseurs :

Le troisième et dernier type de conception décrit dans l'Eurocode 8-2, basé sur le principe d'isolation sismique et l'utilisation de dispositifs amortisseurs, combine les avantages des deux solutions précédentes : la quasi-totalité de l'énergie du tremblement de terre est filtrée par les isolateurs ou absorbée dans des appareils mécaniques externes à la structure jouant la fonction d'amortisseurs tandis que les éléments structurels de l'ouvrage ne subissent en théorie aucun dégât et les matériaux restent dans leur domaine élastique de comportement. En cas de séisme majeur, les dispositifs amortisseurs sont facilement inspectés et remplacés si nécessaire. En contrepartie, les calculs de dimensionnement sont très complexes et nécessitent des outils puissants (calculs dynamiques non-linéaires). Enfin, le coût important des dispositifs antisismiques et la difficulté des calculs associés réserve généralement leur utilisation aux zones où l'aléa sismique est très important et/ou aux ouvrages à caractère exceptionnel en termes de dimensions ou d'enjeu socio-économiques. Avant leur installation, la pérennité de leurs caractéristiques mécaniques est garantie par des essais en laboratoire effectués selon les recommandations de la norme NF EN 15129 "Dispositifs antisismiques". Pour assurer leur bon fonctionnement tout au long de la vie de l'ouvrage, il est capital de procéder à des opérations d'inspection et de maintenance périodiques. [3]

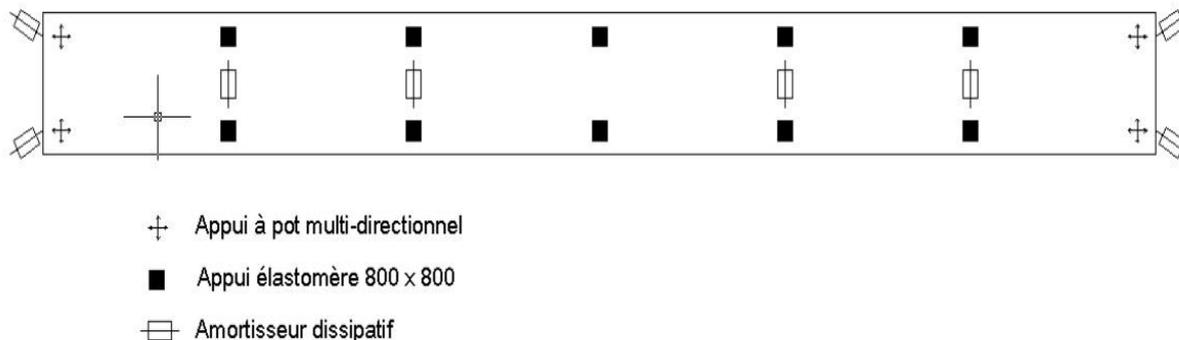


Figure 1.18 : Pont isolé équipé de dispositifs amortisseurs - Viaduc d'Aiton (France) [3]

*Chapitre 2*

***Dispositifs antisismiques***

## 1 Introduction :

Les dispositifs existants dans le domaine du génie civil peuvent être classés selon les méthodes de contrôle en trois familles, dispositifs de contrôle passif, actif et semi-actif ; Le contrôle passif 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 de dispositif de contrôle.

Dans notre étude nous nous intéressons particulièrement aux dispositifs passifs qu'on peut classer en trois catégories, appareils d'appui, connecteurs et amortisseurs visqueux non-linéaire.

## 2 Les appareils d'appui :

Le comportement des dispositifs d'isolation permet, certes, de diminuer les sollicitations sismiques reprise par la structure, mais crée un déplacement résiduel assez important. C'est pourquoi il s'avère intéressant d'y incorporer un mécanisme de recentrage automatique. Dans l'éventualité où le système de recentrage s'avèrerait trop complexe à mettre en place, il est tout de même plus facile de réparer une structure isolée, dont les déformations sont concentrées dans les isolateurs, qu'une structure conventionnelle dont les éléments structuraux seraient déformés dans leur domaine plastique.

L'énergie sismique peut être dissipée de trois façons : les appareils à haut amortissement, la friction ou la déformation hystérétique des matériaux. Les auteurs précisent que la forme d'amortissement la plus populaire est celle basée sur la déformation hystérétique du plomb. car c'est le concept le mieux maîtrisé par les ingénieurs. On trouve trois catégories de systèmes d'isolation qui sont :

Les appareils en élastomère.

Les appareils à pot.

Les systèmes glissant basés sur la friction.

### 2.1 Les appareils d'appui en élastomère :

Il existe trois types d'isolateurs en élastomère :

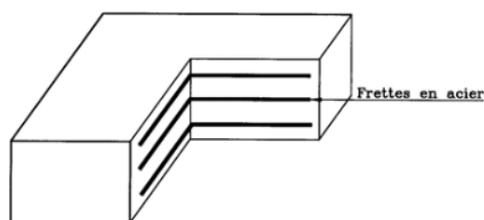
L'élastomère fretté ;

L'élastomère fretté avec noyau de plomb ;

L'élastomère fretté à amortissement élevé.

#### 2.1.1 L'élastomère fretté (classique) :[4]

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement par adhésion pendant la vulcanisation. L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte (cf. figure 2.1)



**Figure 2.1 :** Constitution type d'un appareil en élastomère fretté [4]

Il se caractérise principalement par :

Son module de cisaillement ( $G$ ), de valeur nominale conventionnelle de 0.9MPa sauf spécification contraire.

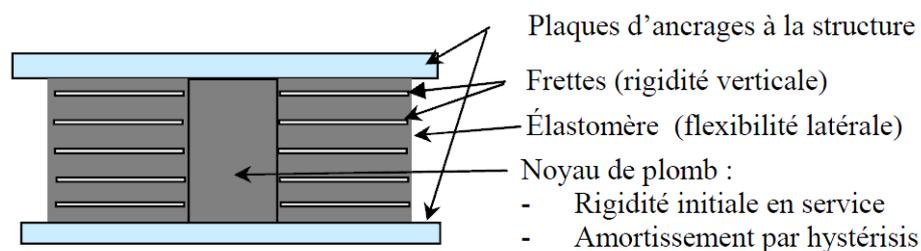
Le taux d'amortissement du système qui varie considérablement avec le type et l'épaisseur du produit. On retient un taux de 5% pour un isolateur standard, l'amortissement peut atteindre les 10% pour des isolateurs de caractéristiques géométriques plus importantes.

- **Performances :**

Le système fonctionne par le découplage de la structure vis-à-vis des mouvements du sol en intercalant un élément de rigidité horizontale faible entre le tablier et la pile. L'efficacité de l'appareil n'est pas produite par la dissipation d'énergie, mais par la dynamique du dispositif qui permet d'obtenir une diminution des efforts sismiques au prix de plus grand déplacement.

**2.1.2 L'élastomère fretté avec noyau de plomb : [18]**

La deuxième catégorie d'appui élastomère est le LRB (Robinson, 1982). (cf. figure 2.2) Ce système regroupe la capacité de reprise de charges verticales, de flexibilité horizontale, et d'amortissement en une seule unité. C'est donc un appui élastomère fretté standard à qui on ajoute un noyau de plomb central pour fournir un moyen supplémentaire de dissipation d'énergie.



**Figure 2.2 :** schéma d'appui élastomère fretté à cœur de plomb [18]

Le noyau de plomb a une capacité d'absorption d'énergie qui réduit les déplacements latéraux de l'isolateur. En règles générales, la limite élastique du plomb est relativement faible, soit d'environ 10 à 11 MPa en cisaillement.

- **Performances :**

Le plomb a un comportement quasi parfaitement élastoplastique, alors que l'élastomère a un comportement linéaire-élastique. Le processus entrelace simultanément des phases de récupération et de recristallisation permettant de restaurer les propriétés mécaniques du plomb. Les propriétés de fatigue du plomb ont été étudiées par Kelly (1972,1977) et Skinner (1975)

### - Loi de comportement :

Les dispositifs à cœur de plomb engendrent sous déplacements horizontaux une courbe d'hystérésis qui se caractérise par la combinaison d'un comportement élastique linéaire du matériau élastomère avec hystérésis élastoplastique d'un noyau de plomb en cisaillement (cf. figure 2.3 ; 2.4 et 2.5)

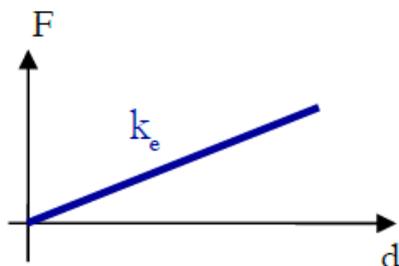


Figure 2.3 : comportement élastique

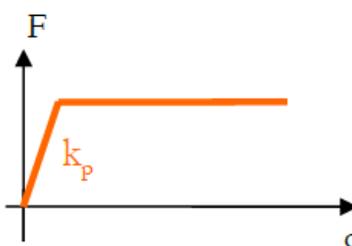


Figure 2.4 : comportement plastique

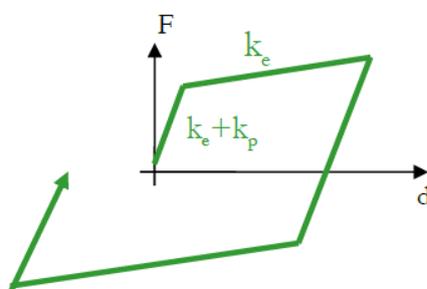


Figure 2.5 : loi de comportement des dispositifs élastoplastique [8]

La capacité de l'appareil à dissiper de l'énergie peut être estimée par l'aire définie par les boucles d'hystérésis. Cette aire dépend des paramètres des matériaux tels que la rigidité de l'élastomère et du noyau de plomb, l'effort de plastification, les déformations atteintes, ect...

### 2.1.3 L'isolateur à amortissement élevé (HDR) :

Ces dispositifs ont à la fois la capacité d'augmenter la période naturelle de la structure et de dissiper l'énergie de manière relativement importante afin de limiter le déplacement. Ces appareils peuvent donc résister à de très grandes déformations en cisaillement. Cependant, par leur propriété de fort amortissement, ces dispositifs sont relativement volumineux et difficiles à installer.

#### - Loi de comportement de l'élastomère à haut amortissement :

Les appareils d'appui à amortissement élevé sont réalisés avec un composant élastomérique spécifique qui arrive à fournir un amortissement compris entre 10% à 20%. Ces propriétés sont fonction de la technique de vulcanisation du caoutchouc et du processus de durcissement. La loi de comportement du dispositif montre la formation de grandes boucles d'hystérésis qui caractérise bien la bonne capacité de dissipation d'énergie (cf. figure 2.6)

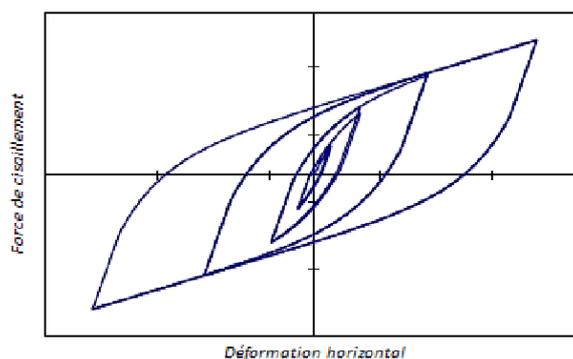


Figure 2.6 : loi de comportement du HDR [19]

## 2.2 Appareils d'appui à pot :[20]

Ce sont des appareils en élastomère confiné. Ils ont une grande capacité de mouvement une ou deux directions horizontales avec un faible coefficient de frottement et sans effort de rappel élastique. Il possède aussi une grande capacité de rotation avec une très haute résistance aux charges dynamiques. Il existe trois types d'appareils à pot : libre, guidé et fixe. (cf. figure 2.7)

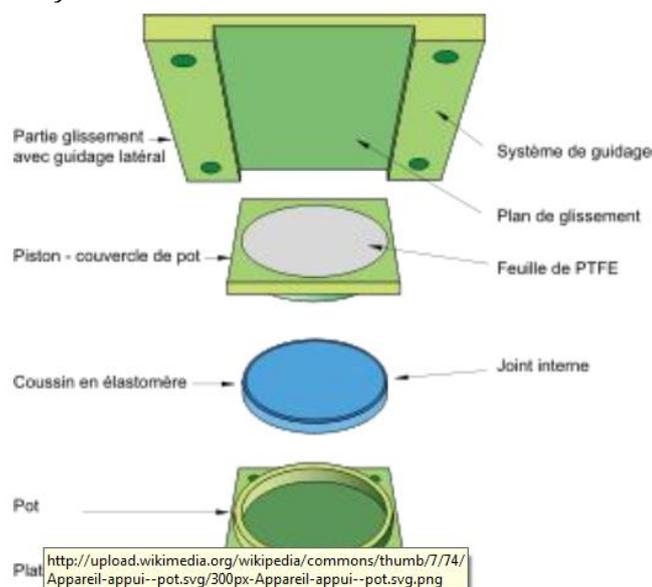


Figure 2.7 : schématisation des composantes de l'appareil d'appui à pot [20]

le système dispose d'un coussin cylindrique d'élastomère dans un pot et qui reçoit la charge par l'intermédiaire d'un piston formant le couvercle. L'élastomère ne peut se déformer qu'à volume constant ce qui lui permet de transmettre des charges élevées et d'autoriser les rotations imposées par la structure.

### - Principe de fonctionnement :

Ce système est capable de reprendre des descentes de charges et des déplacements élevés sous un encombrement limité. Les capacités courantes vont de 5 000 à 30 000 KN. Cependant, il nécessite une mise en œuvre rigoureuse d'un niveau inhabituel, et le procédé de fabrication fait que leur coût reste relativement élevé en comparaison avec les appareils d'appui standards.

### 2.2.1 Les appareils d'appui glissants :

Ces dispositifs sont caractérisés par une insensibilité à la fréquence d'excitation sismique.

Cela est dû à la tendance du système glissant à réduire et à répandre l'énergie sur une large gamme de fréquences. Il existe deux types d'isolateurs glissants : les systèmes à surface plane et ceux à forme sphérique.

#### 2.2.2 L'appareil glissant à surface plane :[4]

Les systèmes à surface horizontale isolent le tablier des mouvements sismiques en lui permettant de glisser sur ses appuis grâce à une interface à faible résistance en friction. Le glissement intervient lorsque la force sismique dépasse la résistance maximale développée par le frottement. Une petite quantité d'énergie sismique est donc dissipée sous forme de chaleur par le phénomène de frottement. La conception du mécanisme de glissement se fait à l'aide d'une plaque en acier inoxydable reposant sur une face de l'appareil d'appui, sur laquelle est adhésivée une feuille de polytétrafluoroéthylène (PTFE).

Les valeurs du coefficient de frottement varient de 3 à 8% suivant les pressions usuelles de contact.

#### 2.2.3 L'appareil glissant pendulaire (FPS) :[5]

Le concept de glissement peut être également obtenu avec le concept d'appui pendulaire (cf. figure 2.8) (Zayas, 1990). Comme pour le système à surface plane, le FPS agit uniquement lorsque la force sismique dépasse la valeur de frottement statique. Néanmoins pour ce type d'appareil, on néglige le frottement de manière à obtenir une équation de mouvement similaire à celle d'un pendule.

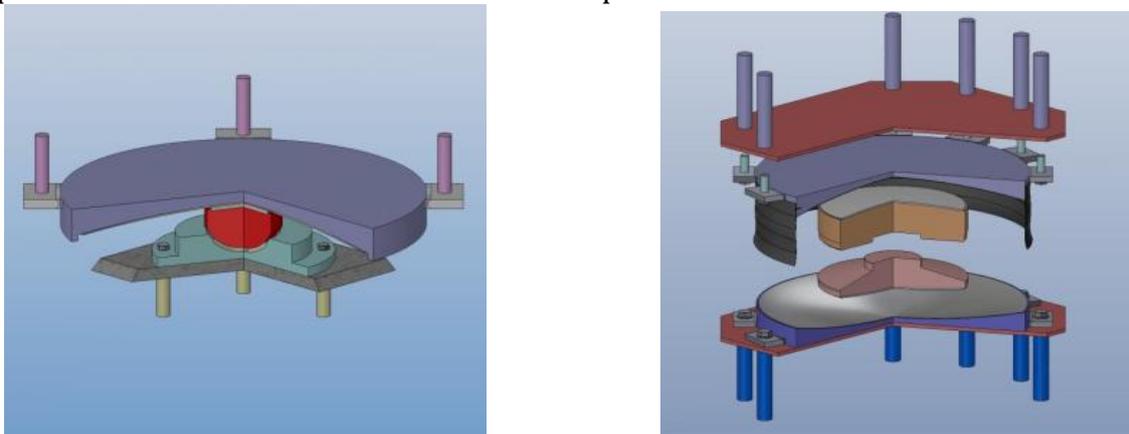


Figure 2.8 : Schématisation d'un système pendulaire à une ou deux surfaces de glissement [5]

#### - Principe de fonctionnement :

Le rayon de courbure du système détermine la période naturelle de la structure. La surface concave fait le barycentre de la masse est toujours confondu avec celui des raideurs de la structure, il n'y a donc aucun effet de torsion. Le déplacement dépend fortement du nombre de surface de glissement du système, un dispositif à deux surfaces aura un déplacement divisé par deux par rapport à un dispositif à une seule surface.

#### - Loi de comportement :

Le système pendulaire permet de réduire les actions horizontales en augmentant de la flexibilité latérale entre la pile et le tablier. Sa loi de comportement se définit par la force de frottement et la force de rappel créée par sa forme concave. Elle s'apparente à un modèle bilinéaire (cf. figure 2.9).

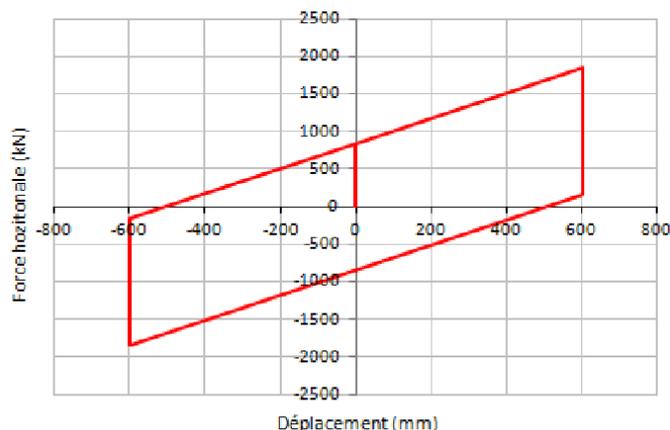


Figure 2.9 : loi de comportement d'un dispositif pendulaire.[5]

Le coefficient de frottement de l'appareil dépend d'un certain nombre de facteurs, dont les plus importants sont la surface de glissement, la pression exercée sur le PTFE et la vitesse de déplacement. Le coefficient moyen de frottement à faible vitesse de 5% et peut décroître jusqu'à 2%.

### 3 Connecteurs : transmetteurs de chocs :

Les connecteurs assurent une liaison rigide entre le tablier et les piles lors des déplacements rapides dus aux séismes. Ils favorisent la répartition des efforts sismiques horizontaux entre l'ensemble des éléments où ils sont disposés.

Le transmetteur de chocs sismiques ressemble beaucoup à un dispositif de dissipation d'énergie, mais son comportement est fondamentalement différent car son rôle n'est pas d'amortir mais de bloquer. En effet, contrairement aux amortisseurs, le connecteur va encaisser une énergie dissipée négligeable (Pritchard, 1996).[17]

#### 3.1 Description :

L'appareil est généralement constitué d'un cylindre rempli d'un fluide spécifique dans lequel se déplace une tige munie d'un piston. Une valve dotée de plusieurs orifices calibrés permet la communication des deux chambres internes séparées par le piston (point de régulation).

L'appareil se présente sous la forme suivante :

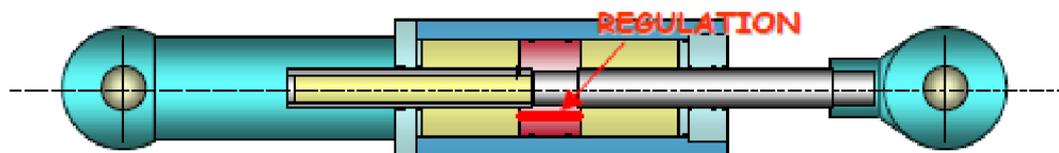


Figure 2.10 : schématisation d'un connecteur sismique [6]

La résistance du système face aux forces sismiques est créée par le cisaillement du fluide lorsqu'il traverse le point de régulation. Ce sont le diamètre des orifices et la viscosité du fluide qui vont déterminer si le système agit comme un amortisseur visqueux ou un transmetteur de chocs sismiques (Maillette, & Ladicani, 2003).

De plus, on note que le connecteur offre une limite de résistance, c'est-à-dire qu'au dessus d'une certaine force, sa réaction n'augmente plus. Cela permet de limiter la sollicitation transmise aux éléments d'appui auxquels le système est fixé.

### 3.2 Performances :

Les transmetteurs de chocs sont particulièrement avantageux pour la réhabilitation des ponts, car ces ouvrages ne sont pas conçus pour résister aux forces sismiques élevées prescrites par les normes actuelles. La mise en place de connecteurs entre le tablier et les appuis permet de mobiliser la résistance de ces éléments en cas de séismes, et ainsi d'augmenter la résistance horizontale globale de la structure (Pritchard, 1996).

### 3.3 Loi de comportement:

Par le biais de tests sous sollicitations dynamiques alternées, on tire la loi de comportement en service normal et sous séisme (cf. figure 2.11). Lors des sollicitations rapides, on remarque que le système réagit presque instantanément. La pente de cette courbe en vitesse rapide montre que le système possède une raideur interne quasi infinie. Cela justifie la capacité du dispositif à transmettre les chocs sismiques. A contrario, pour des mouvements lents (dilatation thermiques, retrait, fluage), la force transmise par le dispositif est presque nulle. Pour des vitesses lentes, les déplacements enregistrés correspondent à la déformation élastique du connecteur et restent limités à quelques millimètres.

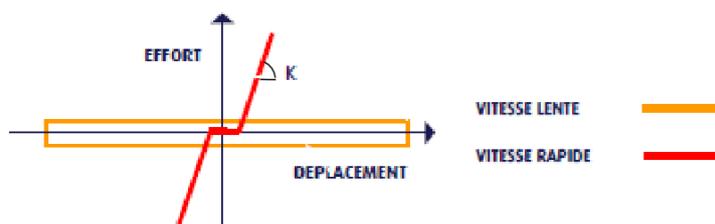


Figure 2.11 : loi de comportement d'un connecteur [6]

### 3.4 Fonctionnement interne :

En situation de service, le connecteur est soumis à des mouvements lents. La tige et le piston de l'appareil se déplacent donc sous une faible vitesse. Ceci permet au fluide de passer d'une chambre à l'autre sans contrainte (cf. figure 2.12).

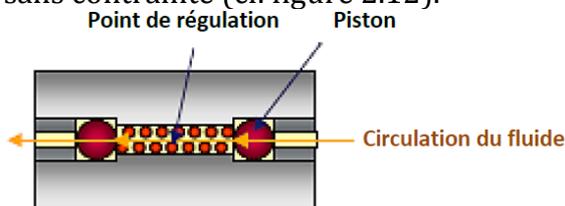


Figure 2.12 : Schématisation du fonctionnement en service [6]

Sous sollicitations rapides, le point de régulation est obstrué par le piston, interdisant ainsi tout passage de fluide donc tout mouvement relatif des structures auxquelles le connecteur est fixé (cf. figure 2.13)

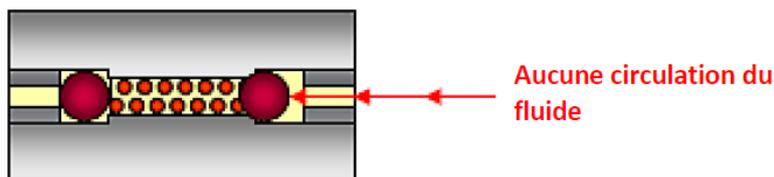


Figure 2.13 : Schématisation du fonctionnement sous sollicitations rapides [6]

Les transmetteurs de chocs sismiques possèdent les avantages suivants :

- Transmission d'efforts de forte intensité
- Mouvement limités aux déformations des piles en cas de séisme
- Répartition des efforts horizontaux sismiques sur les piles équipées
- Simplification des équipements (appareils d'appui, joint de dilatation)

## 4 Amortisseurs visqueux non-linéaires :

La conception parasismique à l'aide d'amortisseurs visqueux non-linéaires permet de concentrer la dissipation d'énergie au sein d'appareils externes et de réduire considérablement les sollicitations sismiques reprises par la structure. Il existe différents types de dispositifs amortisseurs utilisables pour le renforcement sismique des ponts : amortisseur à frottement, amortisseur élastoplastique et amortisseur hydraulique. Les recherches se sont volontairement concentrées sur les amortisseurs hydrauliques à fluides visqueux, puisqu'à l'heure actuelle, se sont les plus performants.

### 4.1 Notions sur la dissipation d'énergie sismique :

Les sollicitations sismiques peuvent être clairement illustrées par l'examen de l'énergie. En effet, l'événement d'une structure répondant à un mouvement sismique est décrit en utilisant l'équation de l'énergie absolue (Uang et Bertero, 1988) :

$$E_l = E_k + E_s + E_h + E_d$$

Avec :

- $E_l$ , énergie d'entrée du séisme
- $E_k$ , énergie cinétique
- $E_s$ , énergie de déformation élastique
- $E_h$ , énergie hystérétique des matériaux de la structure
- $E_d$ , énergie dissipée par les amortisseurs visqueux non-linéaire

Une structure qui subit des oscillations possède de l'énergie cinétique. Celle-ci va donc produire un travail de déformation qui, si les déformations imposées ne peuvent être absorbées par la structure, devient un travail de rupture. La quantité d'énergie stockée croît avec l'importance des déformations élastiques. Les déformations élastiques étant réversibles, le stockage l'est aussi et à chaque cycle d'oscillation, l'énergie non dissipée est reconvertie en énergie cinétique pour rappeler la structure à sa position d'origine.

Dans la conception parasismique ductile, la plupart de l'énergie structurelle repose sur le terme d'énergie hystérétique qui résulte des déformations plastiques. Pour éviter les risques d'endommagement de la structure, le terme est augmenté. Les amortisseurs visqueux non-linéaires sont donc utilisés à cet effet, sous réserve d'être bien dimensionnés. Ces appareils maîtrisent les accélérations et les déplacements de la structure en réponse à celles du sol. En somme, l'amélioration de la capacité d'absorption d'énergie ne vise pas à l'augmentation de la résistance des éléments

structuraux, mais limite plutôt les contraintes induites par les sollicitations sismiques pour les restreindre au domaine élastique.[3]

## 4.2 Description :

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 :

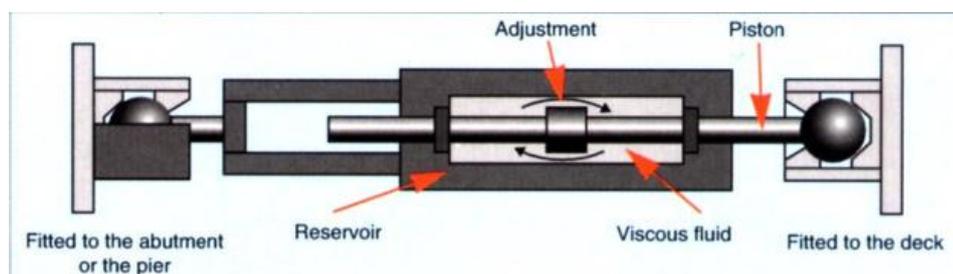


Figure 2.14 : Schématisation d'un amortisseur hydraulique visqueux [21]

## 4.3 Performance de la technologie :

Grace 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.

## 4.4 Propriétés mécanique spécifiques :

Depuis que le comportement visqueux pur peut être formé en forçant le passage d'un fluide à travers de petits orifices (Soong et Constantinou, 1994), les amortisseurs visqueux ont été largement utilisés dans la conception parasismique. Seleemah et Constantinou (1997) ont donné un modèle mathématique approprié pour décrire le comportement des amortisseurs à fluide visqueux non linéaire par la relation entre la force d'amortissement, la constante d'amortissement et la vitesse, peut s'écrire :

$$F_D = C|V|^\alpha \cdot \text{sgn}(V)$$

Où  $\alpha$  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.

## 4.5 Loi de comportement :

L'amortisseur visqueux engendre sous des sollicitations dynamiques importantes une courbe d'hystérésis qui dépend principalement du paramètre exposant ( $\alpha$ ). 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 2.15). La capacité de l'appareil à dissiper de l'énergie peut être estimée par l'aire définie par les boucles d'hystérésis.

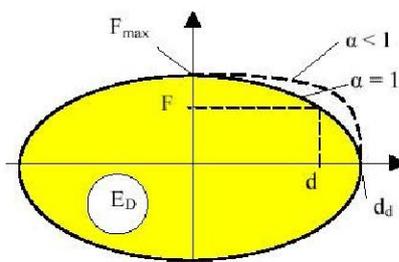


Figure 2.15 : loi de comportement de l'amortisseur visqueux pur [3]

#### 4.6 Influence du paramètre $\alpha$ :

Pour une constante d'amortissement  $C$  donnée, la relation force/vitesse pour un exposant ( $\alpha$ ) variable entre 0,2 et 2,0 se comporte comme suit :

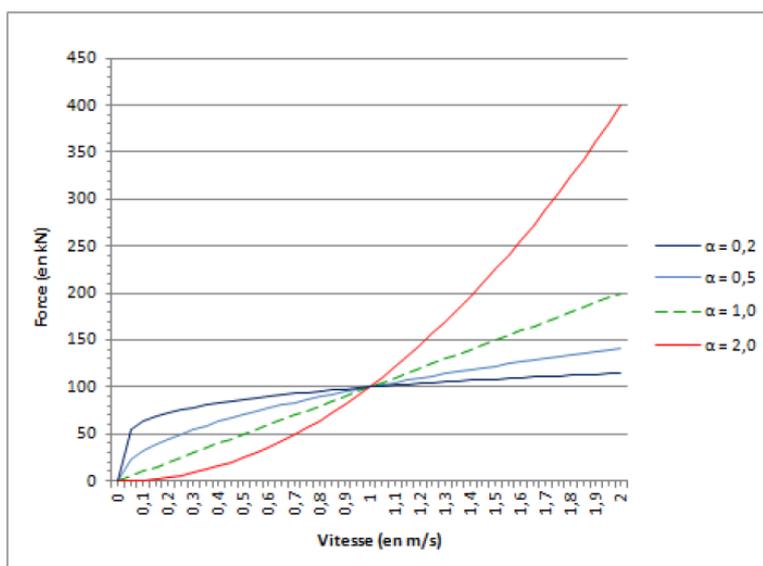


Figure 2.16 : relation force/vitesse d'un amortisseur visqueux [3]

Le graphique ci-dessus montre l'évolution de la relation force/vitesse pour quatre types d'amortisseurs visqueux. La courbe verte définit un amortisseur linéaire, les courbes bleues caractérisent un amortisseur non-linéaire et la courbe rouge représente un amortisseur qui pourrait s'apparenter à un bloqueur.

#### 4.7 Fonctionnement interne :

En situation de service, il n'y a pas de résistance appréciable puisque les mouvements relatifs sont lents. La pression interne reste quasi-nulle, le fluide peut donc passer d'une chambre à l'autre sans contrainte (cf. figure 2.17)

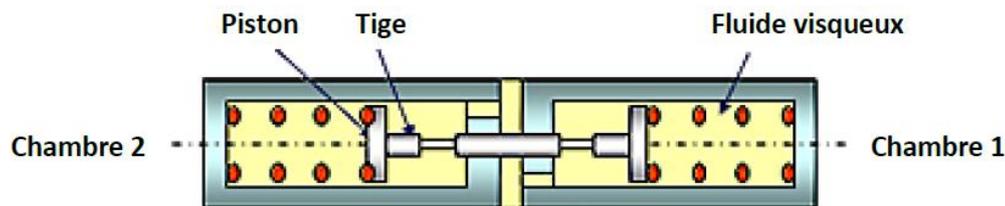


Figure 2.17 : Schématisation du fonctionnement en service[20]

Sous l'action dynamique, le principe de fonctionnement consiste à contraindre le fluide à passer alternativement d'une chambre à l'autre, entraînant ainsi une perte de charge qui se convertit en chaleur (cf. figure 2.18)

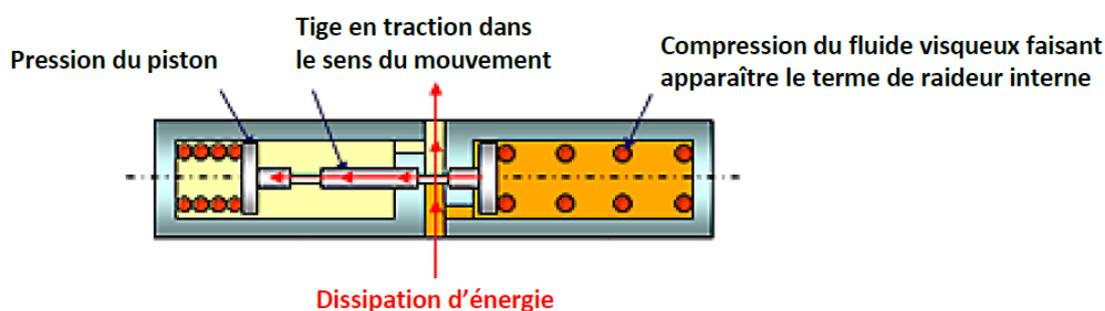


Figure 2.18 : Schématisation du fonctionnement sous sollicitations rapides [7]

## 5 Amortisseurs ressorts précontraints : (cf. figure 2.20)

L'amortisseur à ressort précontraint (PDS) a pour but d'assurer, dans un sens d'action donné et lorsqu'il est interposé entre deux structures, 3 actions :

En service, il se comporte comme une liaison rigide entre les deux structures dans le sens d'action. Il y a donc blocage des déplacements.

Sous d'importantes sollicitations dynamiques, le PDS se comporte comme l'association en parallèle d'un ressort et d'un amortisseur dissipateur d'énergie dans le sens d'action.

Après la fin du séisme, le PDS assure le repositionnement automatique des deux structures. Il y a donc recentrage de la structure.

### 5.1 Description :

Le PDS se présente sous la forme d'un cylindre composé de deux ressorts précomprimés et de deux amortisseurs à fluide visqueux associés à des pistons. L'efficacité du dispositif réside dans la capacité à reproduire la loi de comportement spécifiée par le bureau d'études. Le niveau de déplacement et d'effort de l'appareil peuvent être adaptés au cas par cas.

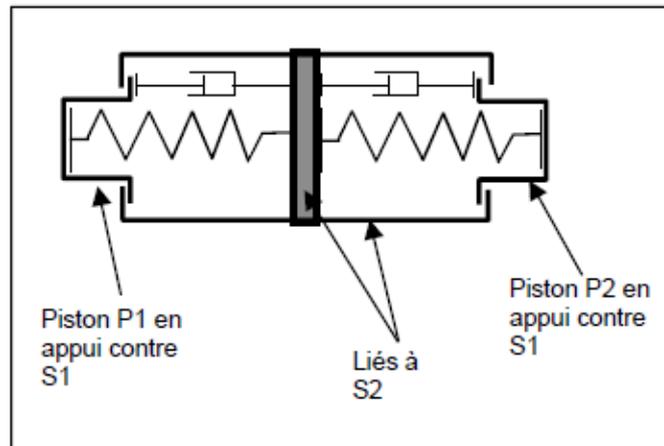


Figure 2.19 : schéma du dispositif à ressort précontraint

## 5.2 Loi de comportement :

L'expression retenue pour le modèle mathématique de ce dispositif est de la forme :

$$F = F_0 + K(x - x_0) + Cv^\alpha$$

Avec :  $F_0$  : effort de précontrainte

$K$  : rigidité du ressort

$x_0$  : déplacement relatif initial

$x$  : déplacement relatif

$C$  : coefficient d'amortissement

$v$  : vitesse de déplacement relatif

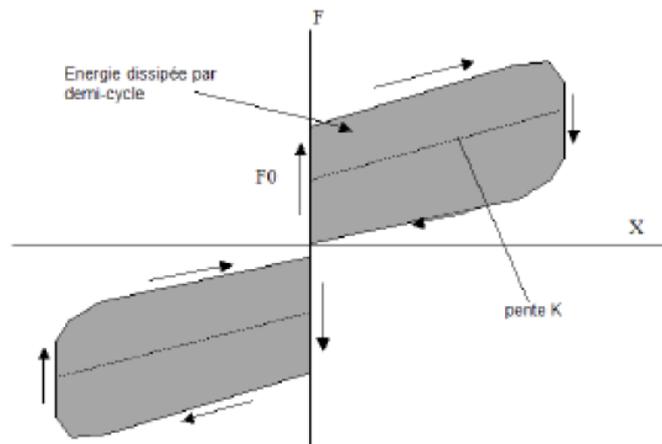


Figure 2.20 : loi de comportement du dispositif à ressort précontraint [8]

LOI DE COMPORTEMENT (Force cisaillement/ Déplacement)	NON ISOLE	ISOLE			
	Elastique (i)	Linéaire		Bilinéaire	
		 (ii)	 (iii)	 (iv)	 (v)
Description	Structure à comportement élastique non isolée	Isolation linéaire avec faible amortissement "visqueux"	Isolation linéaire avec haut amortissement "visqueux"	Isolation non linéaire avec capacité élastique	Grande isolation non linéaire
Déformation de la structure	Importante	Faible	Faible	Faible	Faible
Déplacement de l'isolateur		Important	Modéré	Faible	Faible
Accélération de la structure	Important	Faible	Faible	Faible	Modéré
Cisaillement des appuis	Important	Modéré	Modéré / Faible	Faible	Faible
Avantages		Accélération sont contrôlées Bonne filtration des périodes courtes pour éviter l'apparition de forces sismiques trop grandes		Faibles forces sismiques et petit déplacement de l'isolateur	Contrôle totale sur la période de vibration
Désavantages		Grand déplacement Besoin d'un amortissement	Déplacement modéré Stabilité du dispositif	Procédés de fabrication plus complexes	Grand déplacement Charges verticales
Exemples		Appareil élastomère fretté + Amortisseur extérieur	Appareil élastomère fretté avec haut capacité d'amortissement	Appareil élastomère avec cœur de plomb	Appareil glissant / friction

Tableau 2.1 : comparaison entre les différentes techniques d'isolation

*Chapitre 3*  
***Spectres réglementaires***

## 1 Elaboration d'un spectre de réponse :

L'action d'un séisme sur une structure est modélisée par un oscillateur simple, soumis à un déplacement horizontal à sa base. Afin d'élucider ce phénomène, considérons une masse  $m$  liée à une console verticale encastrée dans le sol en un point A (fig-3.1).

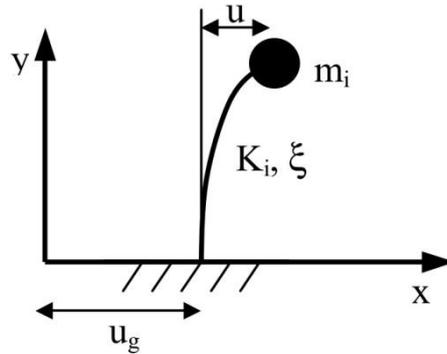


Figure 3.1 Oscillateur simple

Pour tenir compte du mouvement du sol en cas de séisme, on impose au point A un déplacement horizontal  $u_g(t)$  variable avec le temps.

Nous pouvons considérer les déplacements de la masse  $m$  soit dans un repère relatif lié au point A (déplacement  $u(t)$ ), soit dans un repère absolu (déplacement  $x(t)$ ).

L'ensemble des déplacements considérés dans cette figure sont liés par la relation :

$$x(t) = u_g(t) + u(t)$$

Ce qui nous permet d'en déduire par dérivation la relation entre les déplacements :

$$\dot{x}(t) = \dot{u}_g(t) + \dot{u}(t)$$

La masse est soumise aux forces horizontales suivantes :

- Une force de rappel due à la console qui est proportionnelle au déplacement relatif  $u$  :

$$F_s = -ku$$

- Une force d'amortissement supposée proportionnelle à la vitesse relative  $\dot{u}$  :

$$F_d = -c\dot{u}$$

Ces forces sont liées à l'accélération absolue  $\ddot{x}(t)$  par la relation :

$$F_s + F_d = \ddot{x}(t)$$

Ainsi, on peut écrire l'équation du mouvement :

$$\ddot{x} + \frac{c}{m}\dot{u} + w^2u = 0$$

Tenant compte de la relation (2), cette équation devient :

$$\ddot{u} + 2\xi w \dot{u} + w^2 u = \frac{p(t)}{m}$$

Ou  $p(t) = -m\ddot{u}_g$  et  $c = 2mw\xi$  avec  $\xi$  représentant le pourcentage d'amortissement critique.

Ainsi, on constate qu'on se ramène à l'étude d'un oscillateur simple dans le repère relatif en supposant la masse soumise à une force fictive  $p(t) = -m\ddot{u}_g$  proportionnelle à l'accélération absolue au point d'appui A.

La solution de cette équation faisant intervenir des variables temporelles et spatiales à la fois est donnée par l'intégrale de Duhamel, qui prend la forme particulière :

$$u(t) = -\frac{1}{w_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi w(t-\tau)} \sin(w_D(t-\tau)) d\tau$$

Avec  $w_D = w \sqrt{1 - \xi^2}$  représentant la pseudo-pulsation.

On peut remarquer que la valeur du déplacement ne dépend que de la pulsation  $w$ , du coefficient d'amortissement  $\xi$  et de l'accélération  $\ddot{u}_g$  du sol.

A partir de cette intégrale, pour un taux d'amortissement constant, en considérant  $n$  oscillateurs simples se caractérisant par différentes périodes de vibration propres et balayant toute la plage des périodes que peuvent avoir des structures réelles, on détermine le déplacement maximal pour chaque oscillateur sous excitation sismique sous forme d'accélérogramme. Ainsi, à chaque oscillateur simple de période  $T_i$  correspondra un déplacement maximal  $D_{i,max}$ . La courbe donnant les déplacements maximaux  $D_{i,max}$  en fonction des périodes de vibration propre  $T_i$  de chaque oscillateur simple est appelée « spectre de réponse en déplacement  $S_{de}$  ». On peut alors définir les spectres de pseudo-vitesse  $S_v$  et de pseudo-accélération  $S_a$ . A noter que le terme « pseudo » provient du fait que  $S_e$  n'est pas égal à l'accélération totale de la masse que si l'amortissement est parfaitement nul, il est en général faible (de l'ordre de 5% pour les structure en béton armé). La figure 3.1 présente un schéma indiquant la méthodologie de l'élaboration d'un spectre de réponse.

$$S_v(\text{pseudo vitesse}) = W \cdot S_d$$

$$S_e(\text{pseudo accélération}) = W^2 \cdot S_d$$

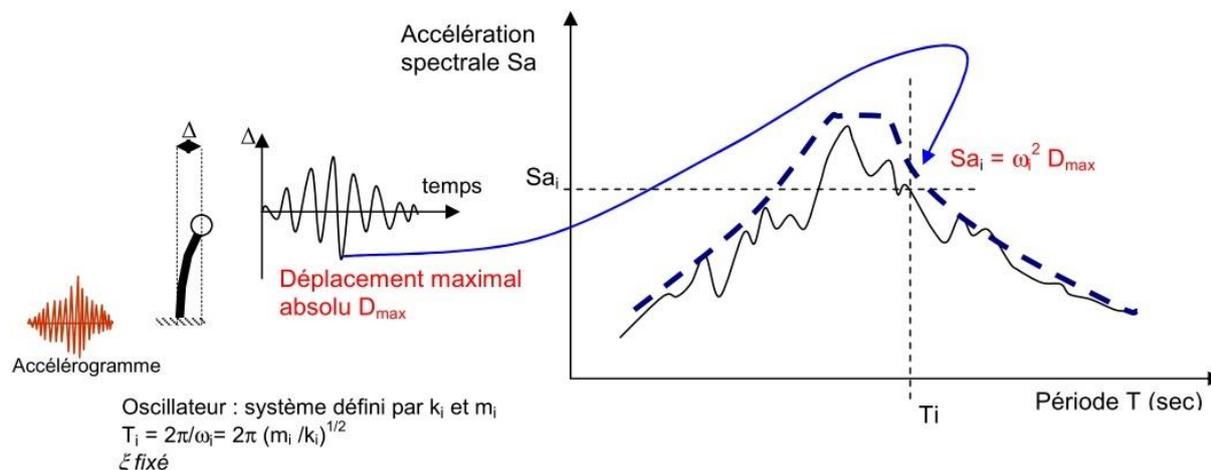


Figure 3.2 Elaboration d'un spectre de réponse

## 2 RPOA :

### 2.1 Classification des ponts, zones et sols :

#### 2.1.1 Classification des ponts :

- Groupe 1 : (pont stratégique)

Ce groupe recouvre les ponts devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime réglementaire :

Les ponts dont l'utilisation est primordiale pour les besoins de la sécurité civile, de la défense nationale ainsi que pour le maintien de l'ordre public,

Les ponts supportant des pistes d'avion appartenant à des aéroports ;

Les ponts sur itinéraires d'acheminement des secours et de desserte des installations d'importance vitale

Liaisons ferroviaires ;

- Groupe 1 : (pont important)

Dans ce groupe sont classés les ponts qui franchissent ou longent au moins une des voies terrestres ci-après :

Autoroutes, routes express et voies à grande circulation ;

Liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier ;

Grandes liaisons d'aménagement du territoire ;

Les ponts situés dans les emprises des ports commerciaux maritimes ;

Les ponts sur itinéraire de desserte des installations de grande importance (Groupe 1B du RPA 99/2003)

- Groupe 3 : (pont d'importance moyenne)

Ce groupe englobe les ponts qui ne sont rangés ni en groupe 1 ni en groupe 2.

Les ouvrages classés dans les groupes 2 ou 3 pourraient être surclassés d'un rang si leur endommagement provoquerait des dommages à un bâtiment, équipement ou installation d'importance moyenne à vitale.

### 2.1.2 Classification des zones :

Zone 0 : négligeable

Zone 1 : faible

Zone 2a : moyenne

Zone 2b : élevée

Zone 3 : très élevée

### 2.1.3 Classification des sols :

- Catégorie S1 : (site rocheux)

Rocher sain ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse d'onde de cisaillement

$V_s \geq 800 \text{ m/s}$

- Catégorie S2 : (site ferme)

Dépôts de sables et graviers denses à très denses, marnes ou argiles raides très surconsolidées sur 10 à 20m d'épaisseur avec  $V_s \geq 400 \text{ m/s}$  à partir de 10 m de profondeur.

- Catégorie S3 : (site meuble)

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec  $V_s \geq 200 \text{ m/s}$  à partir de 20m de profondeur.

- Catégorie S4 : (site très meuble)

Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle pour  $V_s < 200 \text{ m/s}$  dans les 20 premiers mètres.

Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec  $V_s < 200 \text{ m/s}$  dans les 2 à premiers mètres.

## 2.2 Spectre de réponse élastique :

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s^2)} \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \frac{T_2}{T} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS(\frac{3T_2}{T^2}) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Tel que :

g : accélération de la pesanteur (=9.81m/s<sup>2</sup>)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données par le tableau 2

S : coefficient de site donné par le tableau 2

A : coefficient d'accélération de zone donnée dans le tableau 1

$\eta$  : facteur de correction de l'amortisseur ( $\eta = \sqrt{7} / (2 + \xi)$ )

$\xi$  : taux d'amortissement

Groupe de pont	Zone sismique			
	1	2a	2b	3
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

Tableau 3.1 : coefficient d'accélération de zone A

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,20	0,20
T2	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3

Tableau 3.2 : valeur de T1,T2 et S pour la composante horizontale

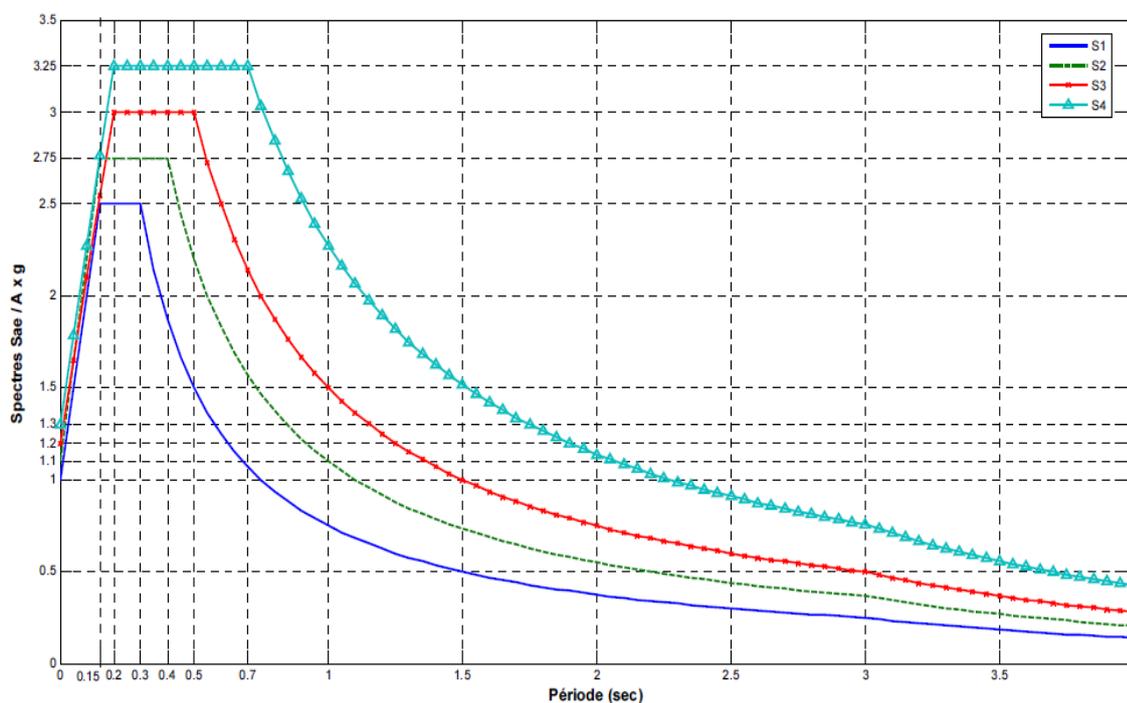


Figure 3.3 : spectre de réponse élastique -composante horizontale- 5% d'amortissement

## 2.3 Combinaison des actions de calcul :

La vérification des structures :  $G+P+E+0,4 \Delta T+D+\psi Q$

La vérification de la sécurité aux déplacements différentiels :  $G+P+E'+0,4\Delta T+D$

Avec  $G$  : valeur nominale des charges permanentes,

$P$ : forces de précontrainte éventuelle (à long terme),

$E$  : action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique tel que :

$$E=E_x+0.3 E_y+0.3 E_z$$

$$E=E_y+0.3 E_x+0.3 E_z$$

$$E=E_z+0.3 E_x+0.3 E_y$$

$E'$ : action sismique limitée aux déplacements différentiels qu'elle engendre,

$Q$  : action variable des charges d'exploitation ;

$\Delta T$  : désigne les variables de température ;

$D$  : les déformations différées des matériaux ;

$\psi$ : coefficient de combinaison : 0,2 : ouvrages routiers urbains

0,3 : lignes ferroviaire

0 : autres cas

Pour les ponts rails, la combinaison à l'ELS suivantes est à considérer :

$$G+P+0,3E+0,3Q$$

## 3 Eurocode 8 :

### 3.1 Classification des ponts, zones et sols :

#### 3.1.1 Classification des ponts :

- catégorie d'importance I :

les ponts qui n'appartiennent pas au domaine public mais qui desservent un établissement recevant du public, ainsi que les ponts qui appartiennent au domaine public et ne sont rangés ni en catégorie d'importance II ni en catégorie d'importance III.

- catégorie d'importance II :

- les ponts qui appartiennent au domaine public et qui portent, franchissent ou longent au moins une des voies terrestres ci-après :

- autoroutes

- routes express

- voies à grande circulation

- liaisons ferroviaires à grande vitesse
- les pont-canaux qui n'appartiendraient pas à la classe à risque spécial ;
- les ponts situés dans les emprises des ports maritimes et fluviaux, à l'exclusion des ports de plaisance ;
- les ponts des pistes d'aérodrome et les ponts de voies de circulation d'aéronefs situés aux abords des pistes d'aérodrome qui ne sont pas rangés en catégorie d'importance III.

- catégorie d'importance III :

- les ponts de piste d'avion appartenant à des aérodromes des catégories A, B et C2 suivant les I.T.A.C. (instructions techniques pour les aérodromes civils édictées par la direction générale de l'aviation civile), dénommées respectivement 4 C, 4 D et 4 E suivant le code O.A.C.I. (organisation de l'aviation civile internationale) ;
- les ponts dont l'utilisation est primordiale pour les besoins de la sécurité civile, de la défense nationale ainsi que pour le maintien de l'ordre public.

### 3.1.2 Classification des zones :

- 1° Zone de sismicité 1 (très faible) ;
- 2° Zone de sismicité 2 (faible) ;
- 3° Zone de sismicité 3 (modérée) ;
- 4° Zone de sismicité 4 (moyenne) ;
- 5° Zone de sismicité 5 (forte).

### 3.1.3 Classification des sols :

Sol A : rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5m de matériau moins résistant  $V_s > 800$  m/s

Sol B : dépôts raides de sables, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractéristiques mécaniques avec la profondeur  $360 < V_s < 800$  m/s

Sol C : dépôts profonds de sables de densité moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines de mètres à plusieurs centaines de mètres  $180 < V_s < 360$  m/s

Sol D : dépôts de sols sans cohésion de densité faible à moyenne ou comportement en majorité des sols cohérents mous à fermes  $V_s < 180$  m/s

Sol E : profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de  $V_s$  de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5m environ et 20m, reposant sur un matériau plus raide avec  $V_s > 800$  m/s

## 3.2 Spectre de réponse élastique :

$$Se(T)_{(m/s^2)} \begin{cases} A_{Ed} \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)\right] & 0 \leq T \leq T_B \\ A_{Ed} \cdot 2,5 \cdot \eta \cdot S & T_B \leq T \leq T_C \\ A_{Ed} \cdot \eta \cdot S \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right] & T_C \leq T \leq T_D \\ A_{Ed} \cdot \eta \cdot S \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right] & T \geq T_D \end{cases}$$

$S_e(T)$  ordonnée du spectre de réponse élastique,

$T$  période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté,

$A_{Ed}$  accélération de calcul au niveau du sol pour la période de retour de référence

$A_{Ed} = agr \cdot \gamma_1$

$agr$  : accélération de référence Tableau 2                       $\gamma_1$  : coefficient d'importance  
Tableau 1

$T_B, T_C$  limite du palier de l'accélération spectrale Tableau

$T_D$  valeur définissant de début de la branche à déplacement spectral constant,

$S$  paramètre du sol Tableau 3

$\eta$  coefficient de correction de l'amortissement  $\eta = \sqrt{\frac{0.1}{0.05 + \xi}}$

Catégories d'importance de pont	Coefficient d'importance $\gamma_1$
I	1
II	1,2
III	1,4

Tableau 3.3 : coefficient d'importance

Zones de sismicité	$agr$
2 (Faible)	0,7
3 (Modérée)	1,1
4 (Moyenne)	1,6
5 (forte)	3

Tableau 3.4 : accélération de référence

Classe de sol	$S$ (pour les zones de 1 à 4)	$S$ (pour la zone 5)
<b>A</b>	1	1
<b>B</b>	1,35	1,2
<b>C</b>	1,5	1,15
<b>D</b>	1,6	1,35
<b>E</b>	1,8	1,4

Tableau 3.5 : paramètre du sol  $S$

Classes de sol	Pour les zones de 1à4			Pour la zone 5		
	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>
A	0,03	0,2	2,5	0,15	0,4	2
B	0,05	0,25	2,5	0,15	0,5	2
C	0,06	0,4	2	0,2	0,6	2
D	0,1	0,6	1,5	0,2	0,8	2
E	0,08	0,45	1,25	0,15	0,5	2

Tableau 3.6 : les valeurs des périodes T<sub>B</sub>, T<sub>C</sub>, T<sub>D</sub>

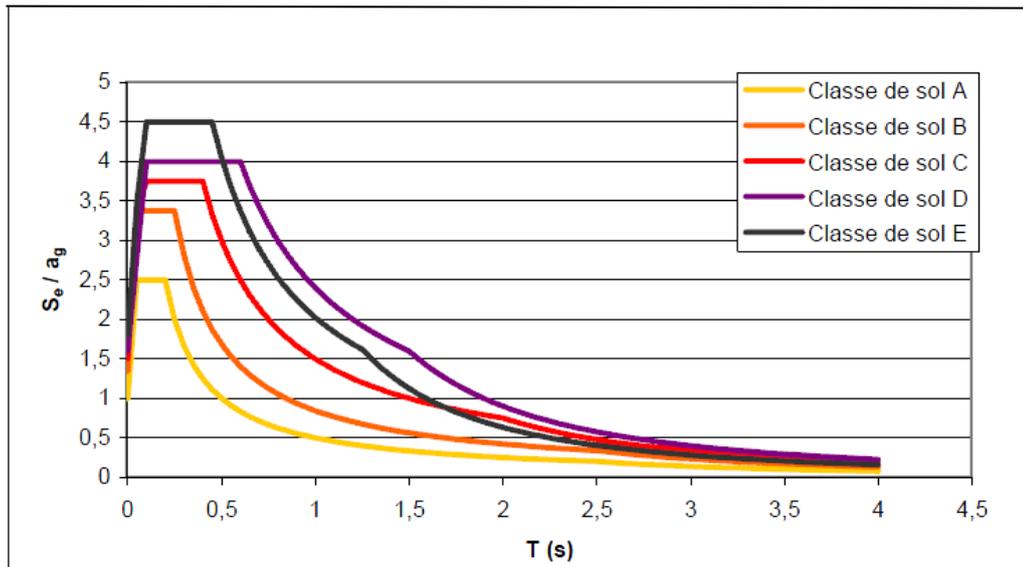


Figure 3.4 : Spectres de réponse élastique horizontale pour les zones de sismicité 2 à 4 pour les classes de sol A à E ( $\zeta=5\%$ )

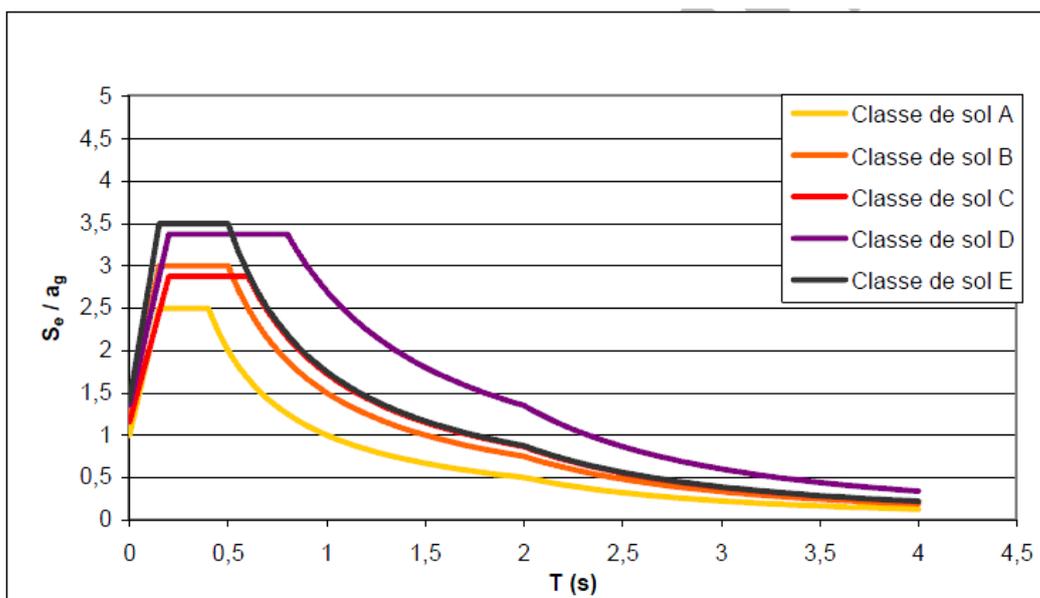


Figure 3.5 : Spectres de réponse élastique horizontale pour la zone de sismicité 5 pour les classes de sol A à E ( $\zeta=5\%$ )

### 3.3 Combinaisons sismiques de calcul :

$$G_k \llcorner \llcorner P_k \llcorner \llcorner A_{Ed} \llcorner \llcorner \psi_{21} Q_{1k}$$

Ou :  $G_k$ : sont les charges permanentes avec leurs valeurs caractéristiques ;

$P_k$ : est la valeur caractéristique de la précontrainte toutes pertes déduites ;

$A_{Ed}$ : est la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique,

tel que :

$$A_{Ex} \llcorner \llcorner 0,30 A_{Ey} \llcorner \llcorner 0,30 A_{Ez}$$

$$0,30 A_{Ex} \llcorner \llcorner A_{Ey} \llcorner \llcorner 0,30 A_{Ez}$$

$$0,30 A_{Ex} \llcorner \llcorner 0,30 A_{Ey} \llcorner \llcorner A_{Ez}$$

$Q_{1k}$ : est la valeur caractéristique de la charge due au trafic ;

$\psi_{21}$ : est le coefficient de combinaison tel que : Ponts-routes  $\psi_{21} = [0,2]$

Ponts-rails  $\psi_{21} = [0,3]$

- vérification aux déplacements différentiels :  $G_k \llcorner \llcorner P_k \llcorner \llcorner A'_{Ed}$

$A'_{Ed}$  est l'action sismique limitée aux déplacements différentiels qu'elle engendre.

*Chapitre 4*  
***Méthodes simplifiées***

## 1 Introduction :

A travers l'étude du comportement des dispositifs antisismiques vu dans le chapitre 2, nous constatons que leur fonctionnement est relativement complexe à modéliser du fait qu'il soit non linéaire et dépend généralement des vitesses de sollicitations, c'est le cas des amortisseurs visqueux. Par conséquent, seul un calcul dynamique temporel conduit à une modélisation exacte de leurs comportements sous l'action sismique. Bien que cet outil soit amené à se développer d'avantage, il est recommandé de lui accorder une attention particulière pour les raisons suivantes :

- Il fait appel à des accélérogrammes dont le choix peut avoir des conséquences importantes sur la réponse des systèmes non linéaires, et il n'existe pas encore de normes définissant de manière claire la façon de modéliser des accélérogrammes relatifs pour chaque type de sol et de préciser les critères du choix.
- Afin de garantir une variabilité suffisante de l'action sismique, il convient d'utiliser plusieurs accélérogrammes (l'Eurocode 8 recommande une dizaine). Si cela ne pose en général pas de problème pour la vérification d'une structure déjà bien définie, des contraintes supplémentaires s'imposent si nous sommes amenés à la dimensionner, du fait que chaque ajustement de la structure oblige à effectuer tout un ensemble d'analyses non linéaires temporelles
- Une certaine expérience dans l'analyse non linéaire est conseillée afin d'interpréter correctement les résultats.

Toutefois, des méthodes simplifiées existent, permettant un pré-dimensionnement des dispositifs antisismiques. Dans certaines conditions elles conduisent à des résultats en très bonne corrélation avec le calcul dynamique temporel.

## 2 Méthode de l'Eurocode 8-2 § 7.5.4 :

### 2.1 Définition :

L'Eurocode 8-2 propose une méthode de calcul simplifiée basée sur les caractéristiques linéaires équivalentes des dispositifs (cf. figure 4.1) , et sur une approche spectrale monomodale. En général, cette méthode est utilisée en prédimensionnement, pour le choix des gammes de dispositifs ou pour fixer les ordres de grandeur des efforts et déplacements obtenus.

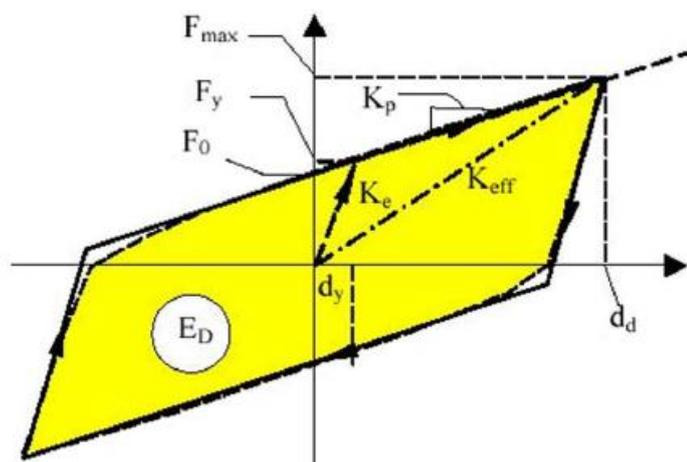


Figure 4.1 : caractéristiques équivalentes des dispositifs amortisseurs

## 2.2 Déroulement de la méthode :

- 1- on se fixe un déplacement cible  $d_{cd}$  limité au tablier,
- 2- on se fixe un amortissement  $\xi$ , généralement le plus grand toléré par la méthode 30% et on calcule le facteur correcteur de l'amortissement  $\eta$  défini différemment dans chaque règlement.
- 3- on définit le spectre de réponse élastique à partir des caractéristiques du sol, la zone sismique à 30% d'amortissement.
- 4- on évalue la période effective  $T_{eff}$  liée au déplacement cible  $d_{cd}$  avec la relation :

$$d_{cd} = \frac{T_{eff}^2}{4\pi^2} S_e(T_{eff})$$

Avec  $S_e(T)$  accélération élastique du système à 30% d'amortissement

qui peut être exprimé en fonction des périodes limite du palier de l'accélération spectrale comme c'est le cas pour l'exemple suivant (Eurocode8) :

$$d_{cd} = \frac{T_{eff}^2}{4\pi^2} 2,5 \cdot A_{Ed} \cdot S \cdot \eta \left[ \frac{T_c}{T_{eff}} \right] \quad \text{et comme} \quad d_c = \frac{T_c^2}{4\pi^2} 2,5 \cdot A_{Ed} \cdot S \cdot \eta$$

On aura :  $d_{cd} = \frac{T_{eff} d_c}{T_c} \Rightarrow T_{eff} = \frac{d_{cd} T_c}{d_c}$  la procédure est la même pour le RPOA

- 5- on calcule la rigidité effective de tout le système :

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \Rightarrow K_{eff} = \frac{4M\pi^2}{T_{eff}^2}$$

Avec  $M$  la masse du tablier.

- 6- on tire la rigidité de l'amortisseur comme suit :

$$K_{eff} = n \cdot K_{am} + K_{ap} \Rightarrow K_{am} = \frac{K_{eff} - K_{ap}}{n}$$

Avec : n nombre d'amortisseurs utilisés

$K_{ap}$  : la rigidité des appuis (pile, appareil d'appui). (chapitre 6)

7- on détermine la force reprise par un amortisseur :  $F_{am} = K_{am} \cdot d_{cd}$

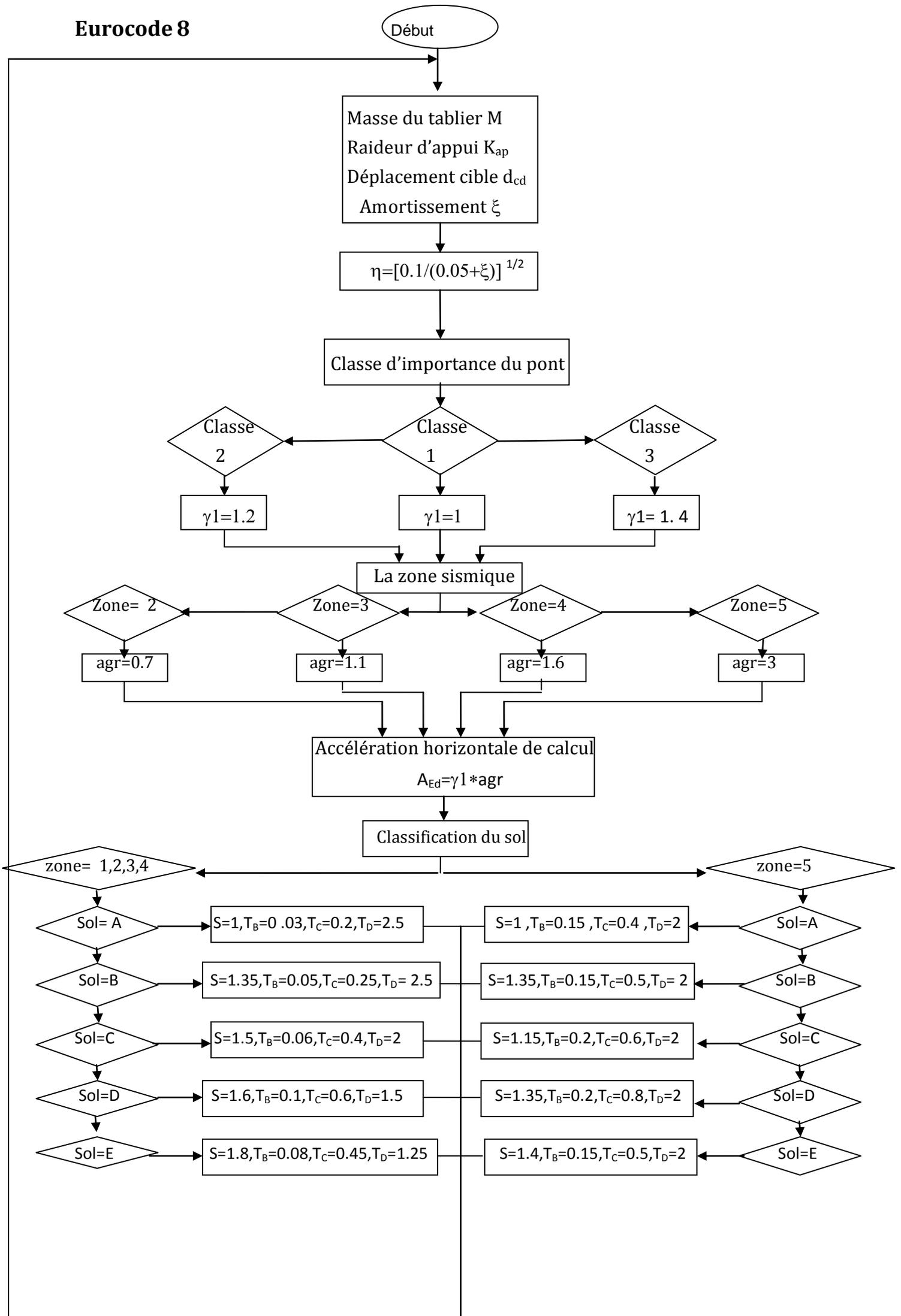
8- on évalue l'énergie dissipée dans chaque amortisseur par la formule suivante :

$$E_{am} = 4 \cdot F_{am} \cdot d_{dc}$$

qui est obtenue à partir de la loi de comportement figure 4.1

Les organigrammes de la méthode appliqués à l'Eurocode ainsi qu'au RPOA sont élaborés ci-après :

# Eurocode 8



$$S_e(T) = \begin{cases} A_{Ed} \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\ 2,5 \cdot A_{Ed} \cdot S \cdot \eta & T_B \leq T \leq T_C \\ 2,5 \cdot A_{Ed} \cdot S \cdot \eta \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] & T_C \leq T \leq T_D \\ 2,5 \cdot A_{Ed} \cdot S \cdot \eta \cdot \left[ \frac{T_C}{T_D} \right] \cdot \left[ \frac{T_D}{T} \right] & T_D \leq T \end{cases}$$

Le nombre d'amortisseur n  
La force admissible par l'amortisseur  $F_{adm}$

Déplacement lié à la période  $T_c$   
 $d_c = 0.625 \cdot \eta \cdot s \cdot A_{Ed} \cdot T_C^2 / \pi^2$

Period effective liée au déplacement cible  
 $T_{eff} = d_{cd} \cdot T_C / d_c$

Rigidité effective de tout le systeme  
 $K_{eff} = 4 \cdot M \cdot \pi^2 / T_{eff}^2$

Rigidité un amortisseur  
 $K_{am} = (K_{eff} - K_{ap}) / n$

Force reprise par un amortisseur  
 $F_{am} = K \cdot d_{cd}$

L'énergie dissipée dans un amortisseur  
 $E = 4 \cdot d_{cd} \cdot F_{am}$

Avec ces caractéristiques  
Les amortisseurs ne  
résisteront pas

non

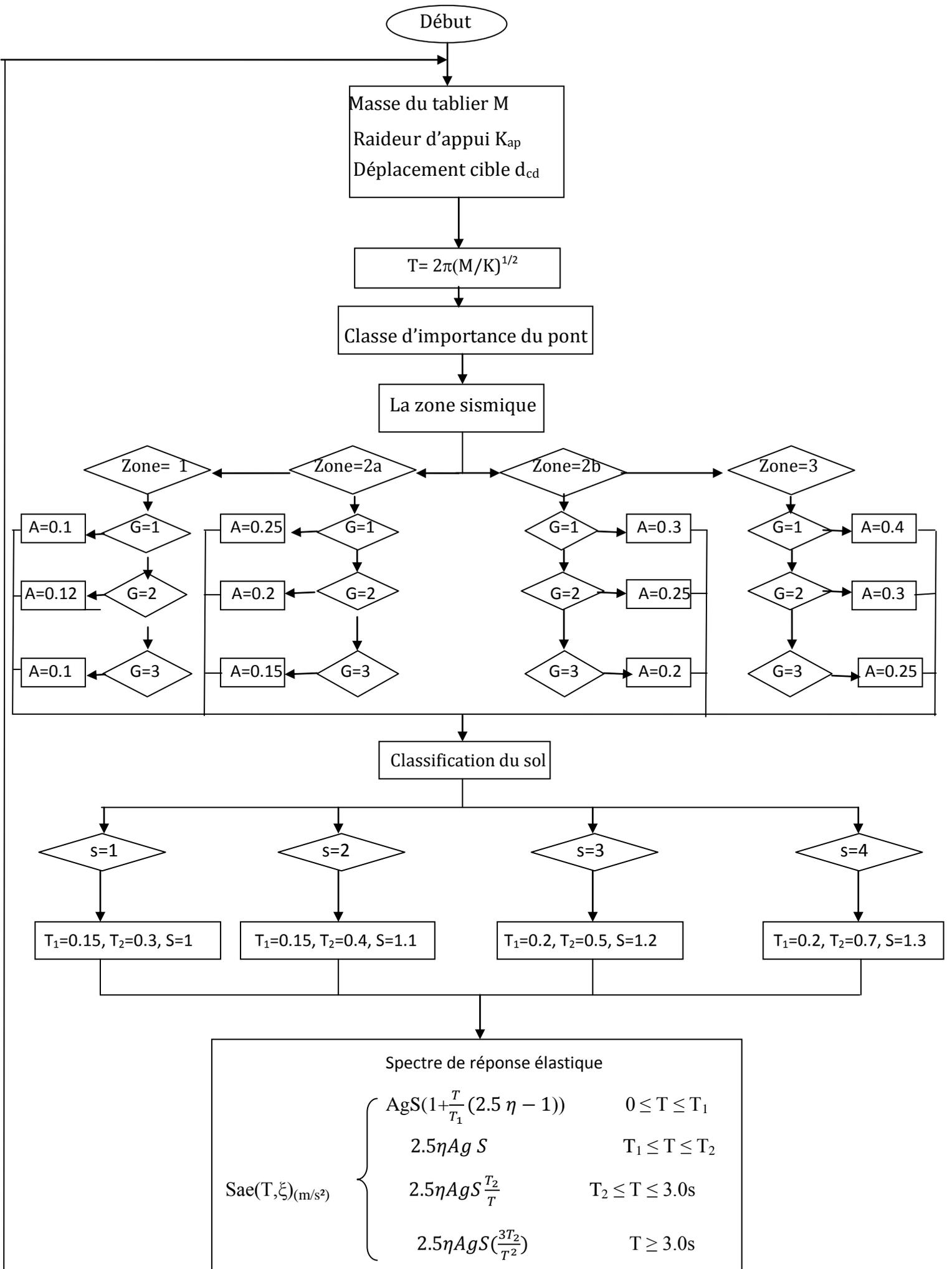
$F_{am} \leq F_{adm}$

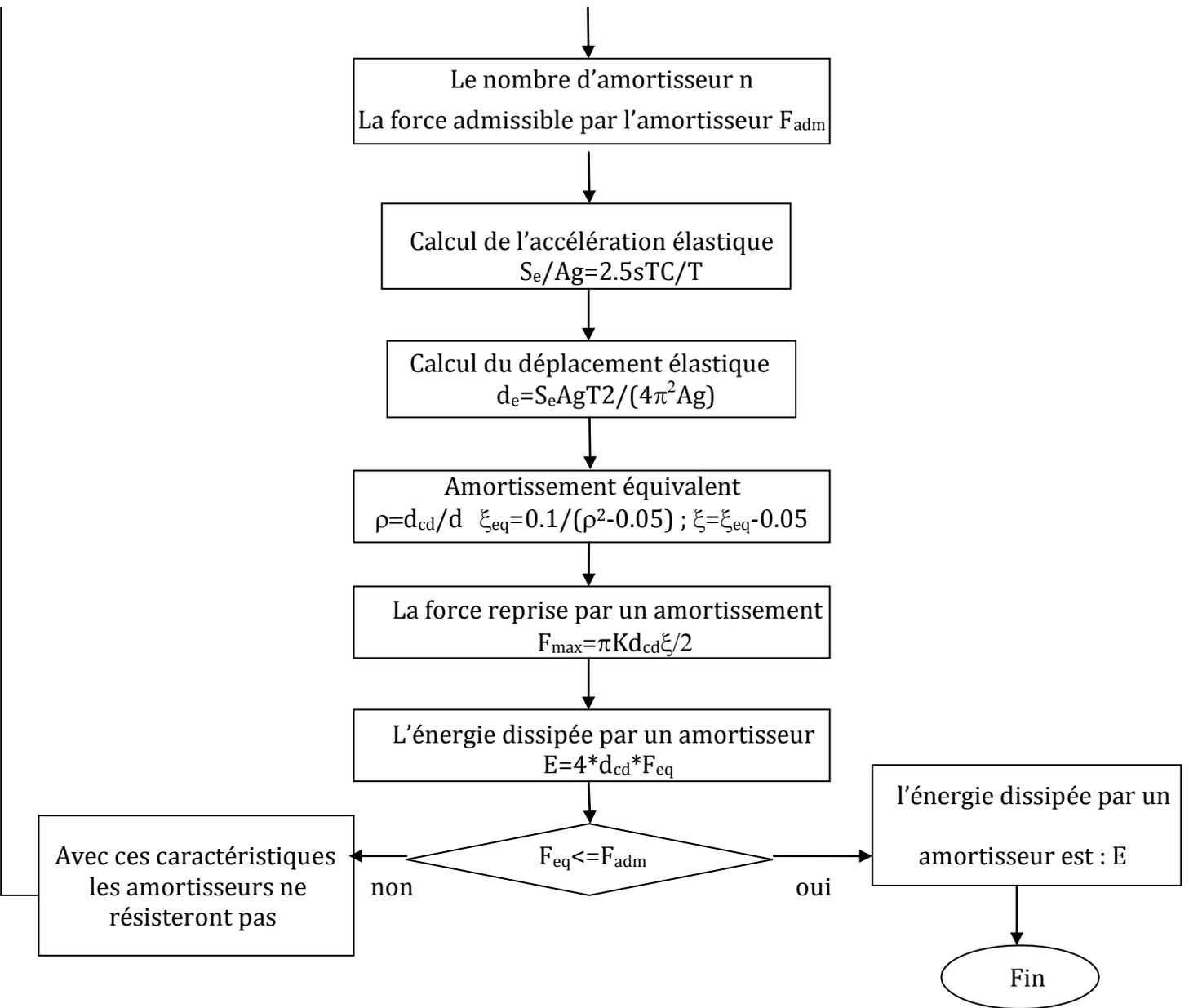
oui

L'énergie dissipée par un  
amortisseur est : E

Fin

# RPOA





### 3 Méthode de linéarisation stochastique et déterministe (Kahan):

Les amortisseurs, dont il existe plusieurs types (faisant appel à différents principes de conception, mécanique ou hydraulique et couvrant une large gamme de capacité en force et en déplacement), produisent une force de rappel  $\phi(x, \dot{x})$  qui dépend du déplacement  $x$  relatif entre leurs extrémités et de sa dérivée temporelle  $\dot{x}$ , à savoir la vitesse relative.

Dans le paragraphe suivant, nous exposerons deux approches testées par M. Kahan, la première s'articule sur un processus stochastique alors que la deuxième repose sur une démarche déterministe.

#### 3.1 Linéarisation stochastique:

Cette méthode consiste à déterminer les paramètres de raideur et d'amortissement du modèle linéaire équivalent en minimisant l'espérance mathématique du carré de l'erreur commise en approximant la loi non linéaire par une loi linéaire. Pour la définition de l'espérance mathématique, il faut considérer des lois de probabilité (en général des lois normales à moyenne nulle) pour la distribution des déplacements et des vitesses, ou bien déterminer ces lois à partir d'hypothèses sur la nature des processus aléatoires.

Afin d'élucider ce concept, considérons un oscillateur à un degré de liberté (dans notre cas il s'agit d'un amortisseur visqueux non linéaire) dont le comportement non linéaire correspond à des boucles d'hystérésis (Figure). Dans le cas général la force de rappel a pour forme :

$$\phi(x, \dot{x}) = \phi_1(x) + S(\dot{x})\phi_2(\dot{x})$$

$x$  étant le déplacement,  $\dot{x}$  la vitesse et  $S$  la fonction signe.

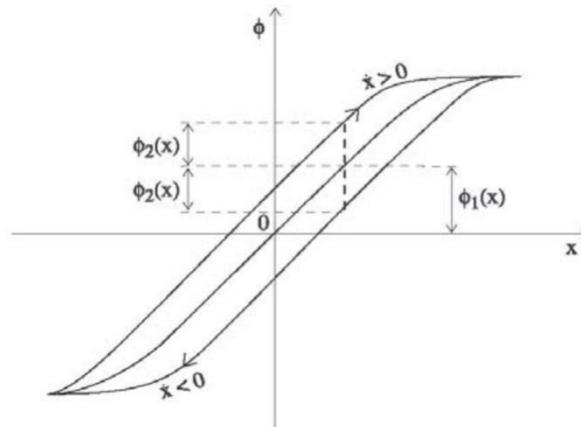


Figure 4.2 Boucle d'hystérésis pour un oscillateur à un degré de liberté

L'équation d'équilibre dynamique de l'oscillateur non linéaire est donnée par :

$$m\ddot{x} + \phi(x, \dot{x}) = -m\ddot{s}$$

Avec  $m$  représentant la masse de l'oscillateur et  $\ddot{s}$  l'accélération d'excitation du support.

L'équation du mouvement de l'oscillateur linéaire équivalent est exprimée par :

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{s}$$

L'erreur  $\varepsilon$  commise s'obtiendra par soustraction membre à membre :

$$\varepsilon = \phi_1(x)x - kx + S(\dot{x})\phi_2(\dot{x}) - c\dot{x}$$

En supposant une distribution selon une loi normale de  $x$  et  $\dot{x}$ , l'expression de l'espérance mathématique  $E\{\varepsilon^2\}$  du carré de l'erreur aura pour forme:

$$E\{\varepsilon^2\} = \iint [\phi_1(x)x - kx + S(\dot{x})\phi_2(\dot{x}) - c\dot{x}]^2 dp(x)dp(\dot{x})$$

Avec :

$$dp(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{x^2}{2\sigma_x^2}} \frac{dx}{\sigma_x}$$

$$dp(\dot{x}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\dot{x}^2}{2\sigma_{\dot{x}}^2}} \frac{d\dot{x}}{\sigma_{\dot{x}}}$$

$\sigma_x^2$  et  $\sigma_{\dot{x}}^2$  représentent les variances de  $x$  et de  $\dot{x}$  respectivement.

Les termes contenant des fonctions impaires de  $x$  et  $\dot{x}$  ont une contribution nulle, ce qui nous permettra d'écrire :

$$E\{\varepsilon^2\} = \iint [\phi_1(x)x - kx]^2 dp(x)dp(\dot{x}) + \iint [S(\dot{x})\phi_2(\dot{x}) - c\dot{x}]^2 dp(x)dp(\dot{x})$$

Afin de minimiser  $E\{\varepsilon^2\}$ , annulant ses dérivées partielles :

$$\frac{\partial}{\partial k} E\{\varepsilon^2\} = 0; \quad \frac{\partial}{\partial c} E\{\varepsilon^2\} = 0;$$

Ainsi, nous aurons :

$$k' = \frac{\iint x\phi_1(x)dp(x)dp(\dot{x})}{\iint x^2 dp(x) dp(\dot{x})}$$

$$c' = \frac{\iint \dot{x}S(\dot{x})\phi_2(\dot{x})dp(x)dp(\dot{x})}{\iint \dot{x}^2 dp(x) dp(\dot{x})}$$

Dans le cas d'un amortisseur non linéaire, l'expression de la force de rappel est donnée par :

$$\phi(x, \dot{x}) = kx + c S(\dot{x})|\dot{x}|^\alpha$$

Où  $S$  est la fonction signe :

$S(\dot{x}) = +1$  si  $\dot{x} > 0$  et  $S(\dot{x}) = -1$  si  $\dot{x} < 0$ .  $k$ ,  $c$  et  $\alpha$  des constantes ; la valeur de  $\alpha$  est comprise entre 0 et 1

Pour  $\alpha = 1$ , on retrouve le cas classique de la viscosité linéaire alors que pour  $\alpha = 0$  on retrouve le frottement sec de coulomb.

Une fois la linéarisation stochastique établie, nous aboutissons aux expressions de la raideur  $k'$  et de la constante de l'amortisseur  $c'$  de l'oscillateur linéaire équivalent :

$$k' = \frac{\iint kx^2 dp(x) dp(\dot{x})}{\iint x^2 dp(x) dp(\dot{x})}$$

$$c' = \frac{\iint c\dot{x}S(\dot{x})|\dot{x}|^\alpha dp(x) dp(\dot{x})}{\iint \dot{x}^2 dp(x) dp(\dot{x})}$$

Les intégrales double étant prises sur tout le plan, c'est-à-dire :  $-\infty \leq x \leq +\infty$ ,  $-\infty \leq \dot{x} \leq +\infty$ , on aura donc :

$$\int_{-\infty}^{+\infty} dp(x) = \int_{-\infty}^{+\infty} dp(\dot{x}) = 1; \int_{-\infty}^{+\infty} x^2 dp(x) = \sigma_x^2; \int_{-\infty}^{+\infty} \dot{x}^2 dp(x) = \sigma_{\dot{x}}^2;$$

La première expression conduit à  $k' = k$ , alors que la deuxième nous amène à l'expression :

$$c' = \sqrt{\frac{2}{\pi}} \frac{c}{\sigma_{\dot{x}}^{1-\alpha}} \int_0^{\infty} u^{1+\alpha} e^{-u^2/2} du$$

On pourra ainsi exprimer cette intégrale à l'aide de la fonction  $\Gamma$  (gamma) :

$$c' = \sqrt{\frac{2}{\pi}} 2^{\alpha/2} \Gamma\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right) \frac{c}{\sigma_{\dot{x}}^{1-\alpha}}$$

Avec :  $\Gamma(u) = \int_0^{+\infty} t^{u-1} e^{-t} dt$

Nous constatons que :  $\sigma_{\dot{x}} = w\sigma_x$

$w$  étant la pulsation associée à la raideur  $k$  du ressort tel que:  $w = \sqrt{k/m}$   $m$  étant la masse vibrante. En posant :

$$f(\alpha) = \sqrt{\frac{2}{\pi}} \Gamma\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)$$

L'expression de  $c'$  devient :

$$c' = \frac{c}{(\sqrt{2}w\sigma_x)^{1-\alpha}} f(\alpha)$$

La fonction  $f(\alpha)$  peut être prise en pratique égale à un car elle décroît de 1.128 à 1 quand  $\alpha$  varie de 0 à 1

Le déplacement maximal d'un oscillateur linéaire qu'on peut déterminer à partir du spectre de réponse élastique horizontal en déplacement et relié à l'écart type  $\sigma_x$  du déplacement par un fac de pic  $p$  :

$$d_{\text{élastique}} = p\sigma_x$$

Le facteur de pic varie en fonction de la période  $T = 2\pi/w_0$  de l'oscillateur et de la durée  $\Delta t$  d'excitation. Pour le dimensionnement des amortisseurs visqueux M.KAHAN s'est contenté de l'approximation suivante déduite des résultats de Der Kiureghian(1980) :

$$p = \sqrt{2\ln(2\Delta t/T)} + \frac{0.557}{\sqrt{2\ln(2\Delta t/T)}}$$

Dans cette relation  $\Delta t/T$  représente une estimation du nombre de cycle.

Le déplacement maximal  $d_{\text{élastique}}$  tiré du spectre de réponse élastique horizontal s'écrit :

$$d_{\text{élastique}} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 Se(T)$$

Où  $Se(T)$  représente le spectre élastique normalisé en accélération.

En tenant compte d'un amortissement visqueux structurel  $c_{\text{visqueux}}$  (hors amortisseurs non linéaire), le coefficient d'amortissement équivalent s'écrit :

$$c_{eq} = c_{\text{visqueux}} + c'$$

En remplaçant dans l'expression  $c'$  l'écart type  $\sigma_x$  par  $\sigma_x = d_{\text{élastique}}/p$  et  $w$  par  $2\pi/T$ , nous obtenons :

$$c_{eq} = c_{\text{visqueux}} + \frac{c}{\left(\frac{\sqrt{2}}{p} \frac{T}{2\pi} Se(T)\right)^{1-\alpha}} f(\alpha)$$

Cette relation peut être écrite en taux d'amortissement critique équivalent :

$$\xi_{eq} = \xi_{visqueux} + \frac{c}{m} \frac{T}{4\pi} \frac{1}{\left(\frac{\sqrt{2}}{p} \frac{T}{2\pi} Se(T)\right)^{1-\alpha}} f(\alpha)$$

Où

$$\xi_{visqueux} = \frac{c}{2m\omega_0} = \frac{c_{visqueux}}{m} \frac{T}{4\pi}$$

Désigne le taux d'amortissement visqueux de la structure hors amortisseurs non linéaire qui vaut par exemple 5%. Cette valeur est couramment adoptée pour les structures en béton armé soumises au séisme. Elle permet, dans notre cas, d'évaluer l'efficacité des dispositifs spéciaux qui augmente l'amortissement naturel de la structure. Par ailleurs, le choix de cette valeur n'est pas critique, l'essentiel de l'amortissement étant repris par les amortisseurs non linéaires.

### 3.2 Linéarisation Déterministe :

Le recours au facteur de pic peut être supprimé en utilisant une démarche partiellement déterministe dans la linéarisation stochastique, on retrouve alors au lieu de l'expression précédente de  $c'$  :

$$c' = \frac{c}{(wd_{elastique})^{1-\alpha}} h(\alpha)$$

Où la fonction  $h(\alpha)$  est définie par :

$$h(\alpha) = \frac{\frac{2}{\sqrt{\pi}} \Gamma\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{3}{2} + \frac{\alpha}{2}\right)}$$

$$h(\alpha) = \frac{2}{\pi} \int_0^\pi \sin^{\alpha+1} \theta d\theta \cong 0.0892\alpha^2 - 0.3583\alpha + 1.2699$$

$h(\alpha)$  varie un peu plus que  $f(\alpha)$ :

$\alpha$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
$h(\alpha)$	1.273	1.236	1.201	1.170	1.140	1.113	1.087	1.063	1.041	1.020	1.000

Tableau 4.1: variation de h en fonction de  $\alpha$

### 3.3 Validation de l'approche :

Pour tester la validité de son approche, Kahan a établi des comparaisons entre les déplacements calculés par celle-ci et ceux prévus par des simulations temporelles non linéaires.

Il a utilisé 25 accélérogrammes synthétiques dont la moyenne des spectres reproduit le spectre réglementaire des Règles PS92 et a étudié leurs actions sur un ensemble de 17 oscillateurs correspondant à la formule de  $\phi(x, \dot{x})$  avec une masse de 5600 tonnes

représentant la masse d'un tablier de pont, des périodes propres élastiques variant entre 0.1s et 4s et de valeur possible pour la constante  $\alpha$  qui sont 0.1 et 0.3. Les figures ci-dessous, représentent la différence entre la variation du déplacement en fonction de la période obtenue par la méthode stochastique et celle obtenue par la méthode déterministe.

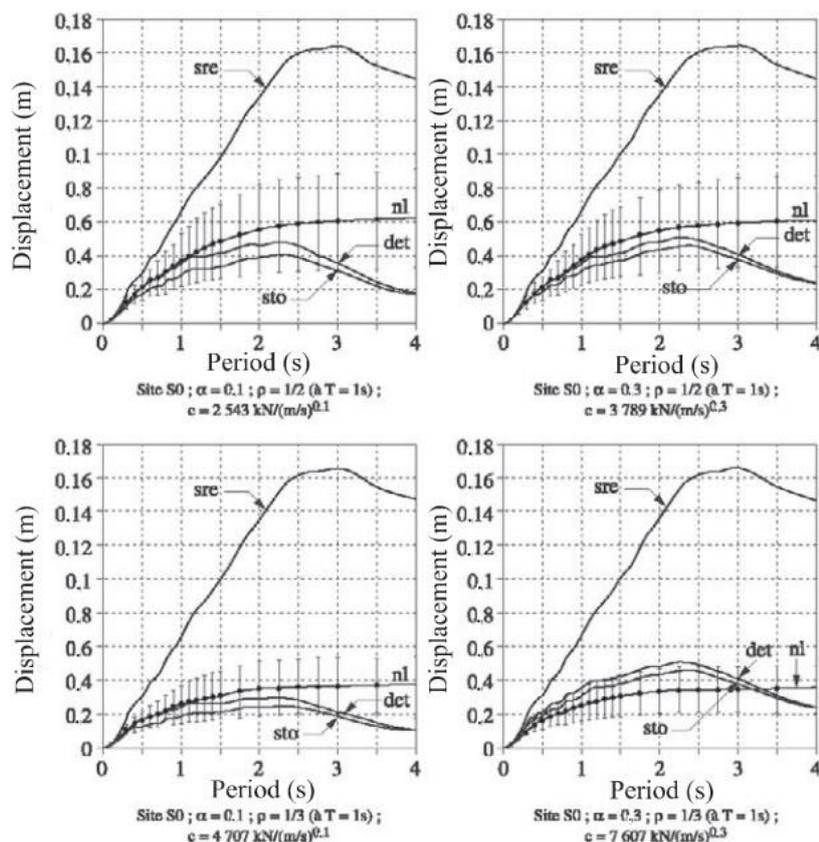
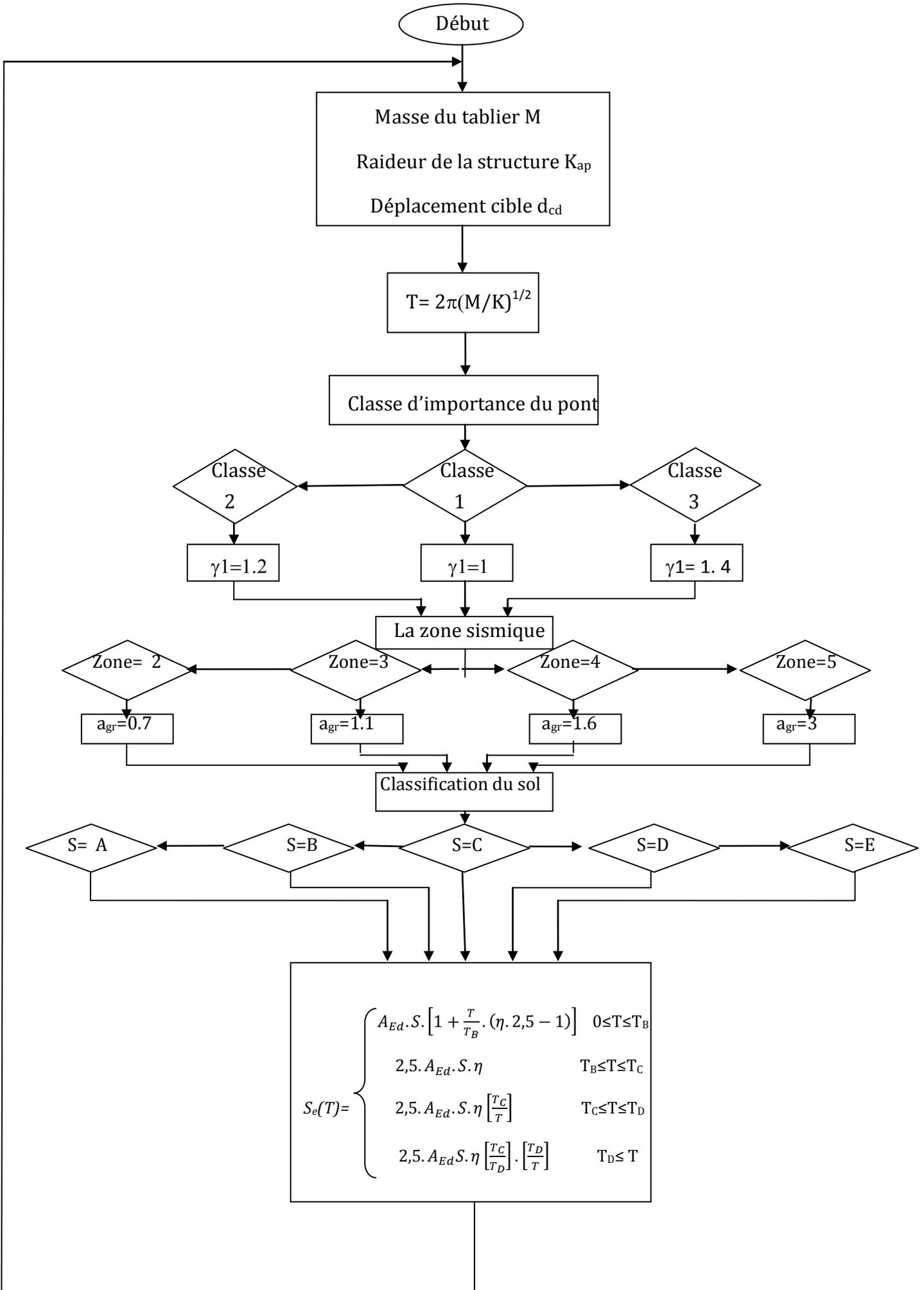
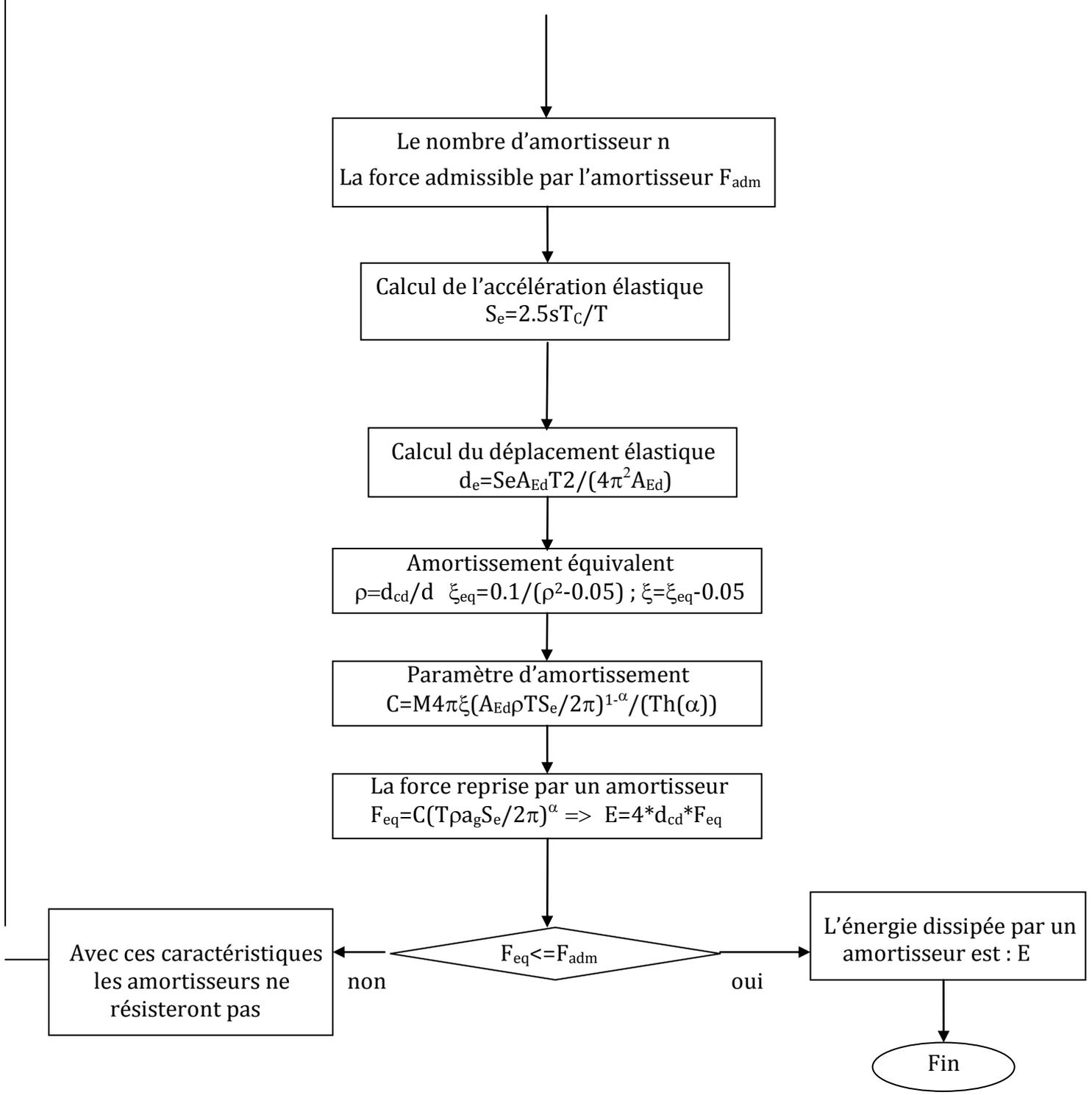
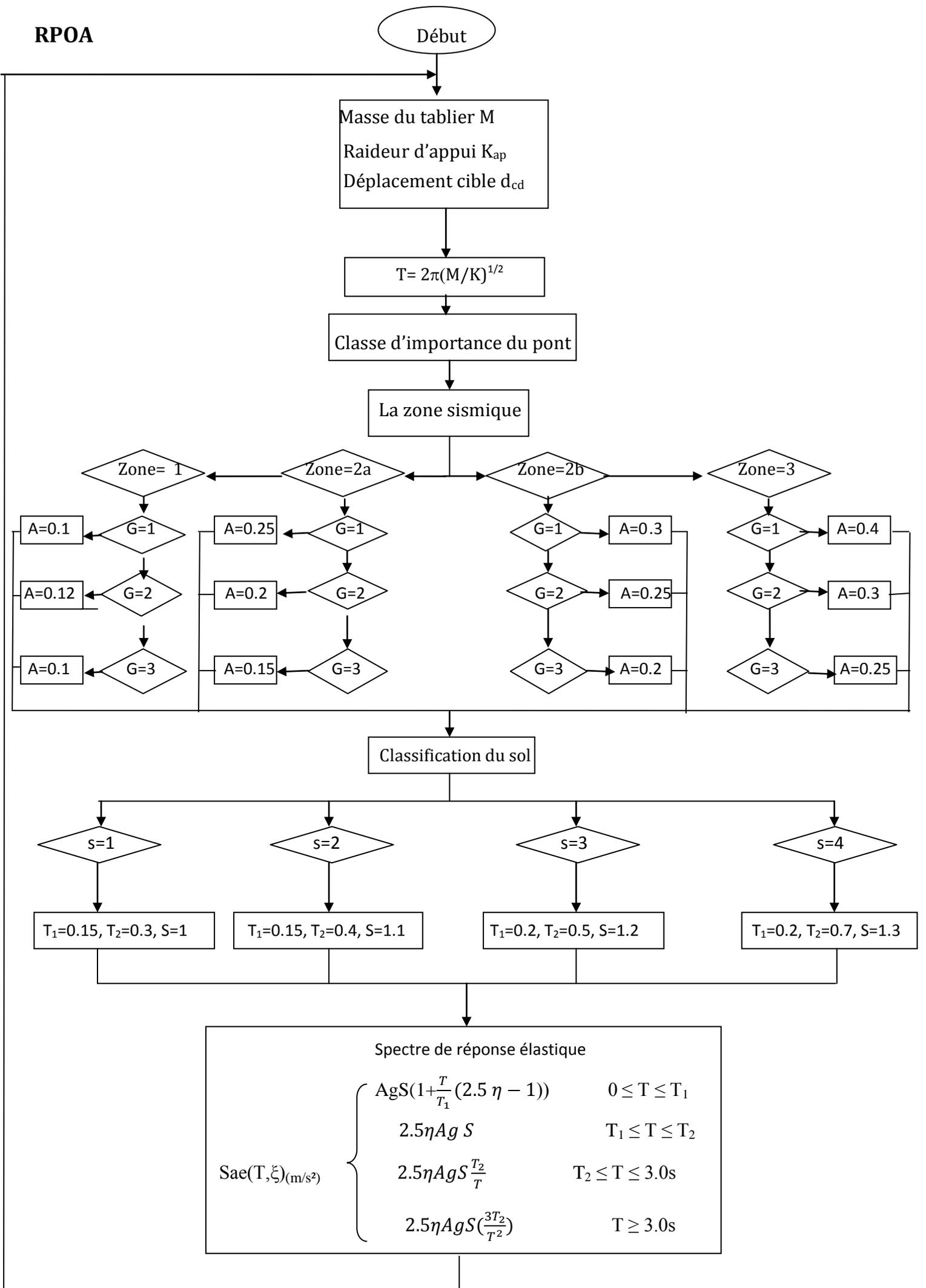


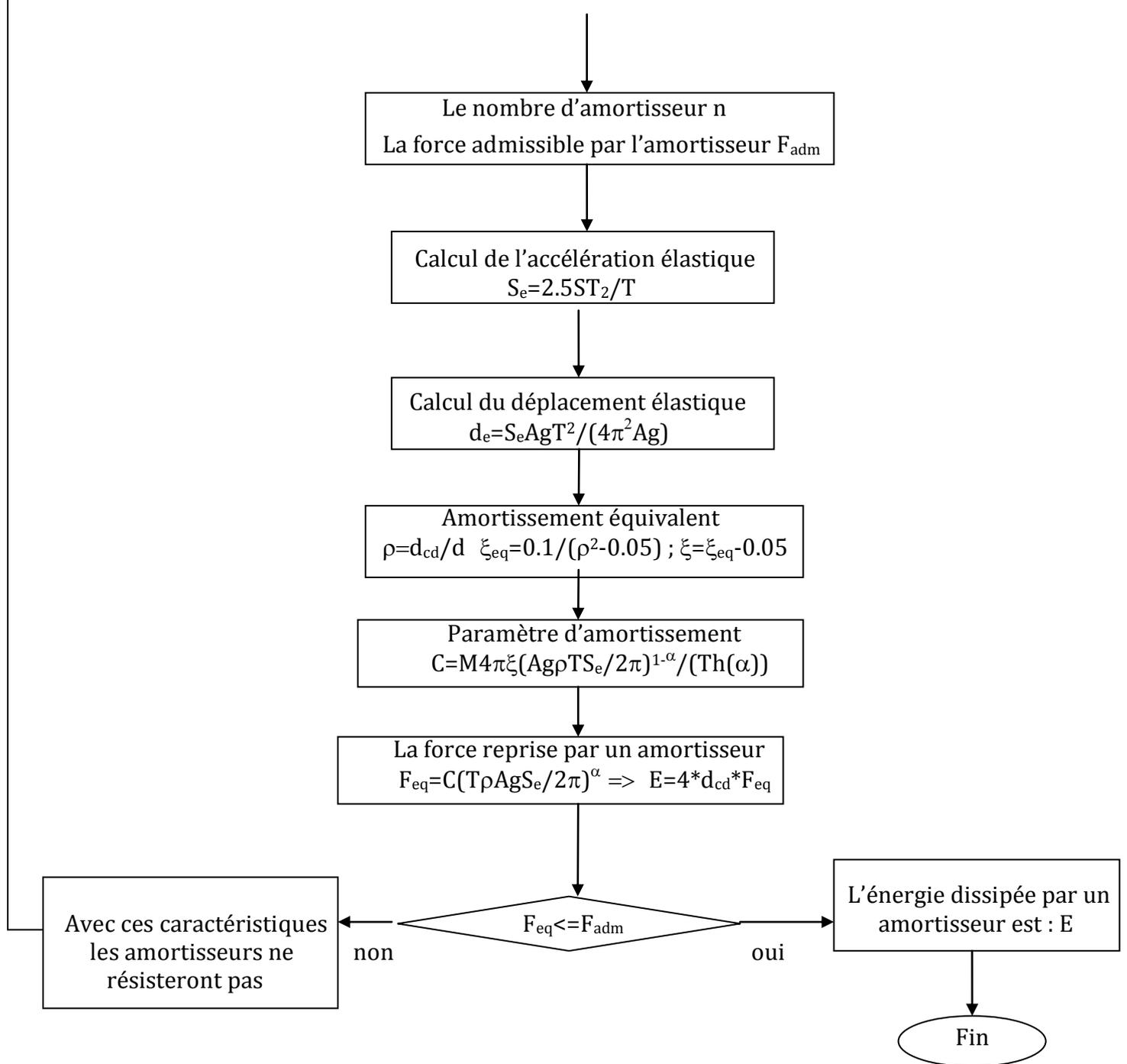
Figure 4.3 : la différence entre l'approche stochastique et l'approche déterministe [26]





**RPOA**





## 4 Méthode basée sur l'énergie dissipée par les amortisseurs :

### 4.1 Définition de la méthode :

En définissant les caractéristiques du système ainsi que le déplacement correspondant, on calcule l'énergie dissipée. On en déduit le paramètre  $c$  ainsi que le déplacement maximum, qui permet de calculer la force maximum dans l'amortisseur.

### 4.2 Déroulement de la méthode :

1- On commence par évaluer la période du système :  $T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$

Avec :  $M$  : masse du système en Kg/K : rigidité du système en N/m

2- on évalue le déplacement élastique :  $d_e = \frac{T^2}{4\pi^2} S_e(T)$

Avec :  $S_e(T)$  : accélération élastique de la structure à la période  $T$

3- on choisit un coefficient de réduction  $\rho$  par lequel on souhaite réduire l'amplitude des déplacements :  $\rho = d_{cd}/d_e$

Avec :  $d_{cd}$  la limitation des déplacements sous séisme fixé.

4- on en déduit le taux d'amortissement équivalent :  $\xi_{eq} = \frac{0,1}{\rho^2} - 0,05$

5- on détermine la vitesse maximum du piston de l'amortisseur :

$$V = d_{cd}\omega = d_{cd} \frac{2\pi}{T}$$

6- on en déduit la force maximale dans les amortisseurs :  $F_{max} = \pi K d_{cd} \frac{\xi_{eq}}{2}$

7- la constante d'amortissement vaut donc :  $c = \frac{F_{max}}{V_{max}^\alpha}$

8- l'énergie dissipée par le système d'amortissement vaut donc :  $E_d = 4F_{max}d_{max}$

Les organigrammes de la méthode appliqués à l'Eurocode ainsi qu'au RPOA sont élaborés ci-après :

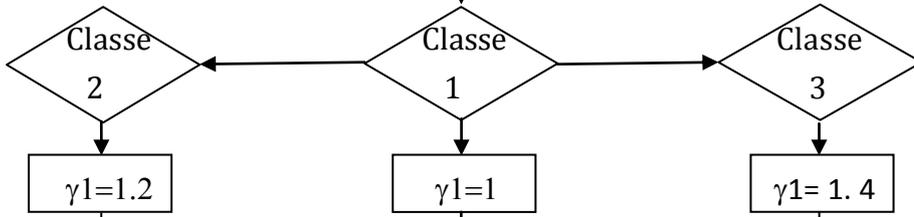
**EURCODE8**

Début

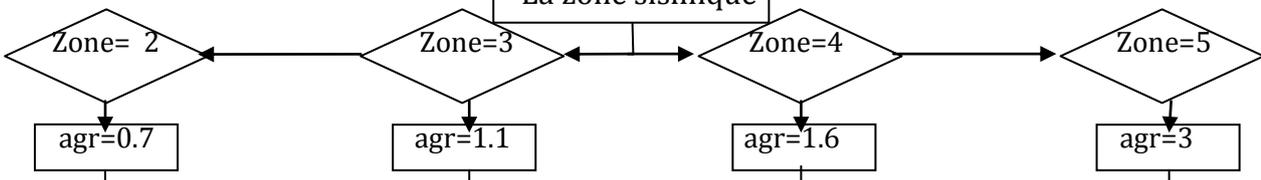
Masse du tablier M  
Raideur de la structure  $K_{ap}$   
Déplacement cible  $d_{cd}$

$$T = 2\pi(M/K)^{1/2}$$

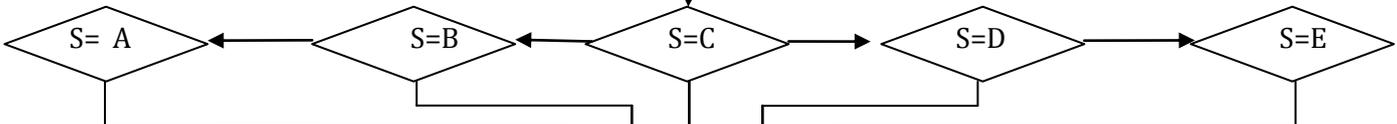
Classe d'importance du pont



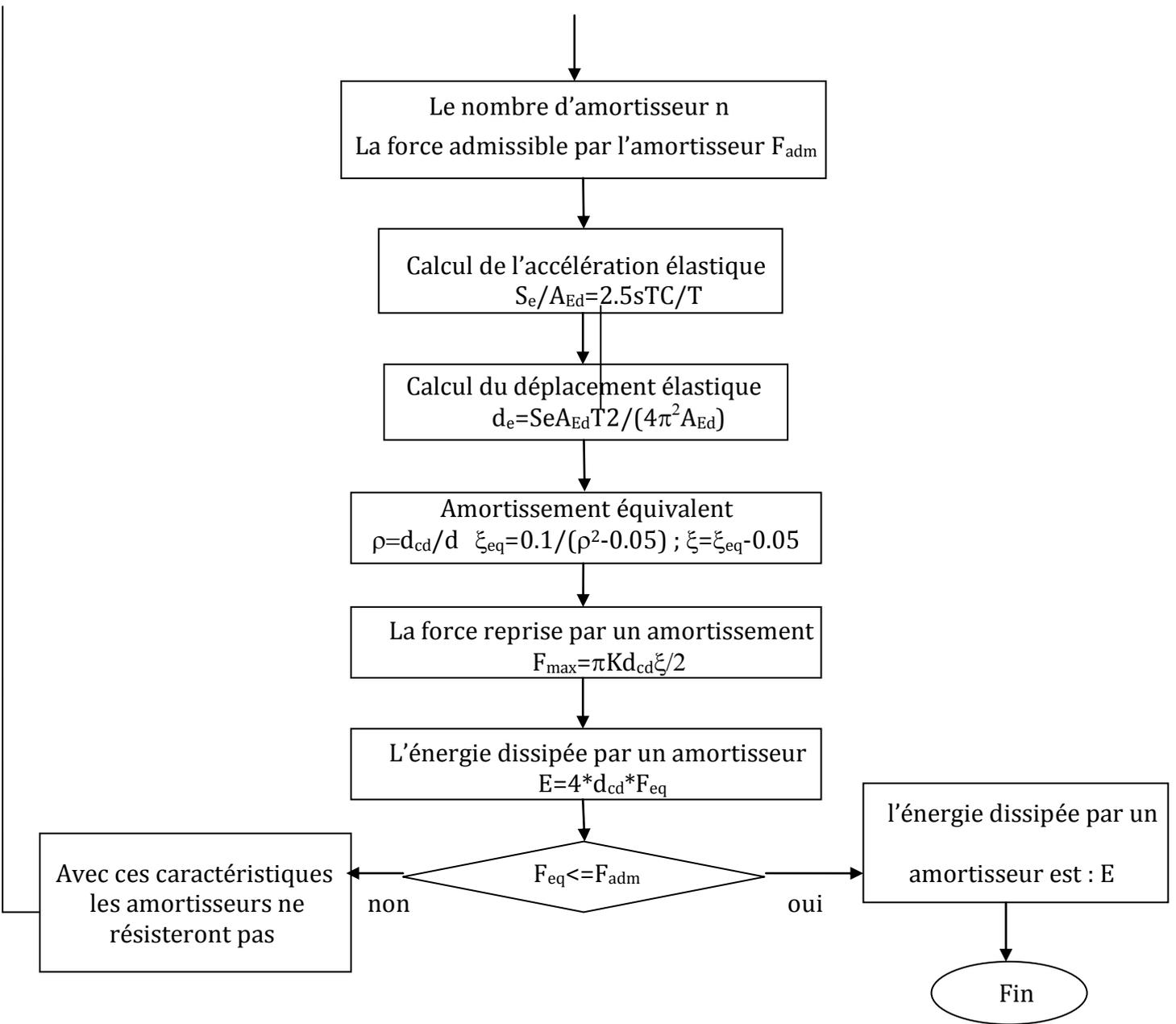
La zone sismique



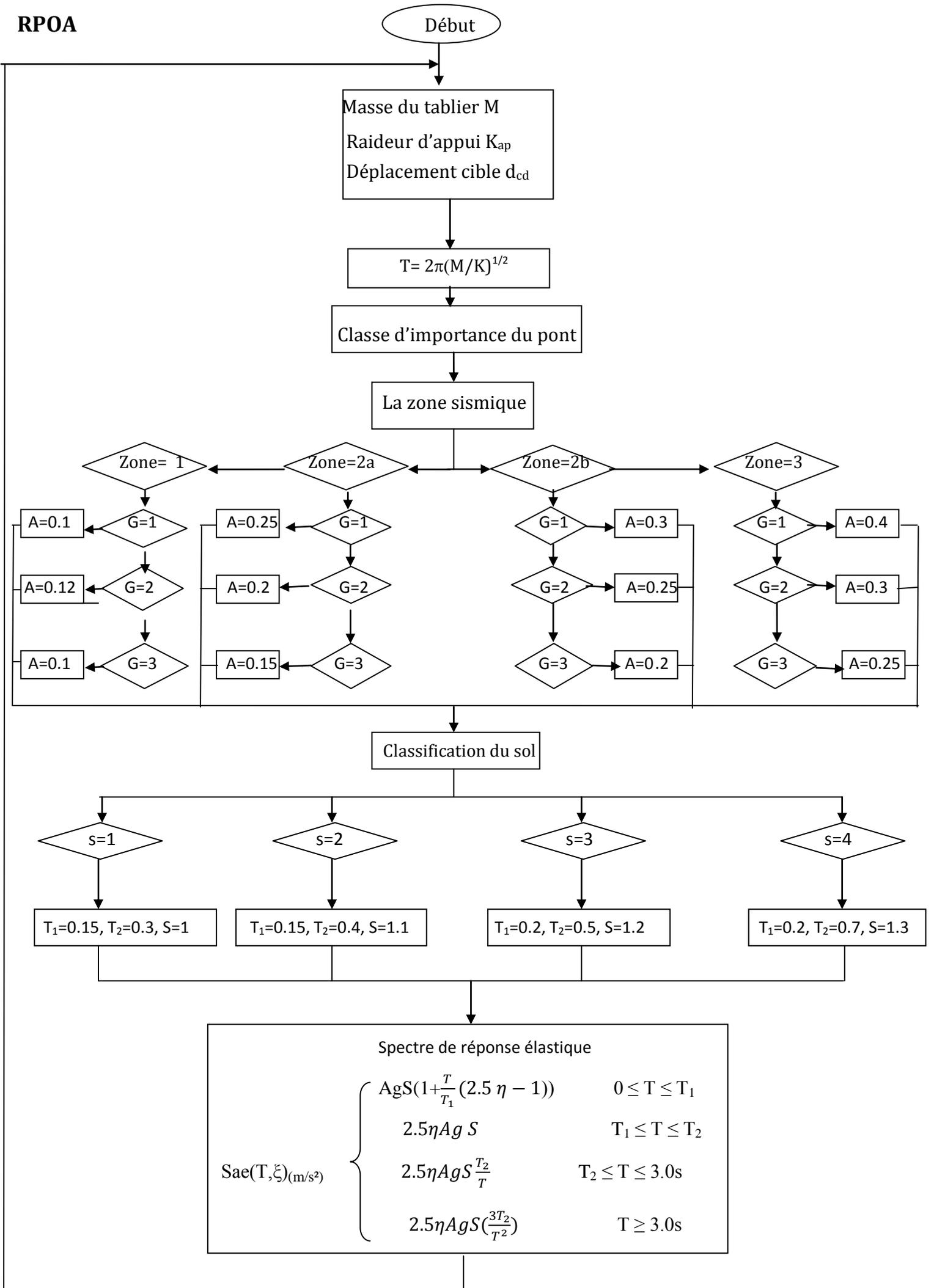
Classification du sol

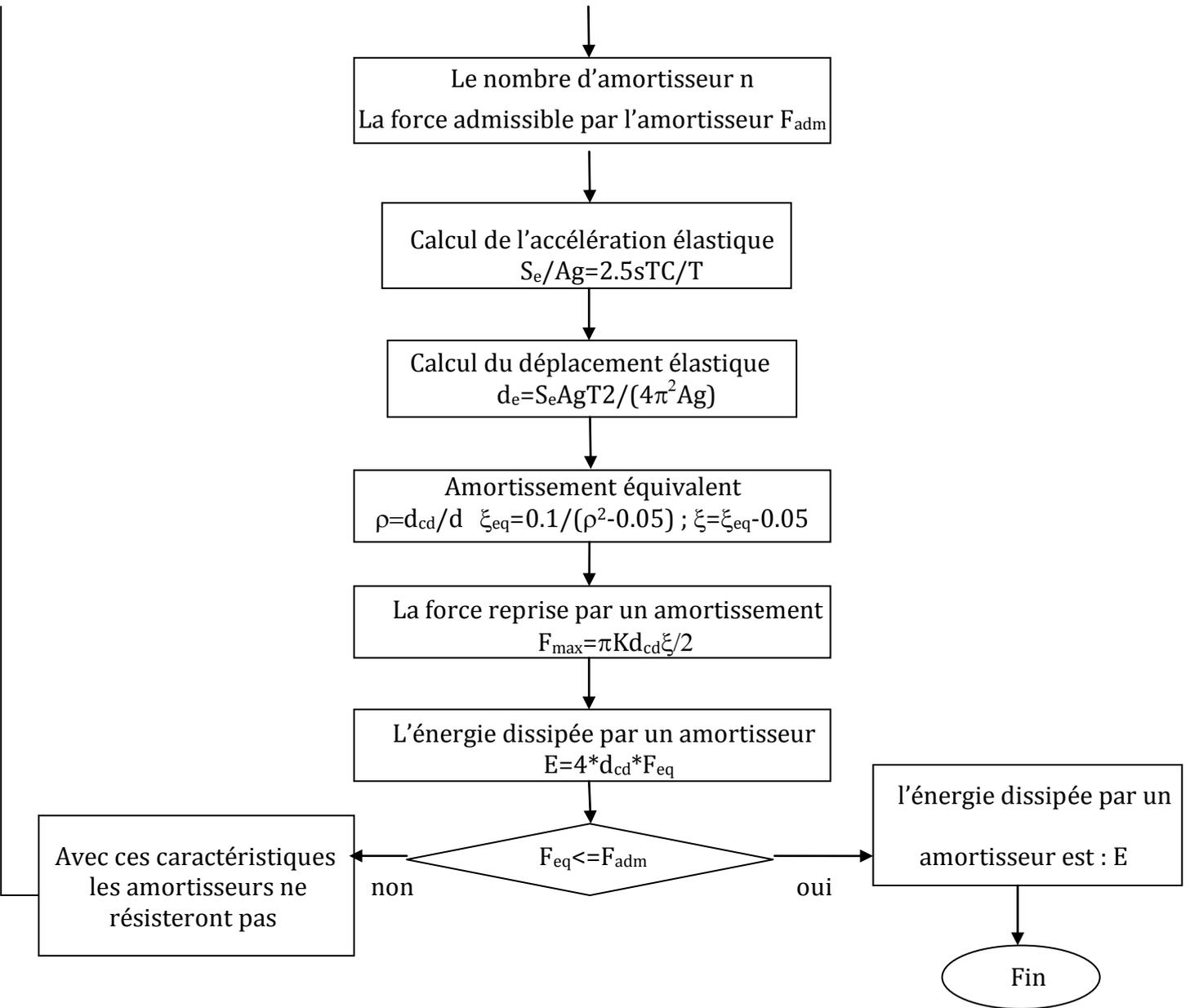


$$S_e(T) = \begin{cases} A_{Ed} \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\ 2,5 \cdot A_{Ed} \cdot S \cdot \eta & T_B \leq T \leq T_C \\ 2,5 \cdot A_{Ed} \cdot S \cdot \eta \left[ \frac{T_C}{T} \right] & T_C \leq T \leq T_D \\ 2,5 \cdot A_{Ed} \cdot S \cdot \eta \left[ \frac{T_C}{T_D} \right] \cdot \left[ \frac{T_D}{T} \right] & T_D \leq T \end{cases}$$



# RPOA





*Chapitre 5*

***Analyse dynamique temporelle***

## 1 Introduction:

La méthode de calcul avancée est une analyse pas-à-pas de la réponse dynamique du système vis-à-vis d'un chargement spécifique qui varie dans le temps. Elle se réalise à partir d'accélérogrammes réels ou artificiels.

Pour valider le prédimensionnement des dispositifs parasismiques non-linéaire, il convient d'appréhender leur comportement (dépendant de la vitesse de sollicitation) sous l'effet du séisme par le biais d'une méthode plus sophistiquée. L'Eurocode 8-2 et le RPOA propose l'approche qui consiste, à l'aide d'un logiciel ou algorithme spécifique, à mener une analyse dynamique temporelle non-linéaire. Elle nécessite de modéliser la structure avec tous ses dispositifs non-linéaires et de la soumettre directement à un jeu d'accélérogrammes. La réponse de la structure est alors recalculée à chaque pas de temps en fonction de son état correspondant à l'instant précédent.

L'analyse dynamique temporelle ne peut être utilisée que si des dispositifs parasismiques sont prévus, ou si le pont est trop irrégulier pour pouvoir appliquer la méthode spectrale. On note que ce type d'analyse est assez simple à réaliser puisque la structure doit rester élastique, et toutes les non-linéarités sont concentrées dans les dispositifs parasismiques, avec suffisamment de souplesse pour pouvoir intégrer n'importe quelle loi de comportement, y compris lorsque la force dépend du signe du déplacement

## 2 Entrée sismique avec accélérogrammes :

L'analyse non-linéaire requiert l'utilisation des accélérations du sol qui définissent le mouvement sismique. Si on ne possède pas d'enregistrements de mouvements du sol du site, des enregistrements modifiés ou des accélérogrammes artificiels vont être générés pour représenter le scénario sismique de base.

### 2.2 Caractérisation d'un accélérogramme :

L'accélérogramme est une représentation du mouvement sismique du sol en fonction du temps. Il est défini par des courbes qui fluctuent de manière irrégulière autour de la valeur nulle et dont la durée est très variable, de l'ordre de quelques secondes à quelques dizaines de secondes.

Les principales caractéristiques d'un accélérogramme sont : sa durée totale ( $t_T$ ), sa plage de mouvements significatifs ( $\Delta t_{max}$ ), et ses maxima d'accélération, de vitesse et de déplacement notés  $a_{max}$ ,  $v_{max}$ ,  $d_{max}$ . un exemple de lecture d'un accélérogramme est présenté ci-dessous :

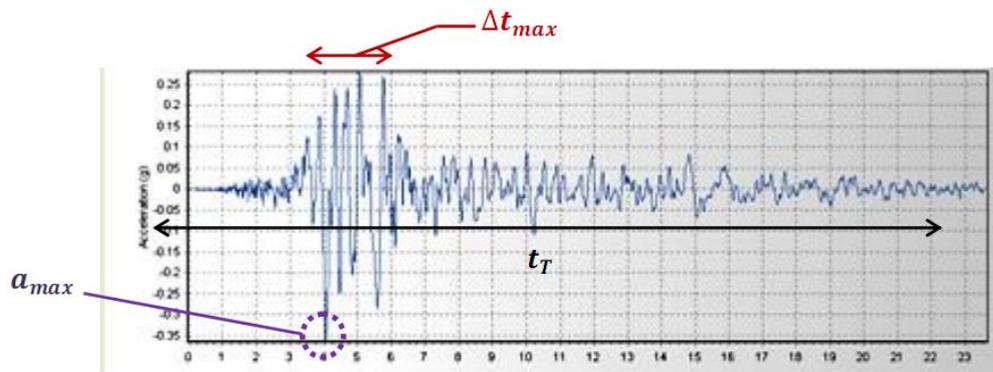


Figure 5.1 : enregistrement de Loma Pierta de 1989 à San Francisco California [2]

### 2.3 Nature des accélérogrammes :

On distingue trois types d'accélérogrammes :

1. Les accélérogrammes naturels issus de banques de données de séismes réels. Ils sont obtenus par des enregistrements directs sur site à l'aide de capteurs spécifiques.
2. Les accélérogrammes synthétiques obtenus par transformations des enregistrements naturels (augmentation de l'amplitude, étirement de la durée du séisme, etc...).
3. Les accélérogrammes artificiels obtenus par des méthodes mathématiques. Il existe plusieurs artifices de calculs pour les conduire (décomposition en une somme de sinusoides, calculs statistiques, etc...)

### 2.4 Choix du type d'accélérogrammes :

Dans possible, il est préférable d'utiliser des accélérogrammes naturels de zones de caractéristiques proches, en termes de sol et d'origine du séisme. Toute fois on ne dispose pas d'un enregistrement, ce qui est le plus courant, il existe des méthodes qui permette l'obtention d'accélérogrammes à partir des spectres [16]. Parmi les logiciels générateurs d'accélérogramme on a utilisé le SIMQK au niveau du LGSDS.

## 3 Analyse dynamique temporelle :

Si on considère un système caractérisé par :  $m$ ,  $K$ ,  $c$  et  $p(t)$  : les caractéristiques non linéaire des forces de rappel élastique connues, un chargement appliqué quelconque. A tout instant  $t$ , l'équilibre des forces agissant sur la masse implique :

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = p(t)$$

Et après un court instant  $\Delta t$ , l'équation devient :

$$f_I(t + \Delta t) + f_D(t + \Delta t) + f_S(t + \Delta t) = p(t + \Delta t)$$

La différence entre les deux équations nous donne la forme incrémentale de l'équation du mouvement pour l'intervalle de temps  $\Delta t$  :

$$\Delta f_I(t) + \Delta f_D(t) + \Delta f_S(t) = \Delta p(t)$$

Les forces incrémentales de cette équation peuvent s'exprimer comme suit :

$$\Delta f_I(t) = f_I(t + \Delta t) - f_I(t) = m\Delta\ddot{v}(t)$$

$$\Delta f_D(t) = f_D(t + \Delta t) - f_D(t) = c(t)\Delta\dot{v}(t)$$

$$\Delta f_S(t) = f_S(t + \Delta t) - f_S(t) = k(t)\Delta v(t)$$

$$\Delta p(t) = p(t + \Delta t) - p(t)$$

La masse est supposée constante ; les termes  $c(t)$  et  $k(t)$  représentent les caractéristiques d'amortissement et de rigidité correspondant à la vitesse et au déplacement relatifs à cet intervalle. On utilise les pentes tangentes définies au début de chaque intervalle de temps :

$$c(t) = \left(\frac{df_D}{d\dot{v}}\right) \quad \text{et} \quad k(t) = \left(\frac{df_S}{dv}\right)$$

La substitution des expressions des forces mène à la forme finale des équations incrémentales de l'équilibre à l'instant  $t$  :

$$m\Delta\ddot{v}(t) + c(t)\Delta\dot{v}(t) + k(t)\Delta v(t) = \Delta p(t)$$

Les propriétés des matériaux peuvent dans ce type d'analyse présenter n'importe quelle forme de non-linéarité. Ainsi, la force de rappel  $f_s$  ne doit pas dépendre que du déplacement, car un matériau élastique non linéaire a un comportement hystérétique non linéaire qui pourrait être choisi avec une force qui dépend de l'histoire passée de la déformation aussi bien que la valeur actuelle du déplacement ; la seule condition est que les caractéristiques de rigidité soient complètement définies par l'histoire passée et par l'état actuel de la déformation. La masse pourrait elle aussi être variable dans le temps.

### 3.1 Intégration pas à pas :

De nombreuses méthodes s'offre à nous pour l'intégration numérique de l'équation incrémentale d'équilibre, la technique utilisée ici est simple dans son principe, mais s'est Avérée donner d'excellents résultats pour relativement peu de calculs. L'hypothèse de base du procédé est que l'accélération varie linéairement au sein de chaque incrément de temps, et que les caractéristiques du système restent constantes sur tout cet intervalle. Le mouvement de la masse ainsi que Les équations relatives à la variation linéaire supposée de l'accélération, et les variations quadratique et cubique correspondantes de la vitesse et du déplacement sont représentés sur la figure 5.1, les calcul de ces dernières expressions à la fin de l'intervalle ( $\zeta \equiv \Delta t$ ) mène aux équations suivantes pour les incréments de vitesse et de déplacement :

$$\Delta\dot{v}(t) = \ddot{v}(t)\Delta t + \Delta\ddot{v}\frac{\Delta t^2}{2}$$

$$\Delta v(t) = \dot{v}(t)\Delta t + \ddot{v}\frac{\Delta t^2}{2} + \Delta\ddot{v}(t)\frac{\Delta t^3}{6}$$

Il sera dès lors commode d'utiliser le déplacement incrémental comme variable de base de l'analyse ; nous tirons donc l'accélération incrémentale de l'une des équations, et substituons cette expression dans l'autre pour obtenir :

$$\Delta\ddot{v}(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t)$$

$$\Delta\dot{v}(t) = \frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t)$$

En remplaçant dans l'équation incrémentale du mouvement on aura

$$m \left[ \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[ \frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] + k(t) \Delta v(t) = \Delta p(t)$$

Enfin, en transfère dans le second membre tous les termes associés aux conditions initiales connues, ce qui abouti à :

$$\bar{k}(t) \Delta v(t) = \Delta \bar{p}(t)$$

Ou :

$$\bar{k}(t) = k(t) + \frac{6}{\Delta t^2} m + \frac{3}{\Delta t} c(t)$$

$$\Delta \bar{p}(t) = \Delta p(t) + m \left[ \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) + 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[ 3\dot{v}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right]$$

Cette équation est équivalente à l'expression d'un équilibre incrémental statique, on peut en tirer le déplacement incrémental en divisant la charge incrémentale par la rigidité. Le comportement dynamique est pris en compte en faisant intervenir les effets d'inertie et d'amortissement dans les termes de charge effective et de rigidité. Après avoir obtenu l'incrément du déplacement, on pourra avoir la vitesse incrémentale.

La vitesse et le déplacement à la fin de l'incrément sont données par :

$$\dot{v}(t + \Delta t) = \dot{v}(t) + \Delta\dot{v}(t)$$

$$v(t + \Delta t) = v(t) + \Delta v(t)$$

ainsi les calculs pour cet incrément sont terminés et le processus peut être repris pour l'intervalle suivant.

## 2.2 Théorie de calcul pas à pas avec la correction de Newmark:

### 2.2.1 Introduction :

On estime les déformations de la structure en fonction du temps, en utilisant l'hypothèse de déplacements du sol par un jeu d'accélérogrammes compatibles avec le spectre de réponse du sol. Ici, la méthode de Newmark permet la résolution numérique de l'équation différentielle dynamique d'un oscillateur simple amorti par une intégration « pas à pas », et donne les paramètres suivants à chaque instant :

- Déplacement :  $x(t)$
- Vitesse :  $\dot{x}(t)$

- Accélération :  $\ddot{x}(t)$

### 2.2.2 Principe de la méthode :

On rappelle que l'analyse temporelle permet d'obtenir la réponse de la structure à une excitation imposée dans un intervalle de temps déterminé. L'analyse consiste donc à trouver la solution de l'équation de la variable de temps suivant :

$$M \cdot \ddot{x}(t) + C \cdot \dot{x}(t) + K \cdot x(t) = F(t)$$

Avec :

- La charge dynamique soumise au système est dans notre cas l'accélération du sol, soit :
- Les expressions contenant le paramètre dépendent du temps.

Pour résoudre l'équation (1.1) présentée ci-dessus, on utilise la méthode de Newmark qui consiste à calculer le déplacement induit de la masse potentiellement instable supposée rigide lorsque l'accélération dépasse une valeur critique correspondant à l'équilibre limite. Pour déterminer les valeurs de déplacement et de vitesse pour un pas d'intégration, on utilise le développement en séries de Taylor

$$x_{t+dt} = x_t + \dot{x}_t \cdot dt + \ddot{x}_t \cdot \frac{dt^2}{2} + \beta \cdot \ddot{\ddot{x}}_t \cdot dt^3$$

$$\dot{x}_{t+dt} = \dot{x}_t + \ddot{x}_t \cdot dt + \gamma \cdot \ddot{\ddot{x}}_t \cdot dt^2$$

Ce développement contient un terme d'erreur proportionnel à la dérivée de l'accélération. L'hypothèse de linéarité de l'accélération à l'intérieur du pas de temps permet de remplacer cette dérivée troisième par l'accélération au temps précédent en introduisant les paramètres. Ces deux termes sont des éléments de contrôle de convergence et de précision de la méthode :

La convergence dite « stable » est assurée si :  $0,5 \leq \gamma$  ;  $\beta \leq 0,5$  ;  $dt \leq \frac{1}{\omega \sqrt{\frac{\gamma}{2} - \beta}}$

La convergence dite « inconditionnelle » est assurée pour :  $0,5 \leq \gamma \leq 2\beta$

Newmark a montré qu'une valeur raisonnable de  $\gamma$  est équivalente à 0,5. Le paramètre  $\beta$  est compris entre 0 et 1 et donne alors une large plage de résultats sans être correctement fixé.

Typiquement, on prend  $\beta = 0,25$  qui représente la constante utilisée pour le calcul de l'accélération moyenne.

On peut alors écrire le schéma correctif suivant :

$$x_{t+dt} = x_t + \dot{x}_t dt + [(1 - 2\beta) \cdot \ddot{x}_{t+dt}] \frac{dt^2}{2}$$

$$\dot{x}_{t+dt} = \dot{x}_t + dt \cdot \ddot{x}_\gamma = \dot{x}_t + [(1 - \gamma) \cdot \ddot{x}_\beta + \gamma \cdot \ddot{x}_\beta] dt$$

Il reste à écrire l'équilibre à l'instant  $t+dt$  avec le schéma précédent. On peut alors prendre l'accélération comme inconnue :

$$\ddot{x}_\beta = (1 - 2\beta) \cdot \ddot{x}_t + 2\beta \cdot \ddot{x}_{t+dt}$$

Soit

$$x_{t+dt} = x_t + \dot{x}_t dt + [(1 - 2\beta) \cdot \ddot{x}_t + 2\beta \cdot \ddot{x}_{t+dt}] \frac{dt^2}{2}$$

En somme, la méthode de Newmark est conseillée dans le cas d'instant courts comme les enregistrements sismiques. La précision de la résolution obtenue dépend de la précision d'intégration numérique qui est définie par la valeur de l'intervalle de temps  $dt$ . D'après les équations précédentes, on remarque bien une démarche calculatoire qui donne les paramètres du mouvement (déplacement, vitesse accélération) à l'instant  $t+dt$  partir des valeurs à l'instant  $t$ . [25]

## 2.3 L'analyse dynamique temporelle par superposition modale :FNA

### 2.3.1 Introduction :

La méthode temporelle non-linéaire utilisée dans SAP2000 est une extension de analyse non-linéaire rapide (FNA) développée par Wilson (Ibrahimbegovic and Wilson,1989 ; Wilson, 1993). La méthode est conçue pour les systèmes structuraux qui sont principalement élastique linéaire, mais qui ont un nombre de non-linéarités prédéfinies limité.

### 2.3.2 Principes de la méthodes :

Pour la FNA, toutes les non-linéarités sont relatives aux appuis, ci-dessous, une bref description sur la méthode :

L'équilibre dynamique de la structure élastique linéaire munie d'appareils d'appui non-linéaires prédéfinis, subissant un chargement quelconque peut s'écrire comme suit :

$$K_L u(t) + C \dot{u}(t) + M \ddot{u}(t) + r_N(t) = r(t)$$

Où  $K_L$  est la matrice de rigidité des éléments élastiques linaires,

$C$  est la matrice d'amortissement,

$M$  est la matrice diagonale de la masse,

$r_N$  est le vecteur force pour un seul degré de liberté,

$u, \dot{u}$  et  $\ddot{u}$  : sont respectivement, le déplacement, la vitesse et l'accélération relatifs au sol

$r$  : le vecteur forces appliquées

### Rigidité effective des appuis :

Pour effectuer l'analyse, une rigidité linéaire est définie pour chaque degré de liberté des éléments non linéaires. La rigidité effective à des degrés de liberté non linéaires est arbitraire, mais varie généralement entre zéro et la raideur non linéaire maximum de ce degré de liberté.

L'équation d'équilibre peut alors être réécrite sous la forme:

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + K u(t) = r(t) - [r_N(t) - K_N u(t)]$$

où  $K = K_N + K_L$ , avec  $K_L$  la rigidité de l'ensemble des éléments linéaire et pour les degrés de liberté linéaires de la Liaison/appui, et  $K_N$  étant la matrice des raideurs linéaire effective pour tous les degrés non linéaires de liberté .

**Superposition des modes :**

L'analyse modale est effectuée en utilisant la matrice de rigidité complète,  $K$  et la matrice de masse,

Il est fortement recommandé d'utiliser la méthode de Ritz-vecteur pour effectuer l'analyse modale.

En utilisant des techniques standard, l'équation d'équilibre peut être rédigée sous forme modale :

$$\Omega^2 \mathbf{a}(t) + \Lambda \dot{\mathbf{a}}(t) + \mathbf{I} \ddot{\mathbf{a}}(t) = \mathbf{q}(t) - \mathbf{q}_N(t)$$

où  $\Omega^2$  est la matrice diagonale des carrés des fréquences de structure proposée par:

$$\Omega^2 = \boldsymbol{\phi}^T \mathbf{K} \boldsymbol{\phi}$$

$\Lambda$  est la matrice d'amortissement modal qui est supposée être diagonale :

$$\Lambda = \boldsymbol{\phi}^T \mathbf{C} \boldsymbol{\phi}$$

$\mathbf{I}$  est la matrice identité qui satisfait :

$$\mathbf{I} = \boldsymbol{\phi}^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}$$

$\mathbf{q}(t)$  est le vecteur des forces modales appliquées :

$$\mathbf{q}(t) = \boldsymbol{\phi}^T \mathbf{r}(t)$$

$\mathbf{q}_N(t)$  est le vecteur des forces modales des éléments non linéaires :

$$\mathbf{q}_N(t) = \boldsymbol{\phi}^T [ \mathbf{r}_N(t) - \mathbf{K}_N \mathbf{u}(t) ]$$

$\mathbf{a}(t)$  est le vecteur des amplitudes modales :  $\mathbf{u}(t) = \boldsymbol{\phi} \mathbf{a}(t)$

$\boldsymbol{\phi}$  est la matrice des modes

Il convient de noter que, contrairement à l'analyse dynamique linéaire, les équations modales ci-dessus sont couplées. En général, les forces non linéaires,  $\mathbf{q}_N(t)$ , vont coupler les modes puisque ce sont fonctions des déplacements modaux,  $\mathbf{A}(t)$ .

Il est important de reconnaître que la solution à ces équations modales dépend d'être capable de représenter adéquatement les forces non linéaires par les forces modales,  $\mathbf{q}_N(t)$ . Ce n'est pas automatique, mais nécessite des considérations particulières suivantes:

- masse et / ou moments d'inertie doit être présent à tous les degrés de liberté non linéaires.
- La méthode de Ritz-vecteur doit être utilisée pour déterminer les modes, au moins tous les modes possibles de structure sont trouvés en utilisant l'analyse des vecteurs propres
- Le démarrage des vecteurs de charge Ritz devraient inclure une force de déformation non linéaire pour chaque degré de liberté indépendant.
- Un nombre suffisant de Ritz-vecteurs doit être recherchée pour capturer la déformation des éléments non linéaires

**Amortissement modal**

Comme pour l'analyse temporelle linéaire, l'amortissement dans la structure est modélisé en utilisant l'amortissement modal découplé. Chaque mode a un facteur d'amortissement, qui est mesuré comme une fraction d'amortissement critique et doit satisfaire :

**$0 \leq \text{amortissement} < 1$**

L'amortissement modal a deux différentes sources :

L'amortissement modal issu du cas de chargement

L'amortissement modal issu des matériaux

**Solution itérative :**

Les équations modales non linéaires sont résolues itérativement dans chaque incrément de temps. Le programme suppose que les équations varient linéairement durant l'incrément, et utilise des intégrations exactes pour résoudre ces équations pour chaque itération. Les itérations continuent jusqu'à ce que la solution converge, si la convergence ne peut être atteinte, le programme divisera l'incrément de temps en plus petits incréments et recommencera encore.

*Chapitre 6*

***Investigations numériques***

## 1 Introduction :

Afin d'évaluer la performance des méthodes exposées dans le chapitre précédent, deux applications seront traitées dans le paragraphe qui suit. Il s'agit en premier lieu d'un pont dalle proposé par D. Davi et repris dans le guide des ponts en zone sismique dans sa version de février 2012. Cette exemple sera traité selon le règlement Eurocode 8-2. En second lieu, nous traiterons le cas du pont de Béni-Chograne de Mascara qui sera calculé selon le règlement RPOA 2010.

## 2 Développement d'une application de calcul simplifié :

Une application a été développée sous « Matlab interface graphique GUI » en vue d'établir un dimensionnement simplifié des amortisseurs visqueux non linéaires selon les méthodes exposées dans le chapitre 4. Cette application prend en considération deux règlements, à savoir l'Eurocode et les RPOA, pour ce faire il suffit de cocher la case correspondante dans la rubrique règlement. De même, pour faire le choix de la méthode de calcul que ça soit la méthode l'Eurocode, de Kahan ou celle de l'énergie il suffit de cocher la case correspondante dans la rubrique méthode de calcul.

### ➤ Les données à introduire dans l'application sont :

- La masse totale du pont en tonnes (t).
- La raideur de l'infrastructure en kN/m.
- Le déplacement cible qu'on veut imposer en mètre (m).
- Le taux d'amortissement efficace en % dans le cas de la méthode de l'Eurocode. Dans le cas de la méthode de Kahan et celle de l'énergie, on introduit la valeur du paramètre  $\alpha$  de l'amortisseur à la place de l'amortisseur efficace.
- La zone sismique.
- La catégorie d'importance du pont.
- la catégorie du sol.

### ➤ Les sorties de l'application sont :

- A partir du zonage, la classification du pont, la catégorie du pont, l'application génère les données relatives au spectre en plus du tracé de la courbe. Pour l'Eurocode, le programme génère  $T_b, T_c, T_d, S$  et  $a_g$ , alors que pour les RPOA, il génère  $T_1, T_2, S$  et  $A$ .

### ✓ Le résultat de l'analyse pour la méthode de l'Eurocode donne :

- Le coefficient de modification de spectrale.
- La période efficace en seconde (s).
- La rigidité effective des amortisseurs

- La force maximale dans les amortisseurs en kN. Cette force est celle reprise par l'ensemble des amortisseurs utilisés dans la structure, pour trouver la force maximale dans un seul amortisseur il suffit de diviser la force totale par le nombre d'amortisseur.

- L'énergie dissipée par l'ensemble des amortisseurs.

✓ *Le résultat de l'analyse pour la méthode de Kahan et celle de l'énergie donne :*

- La période de la structure en seconde.
- Le taux d'amortissement repris par les amortisseurs en %
- Le paramètre de l'amortisseur C en  $\text{kN}/(\text{m}/\text{s})^{0.1}$ .
- La force maximale dans les amortisseurs en kN. Cette force est celle reprise par l'ensemble des amortisseurs utilisés dans la structure, pour trouver la force maximale dans un seul amortisseur il suffit de diviser la force totale par le nombre d'amortisseur.
- L'énergie dissipée par l'ensemble des amortisseurs.

La figure suivante montre l'interface de l'application

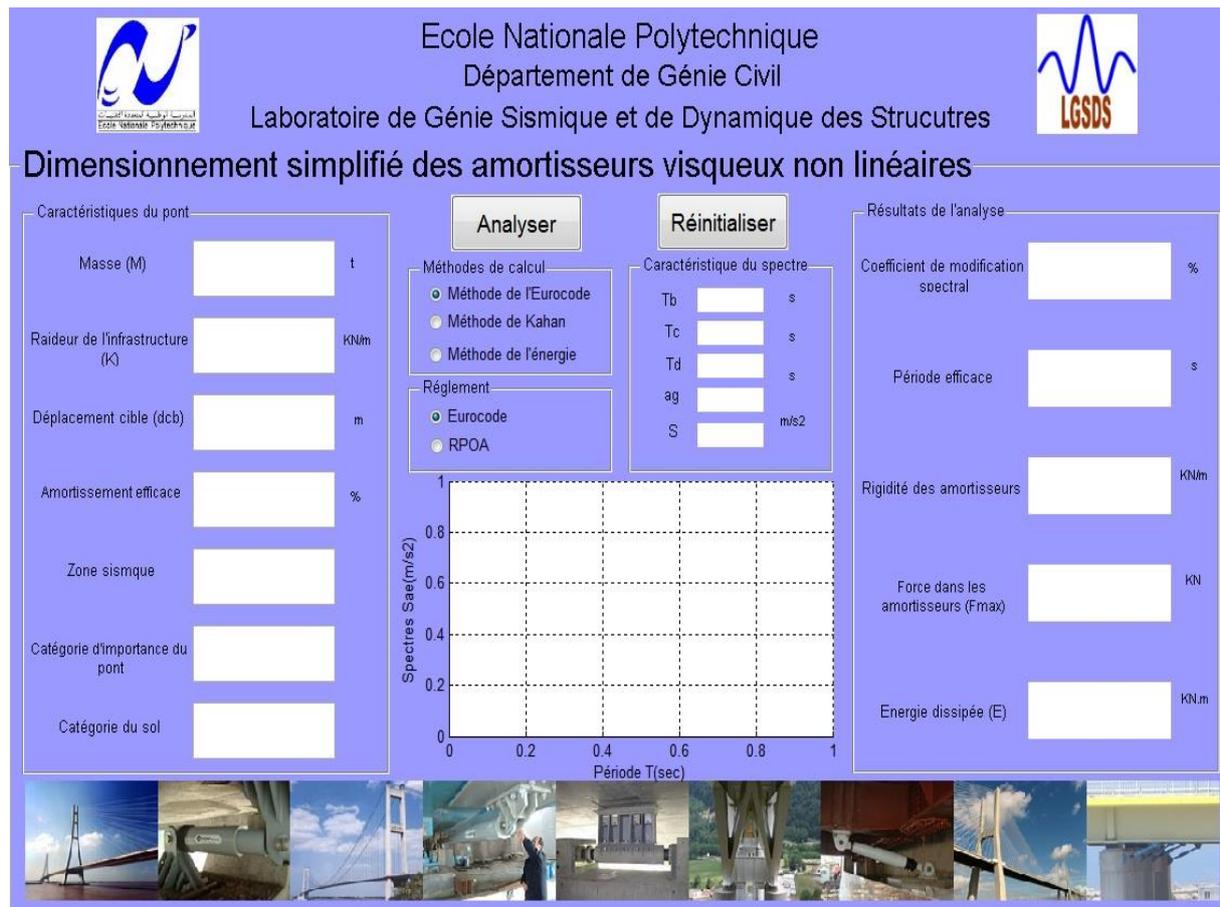


Figure 6.1 : Interface graphique de l'application de dimensionnement simplifié des amortisseurs visqueux non linéaires

### 3 Outil de calcul dynamique temporel non linéaire :

En présence d'un comportement non linéaire provenant des amortisseurs, l'analyse dynamique linéaire ne peut être appliquée dans le cas d'un pont équipé de tels dispositifs du fait qu'elle suppose un comportement linéaire des structures, c'est-à-dire que leurs caractéristiques restent invariables sur l'ensemble de la réponse. Seule une analyse dynamique temporelle non linéaire nous confère des résultats exacts. L'un des principes de résolution consiste en une intégration pas à pas, en calculant la réponse de la structure à travers la discrétisation de l'intervalle de l'excitation en une suite de courts incréments de temps  $\Delta t$ , généralement pris de longueurs égales afin de simplifier la procédure. Pour y aboutir, il existe plusieurs algorithmes de résolution, l'un des plus répondu est celui proposé par Newmark qui peut être simplement programmé à la main dans le cas d'une structure se réduisant un seul degré de liberté.

Une résolution basée sur la méthode de Newmark nous conduit à écrire le schéma d'intégration suivant :

$$x_t = x_{t-\Delta t} + \Delta t \cdot \dot{x}_{t-\Delta t} + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \cdot \ddot{x}_{t-\Delta t} + \beta \cdot \Delta t^2 \cdot \ddot{x}_t$$

$$\dot{x}_t = \dot{x}_{t-\Delta t} + (1 - \gamma) \Delta t \cdot \ddot{x}_{t-\Delta t} + \Delta t \cdot \gamma \cdot \ddot{x}_t$$

Où :  $\alpha$  et  $\beta$  sont des paramètres permettant de maîtriser la convergence de la méthode. Cet algorithme est dit inconditionnellement stable pour :

$$\frac{1}{2} \leq \gamma \leq 2 \cdot \beta$$

Le tableau suivant nous indique quelques valeurs types de  $\alpha$  et  $\beta$  qui peuvent être prises en compte dans l'analyse :

Domaine	Stabilité
$\gamma \leq \frac{1}{2}$	instable
$\frac{1}{2} \leq \gamma$ et $2 \cdot \beta \leq \gamma$	conditionnellement stable
$\frac{1}{2} \leq \gamma \leq 2 \cdot \beta$	inconditionnellement stable

Tableau 6. 1 : Tableau des valeurs de  $\alpha$  et  $\beta$  à prendre en considération

Dans notre cas, l'analyse dynamique temporelle a été effectuée sous « SAP2000 » pour le cas du modèle à 1D et sous « CSiBridge » pour les modèles. Les deux logiciels proposent les mêmes types d'algorithme de résolution du fait qu'ils ont été développés par la même firme, à savoir « CSI ».

Pour le cas de l'analyse temporelle non linéaire, ces logiciels proposent principalement deux types d'analyse : la première est l'analyse par intégration direct alors que le second se base sur le principe de superposition modale.

- **Analyse dynamique temporelle non linéaire par intégration direct sous SAP2000 ou CSiBridge :**

Ces logiciels proposent 5 types de schéma d'intégration, à savoir :

- La méthode de Newmark,
- La méthode de Wilson,
- La méthode de collocation,
- La méthode de Hiber – Hughes-Taylor,
- La méthode de Chung and Hulbert.

Chacune de ces méthodes se caractérise par des paramètres permettant de maîtriser la convergence de la méthode, il convient de les choisir soigneusement de tel sorte à assurer la convergence de la méthode et atteindre le résultat final.

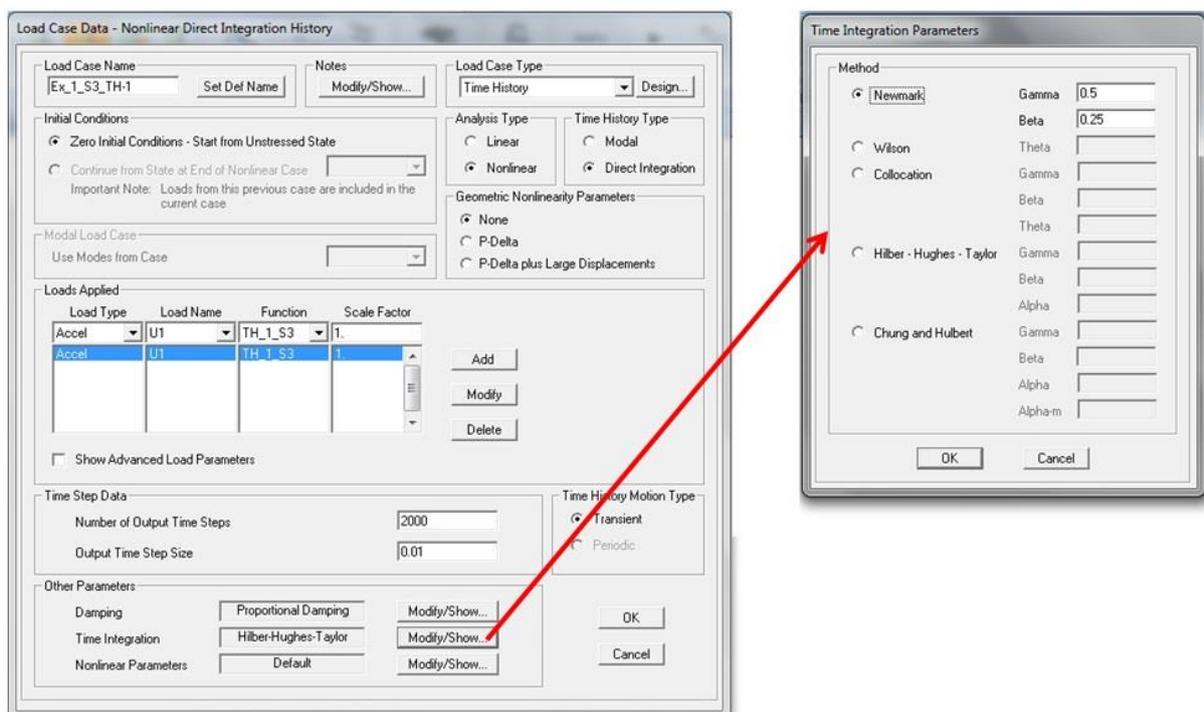


Figure 6.2 : Fenêtre de l'analyse dynamique temporelle par intégration direct

- **Analyse dynamique temporelle non linéaire par superposition modale (FNA) sous SAP2000 ou CSiBridge :**

Dans notre cas, nous utiliserons une autre approche extrêmement efficace pour déterminer la réponse de notre pont vis-à-vis de l'excitation sismique introduite sous forme d'accélérogramme. Il s'agit de l'analyse dynamique temporelle non linéaire par superposition modale, proposé par « SAP2000 » et « CSiBridge ». C'est une extension de la méthode « Fast Nonlinear Analysis(FNA) » développé par Wilson (Ibrahimbegovic et Wilson 1989 ; Wilson 1993) dont le principe est de considérer un comportement linéaire de la structure alors les non-linéarités ne proviennent que de certains éléments de liaison ou supports, c'est le cas des amortisseurs dans notre cas.

Il est à signaler que cette méthode « Fast Nonlinear Analysis(FNA) », comme son nom l'indique procure des résultats beaucoup plus rapidement que les méthodes proposées dans le cas d'analyse. A titre de comparaison, une analyse par FNA du pont de Béni-Chograne par un seul accélérogramme appliqué dans les deux sens horizontaux prend 1minutes 5secondes, alors que la même procédure effectuée par la méthode de Newmark pour  $\beta = 0.25$  et  $\gamma = 0.5$  dure environ 25 minutes.

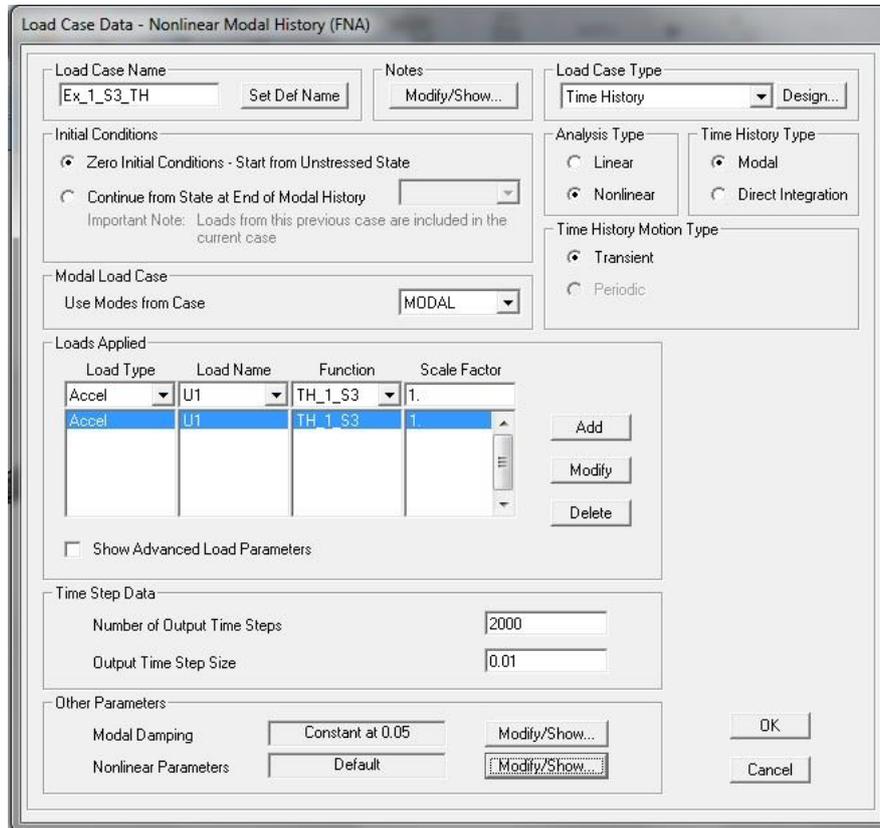


Figure 6.3 : Fenêtre de l'analyse dynamique temporelle par superposition modale

## 4 Cas d'étude N°1 - Pont dalle :

### 4.1 Présentation de l'ouvrage :

L'exemple que nous allons traiter, considère un type de pont assez répandu, que ce soit en Europe ou bien en Algérie. Le pont comporte 3 travées, dont deux de rive de longueur de 10m, et une centrale de 16m de longueur. Chacune des 2 piles est composée de 2 fûts de section 2,50x0,80m, de hauteur 5,50m. Le tablier repose sur des appuis glissant sur culée, et 2 néoprènes 400x400x5(10+3) par fût, soit 8 appareils d'appui au total. La figure-5.1 résume les principales caractéristiques du pont.

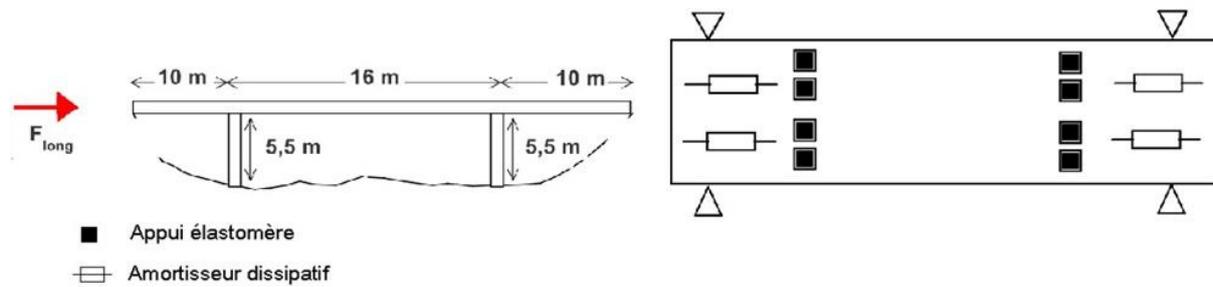


Figure 6.4 : Dimensions du pont dalle

Masse tablier :  $M_{\text{tab}} = 850 \text{ t}$

Raideur du système d'appui :  $K_{\text{appuis}} = 23400 \text{ kN/m}$

Béton :  $f_{\text{ck}} = 35 \text{ MPa}$  ;  $E_c = 36\,000 \text{ MPa}$  ;  $\rho = 2,5 \text{ t/m}^3$

Néoprène :  $G = 1 \text{ Mpa}$

Données sismiques selon l'Eurocode 8-2 appliqué en France : zone 4 (Métropole sismicité moyenne), catégorie d'importance III, sol de catégorie C. A partir des données sismiques, on tire les données relatives au spectre élastique.

$$a_g = 2,24 \text{ m/s}^2, S = 1,5, T_B = 0,06, T_C = 0,40 \text{ s et } T_D = 2 \text{ s}$$

On dispose longitudinalement 2 amortisseurs visqueux  $F = C \cdot V^{0.1}$  sur chacune des culées. L'objectif étant de limiter les déplacements sous séisme longitudinal à 4 cm.

- **Calcul de la raideur du système d'appuis :**

Le calcul des raideurs obéit à deux règles principales selon que les systèmes d'appuis soit en série ou en parallèle :

✓ *En série :*

$$\frac{1}{K} = \sum_{i=1}^n \frac{1}{K_i}$$

Avec :  $K$  la raideur équivalente et  $K_i$  la raideur de chaque élément  $i$ .

✓ *En parallèle :*

$$K = \sum_{i=1}^n K_i$$

La raideur d'un appareil d'appuis en élastomère fretté se détermine par la formule :

$$K_{\text{élas}} = G \cdot a \cdot \frac{b}{e}$$

Avec :  $G$  le module du cisaillement de l'élastomère,  $a$  et  $b$  la longueur et largeur de l'appui,  $e$  son épaisseur.

La raideur d'un fût encastré à sa base et muni d'un appareil d'appuis en tête est :

$$K_{fût} = \frac{3 \cdot E_{béton} \cdot I_{fût}}{h^3}$$

Avec :  $E_{béton}$  module instantané,  $I_{fût}$  inertie de la pile et  $h$  la hauteur de la pile.

Donc, la raideur équivalente d'un fût ou appuis en général équipé de  $n$  appareils d'appuis en élastomère de dimensions horizontales  $a \times b$  et d'épaisseur  $e$  est :

$$K_{appuis} = \frac{1}{\frac{h_{fût}^3}{3 \cdot E_{béton} I_{fût}} + \frac{e}{n \cdot G \cdot a \cdot b}}$$

La raideur total de notre système d'appuis composé au total par 4 fût et 8 élastomères (chaque fût est en série avec 2 élastomère constituant un appui, l'ensemble des 4 appuis sont considéré en parallèle) est :

$$K_{sys} = \frac{4}{\frac{h_{fût}^3}{3 \cdot E_{béton} I_{fût}} + \frac{e}{2 \cdot G \cdot a \cdot b}}$$

Une application numérique simple conduit à :

$$K_{appuis} = 23400 \text{ kN/m}$$

## 4.2 Résultat du calcul avec les méthodes simplifiées :

L'utilisation de l'application présentée précédemment nous a permis d'établir les résultats du dimensionnement simplifiée des amortisseurs dans le tableau suivant :

Méthode de l'Eurocode	
Caractéristiques	Résultats
Coefficient de modification spectrale	0.53
Déplacement élastique	0.018m
Période efficace	0.88 s
Raideur efficace cible	43406 kN/m
Raideur apporté par les amortisseurs	20006 kN/m
Force maximale dans les 4 amortisseurs	800.24 kN
Force maximale dans un seul amortisseur	200.06 kN
Energie dissipée par les 4 amortisseurs	128.038 kN.m

Tableau 6.2 : Résultats du calcul par la méthode de l'Eurocode

<b>Méthode de KAHAN</b>	
<b>Caractéristiques</b>	<b>Résultats</b>
Période efficace	1.19 s
Déplacement élastique	10.19 cm
Amortissement équivalent	59.92%
Amortissement provenant des amortisseurs	54.92 %
Paramètre de l'amortisseur C	972.41 kN/(m/s) <sup>0.1</sup>
Force maximale dans les 4 amortisseurs	831.85 kN
Force maximale dans un seul amortisseur	207.96 kN
Energie dissipée par les 4 amortisseurs	133.10 kN.m

Tableau 6.3 : Résultats du calcul par la méthode de Kahan

<b>Méthode de l'énergie</b>	
<b>Caractéristiques</b>	<b>Résultats</b>
Période efficace	1.19 s
Pulsation propre	5.25s <sup>-1</sup>
Amortissement équivalent	59.92%
Vitesse maximale	0.210 m/s
Force maximale dans les 4 amortisseurs	881.034 kN
Force maximale dans un seul amortisseur	220.26 kN
Paramètre de l'amortisseur C	1029.9 kN/(m/s) <sup>0.1</sup>
Energie dissipée par les 4 amortisseurs	140.97 kN.m

Tableau 6.4 : Résultats du calcul par la méthode de l'énergie

### 4.3 Calcul dynamique temporelle non linéaire :

Afin d'évaluer la performance de ces méthodes, nous avons utilisé deux logiciels de calcul proposant l'analyse dynamique temporelle non linéaire par superposition modale « Fast nonlinear analysis FNA », il s'agit du SAP2000 V15 et du CSiBridge V15. La méthode utilisée donne des résultats exacts et correspond exactement à au système qu'on doit analyser du fait que les non linéarités sont concentrées uniquement dans les dispositifs amortisseurs. 10 accélérogrammes générés à partir de spectre de réponse élastique en accélération ont été utilisé pour avoir des résultats statistiquement corrects.

Les accélérogrammes sont appliqués dans le sens longitudinal (xx) à 100%, alors que dans le sens latéral, ils sont appliqués à 30%.

Outre la comparaison entre les méthodes simplifiées et la méthode dynamique exacte pour un modèle 1-D traité par le SAP2000 et le modèle 3-D traité par CSiBridge, nous proposons également une étude comparative entre les modèles 1D sans et avec amortisseurs et les modèles 3D sans et avec amortisseurs.

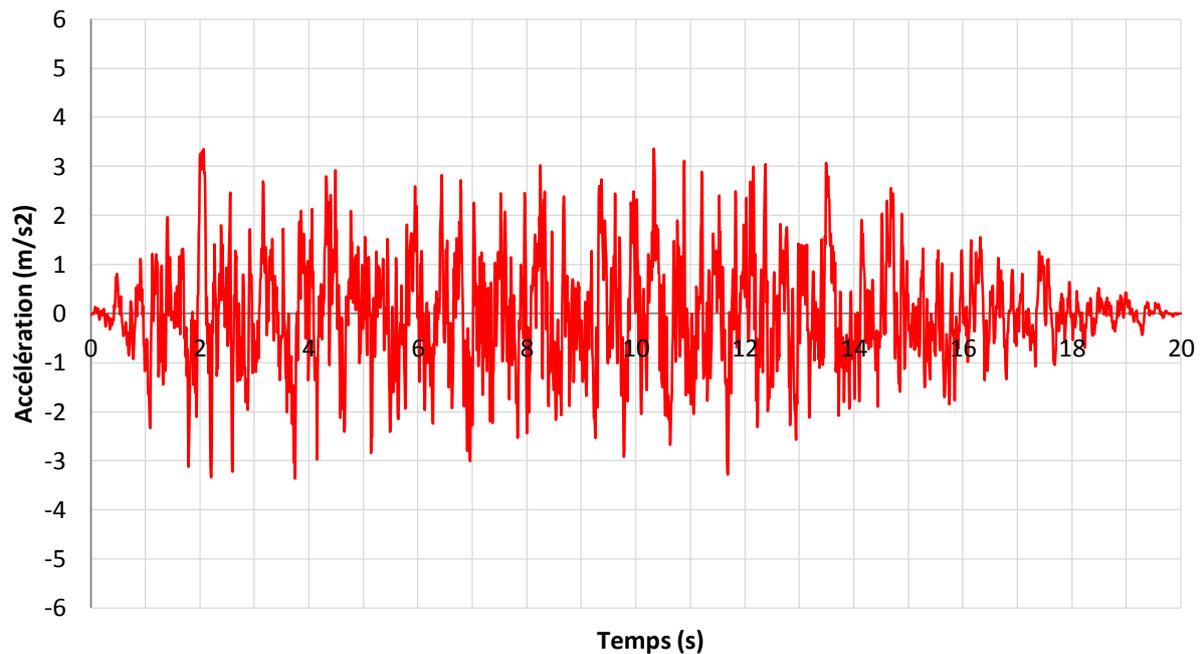


Figure 6.5 : Accélérogramme généré à partir du spectre élastique horizontal de l'Eurocode pour le sol C

### 4.3.1 Modèle 1D :

#### 4.3.1.1 Modèle 1D sans amortisseur :

La modélisation du système à un degré de liberté se résume à représenter un ressort de raideur  $K$  fixé à sa base par un encastrement et disposant dans sa partie supérieure d'une masse concentrée.



Figure 6.6 : Modèle 1D

La période fondamentale de vibration de ce système est :  $T=1.21$  s.

Les déplacements obtenus sous excitations sismique sous l'effet des 10 accélérogrammes sont résumés dans le tableau suivant :

Accélérogramme	Déplacement (cm)
1	9.875
2	9.777
3	11.213
4	10.088
5	10.475
6	10.359
7	9.885
8	10.882
9	10.741
10	10.769
Moyenne	10.406

Tableau 6.5 : déplacements du tablier du modèle 1D sans amortisseurs

#### 4.3.1.2 Modèle 1D avec amortisseur :

Pour mener ce calcul, nous avons considéré 3 valeurs du paramètre  $C$  de l'amortisseur que nous avons introduit comme donnée dans le logiciel de calcul. Ces 3 valeurs ( $C_1, C_2, C_3$ ) proviennent des résultats du calcul par les méthodes simplifiées. La dernière valeur dans le tableau  $C_{moy}$  est la moyenne des trois premières valeurs. Les déplacements maximaux et les forces maximales sont donnés pour un amortisseur équivalent représentant la somme des 4 amortisseurs de notre pont.

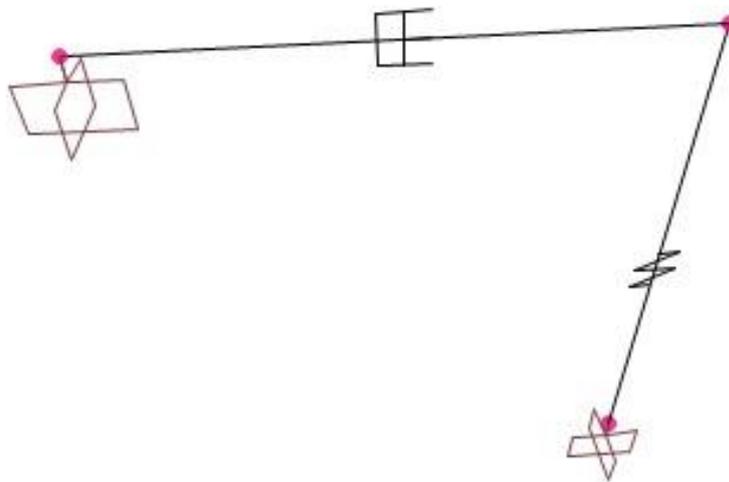


Figure 6.7 : Modèle 1D avec amortisseur

Accéléro	<b>C<sub>1</sub>=940</b> KN/(m/s) <sup>0.1</sup>		<b>C<sub>2</sub>=975</b> KN/(m/s) <sup>0.1</sup>		<b>C<sub>3</sub>=1030</b> KN/(m/s) <sup>0.1</sup>		<b>C<sub>moy</sub>=982</b> KN/(m/s) <sup>0.1</sup>	
	<b>d<sub>max</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>F<sub>max</sub>(kN)</b>	<b>d<sub>max</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>F<sub>max</sub>(kN)</b>	<b>d<sub>max</sub>(cm)</b>	<b>F<sub>max</sub>(kN)</b>	<b>d<sub>max</sub>(cm)</b>	<b>F<sub>max</sub>(kN)</b>
<b>1</b>	2.488	823.28	2.486	852.777	2.478	898.881	2.486	858.661
<b>2</b>	2.963	819.335	2.908	847.555	2.821	891.458	2.897	853.176
<b>3</b>	2.787	785.727	2.656	814.082	2.451	858.372	2.630	819.742
<b>4</b>	2.421	802.003	2.327	830.344	2.179	874.523	2.308	835.993
<b>5</b>	2.428	798.258	2.344	826.899	2.213	871.638	2.327	832.61
<b>6</b>	2.197	779.452	2.114	806.672	1.982	849.763	2.097	812.118
<b>7</b>	2.486	801.943	2.400	829.833	2.271	873.062	2.383	835.37
<b>8</b>	2.086	796.842	2.026	824.528	1.940	867.742	2.015	830.053
<b>9</b>	1.905	807.894	1.888	836.196	1.866	880.127	1.885	841.84
<b>10</b>	2.243	800.738	2.160	828.406	2.026	871.393	2.142	833.91
<b>Moyenne</b>	<b>2.400</b>	<b>801.5472</b>	<b>2.331</b>	<b>829.7292</b>	<b>2.223</b>	<b>873.6959</b>	<b>2.317</b>	<b>835.3473</b>

Tableau 6.6 : Force et déplacements maximaux pour le modèle 1D avec amortisseurs (amortisseur équivalent)

Ainsi, le déplacement et la force maximale pour un seul amortisseur parmi les 4 que possède le pont sont :

<b>C<sub>1</sub>=235 KN/(m/s)<sup>0.1</sup></b>		<b>C<sub>2</sub>=244 KN/(m/s)<sup>0.1</sup></b>		<b>C<sub>3</sub>=258 KN/(m/s)<sup>0.1</sup></b>		<b>C<sub>moy</sub>=246KN/(m/s)<sup>0.1</sup></b>	
<b>d<sub>max</sub></b>	<b>F<sub>max</sub></b>	<b>d<sub>max</sub></b>	<b>F<sub>max</sub></b>	<b>d<sub>max</sub></b>	<b>F<sub>max</sub></b>	<b>d<sub>max</sub></b>	<b>F<sub>max</sub></b>
<b>2.400</b>	<b>200.3868</b>	<b>2.331</b>	<b>207.4323</b>	<b>2.223</b>	<b>218.42398</b>	<b>2.317</b>	<b>208.83683</b>

Tableau 6.7 : Force et déplacements maximaux pour le modèle 1D avec amortisseurs (pour un seul amortisseur)

### 4.3.2 Modèle 3D :

Outre les déplacements maximaux et forces maximales dans les amortisseurs, nous allons également comparer les efforts à la base des piles dans le cas du modèle sans amortisseurs et celui avec amortisseur dans le but de constater l'effet des amortisseurs visqueux non linéaire sur le comportement sismique du pont sous l'effet d'une excitation unidirectionnelle (sens longitudinal). De même pour le modèle 3D, nous avons considéré 10 accélérogrammes générés à partir du spectre de réponse élastique en accélération en vue d'avoir des résultats statistiquement corrects.

#### 4.3.2.1 Modèle 3D sans amortisseurs :

La modélisation du pont dalle a été effectuée sur le logiciel de calcul CSiBridge, Version 15. Les fûts des piles ont été modélisés par des éléments « Frame », alors que le tablier dalle est modélisé par des éléments de type « area ». On représente les néoprènes par des ressorts se caractérisant par une rigidité  $K$ , libres dans les deux sens horizontaux et fixés dans les sens verticaux, à noter que la direction verticale correspond à l'axe local U1 de l'élément « Rubber isolator » qui veut dire élastomère. Les appuis glissants permettent les translations dans le sens longitudinal, alors qu'ils bloquent les mouvements dans les sens latéral et vertical. La figure 6.4 illustre le modèle du pont en 3D, alors que les figures 6.4 et 6.5 indiquent la manière avec laquelle ont été modélisés les néoprènes et les appuis glissants sur « CSiBridge ».

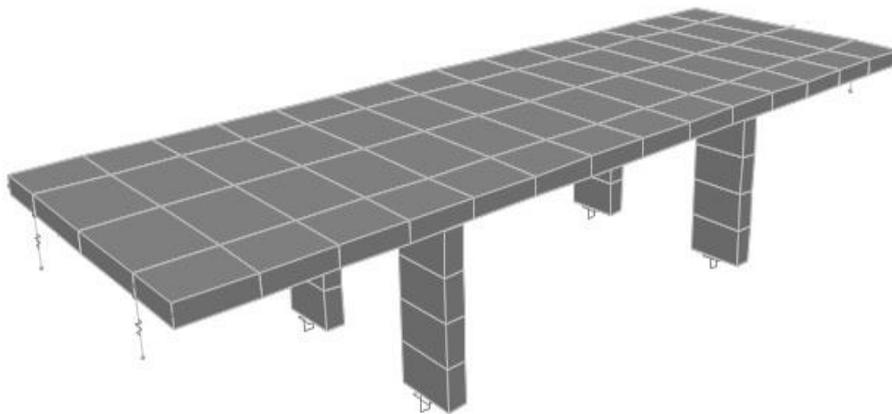


Figure 6.8 : Modèle 3D du pont dalle

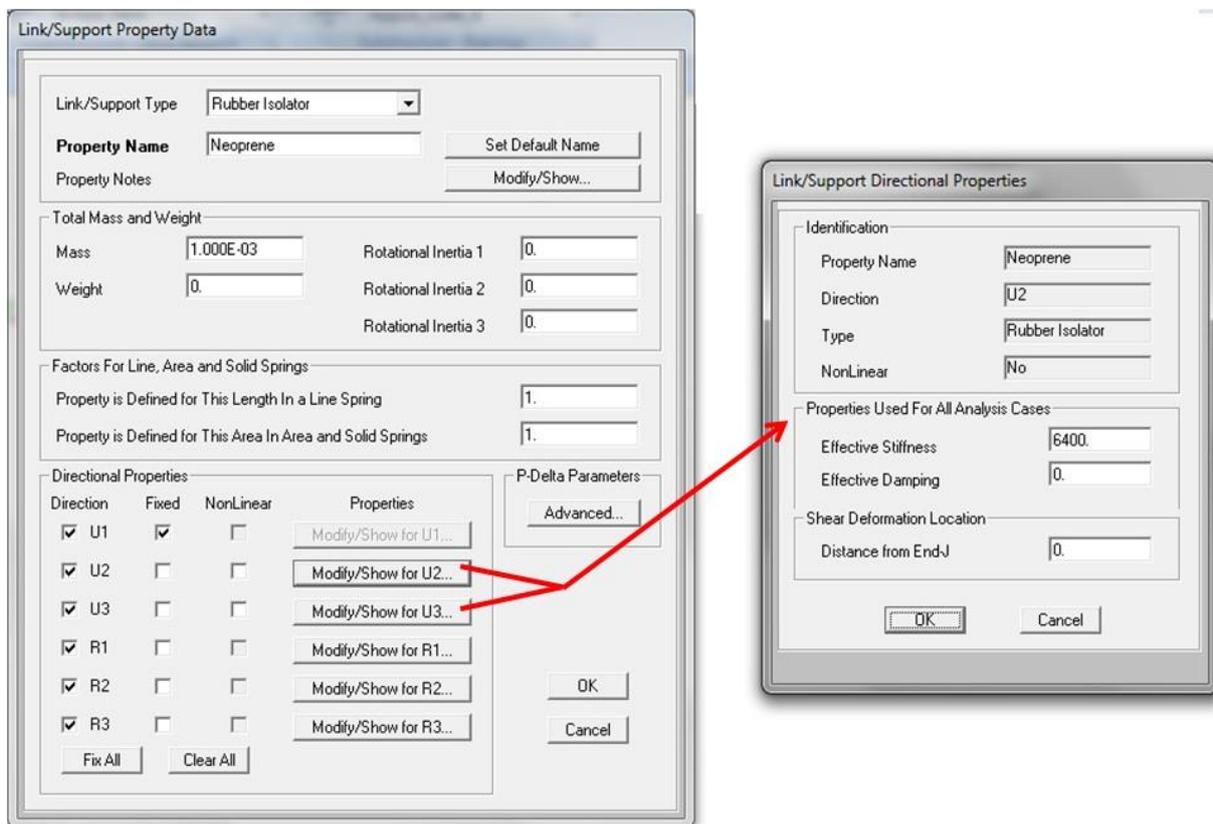


Figure 6.9 : Modélisation des néoprènes sur CSiBridge

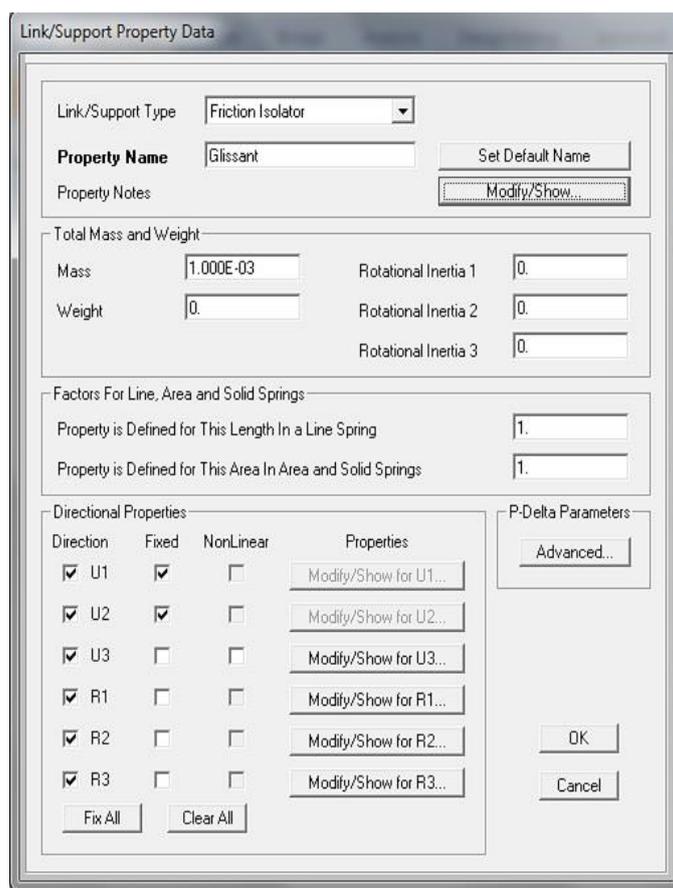


Figure 6.10: Modélisation des appuis glissant sur CSiBridge

La période de vibration de la structure au 1<sup>er</sup> mode est  $T=1.226s$ . Les déplacements du tablier obtenus sous excitations sismique sous l'effet des 10 accélérogrammes sont résumés dans le tableau suivant :

Accélérogramme	Déplacement (cm)
1	10.421
2	9.758
3	11.163
4	10.530
5	10.259
6	10.116
7	10.266
8	10.816
9	11.496
10	11.285
Moyenne	10.6109

Tableau 6.8 : déplacements du tablier du modèle 3D sans amortisseurs

L'effort tranchant dans le sens longitudinal ( $F_x$ ) ainsi que le moment autour de l'axe latéral ( $M_y$ ) à la base d'une pile sont représentés dans le tableau suivant sous l'effet des 10 accélérogrammes :

Accélérogramme	Fx (KN)	My(KN/m)
1	596.409	3599.0659
2	562.318	3370.0808
3	640.404	3855.614
4	601.302	3636.9907
5	582.094	3543.3415
6	574.477	3493.6858
7	592.544	3545.5189
8	622.998	3735.45
9	662.423	3970.3716
10	636.286	3897.709
<b>Moyenne</b>	<b>607.12550</b>	<b>3664.78282</b>

Tableau 6.9 : Efforts dans la base de la pile du modèle 3D

#### 4.3.2.2 Modèle 3D avec amortisseurs :

Le pont dalle est équipé des 4 amortisseurs visqueux on linéaire en  $C.V^\alpha$  de paramètre  $\alpha = 0.1$ . Ces dispositifs sont placés dans le sens longitudinal afin d'atténuer la force sismique dans cette direction. La figure 6.7 indique la manière avec laquelle ont modélise les amortisseurs visqueux non linéaire sur « CSiBridge ».

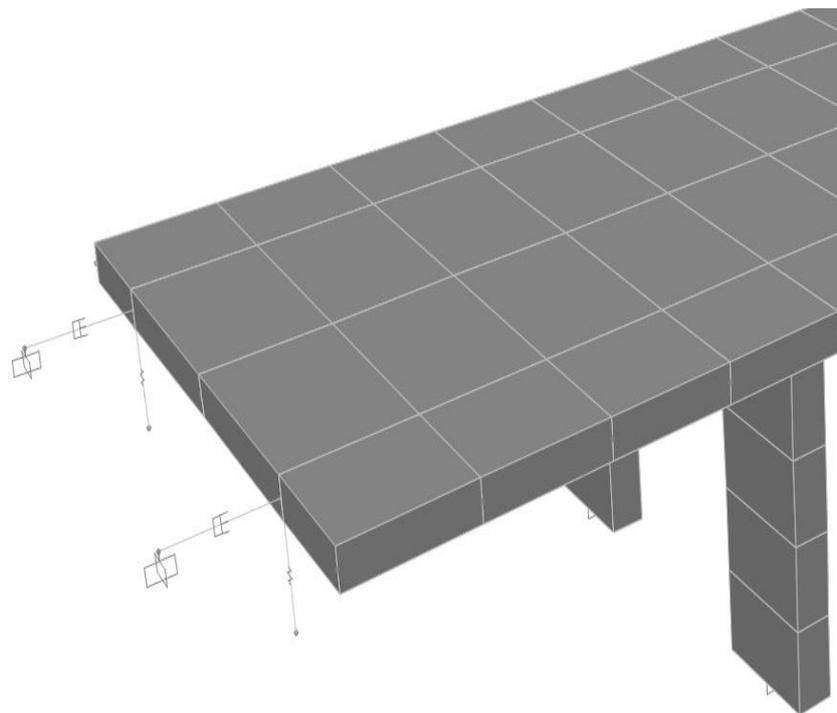


Figure 6.11 : Détail de la modélisation des amortisseurs

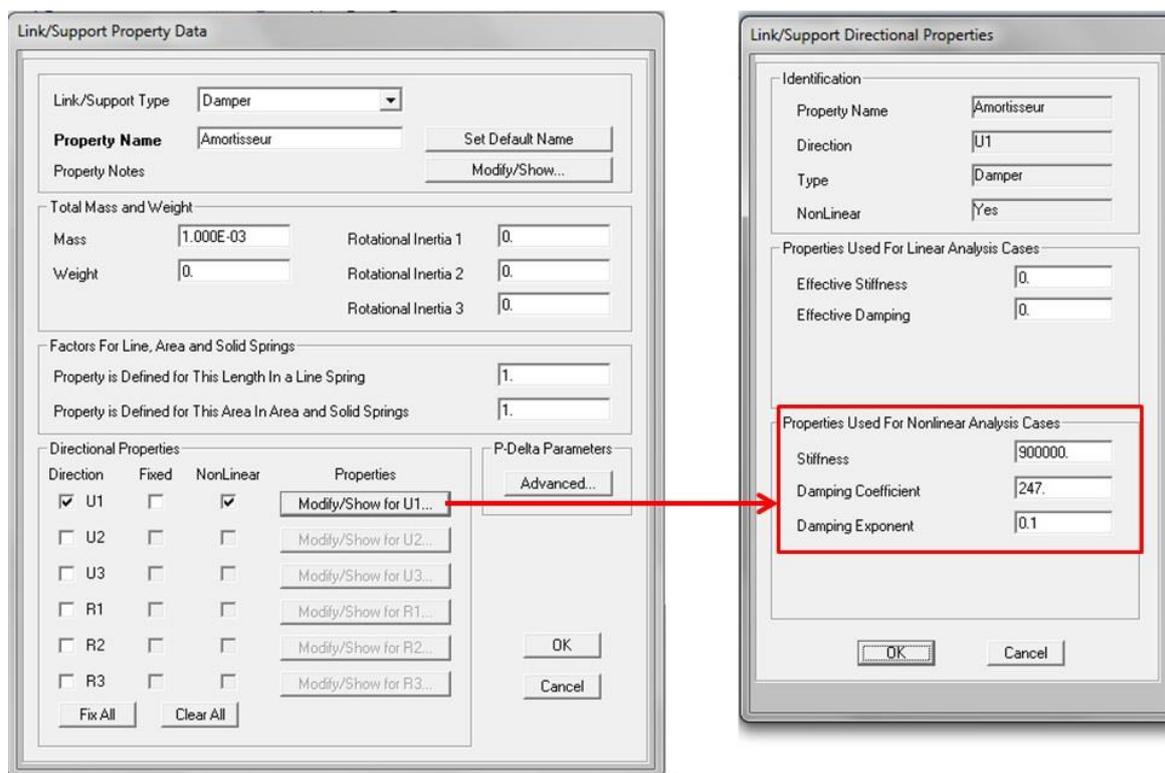


Figure 6.12 : Modélisation des amortisseurs sur CSI Bridge

La période de vibration de la structure au 1<sup>er</sup> mode est  $T=1.226s$ . A noter le fait que l'introduction des amortisseurs visqueux n'influe pas sur les périodes de vibration de la structure du fait que nous avons considéré dans notre cas pour ces dispositifs une raideur très importante du liquide visqueux à l'intérieur des amortisseurs de l'ordre de 9000000kN, ce qui le rend incompressible et signifie que le déplacement du piston à l'intérieur du dispositifs est le même que celui du liquide visqueux. En pratique, les caractéristiques des amortisseurs sont définies dans leurs fiches techniques qui indiquent la force maximale qui peuvent être reprise, les déplacements maximaux possible, le paramètre C de l'amortisseur ainsi que la raideur résultant de liquide visqueux.

Dans le cas de la modélisation, avant de lancer l'analyse nous devons spécifier les caractéristiques des amortisseurs à prendre en compte dans le cas de l'analyse dynamique temporelle, c'est pour cela qu'on fait appel aux méthodes simplifiées afin d'estimer ces caractéristiques. Une fois ces caractéristiques déterminés, nous optons pour une gamme de produit proposé par les fournisseurs qui correspond au mieux aux résultats trouvés par les méthodes simplifiées. Ce sont ces données que nous devons introduire dans le logiciel lors de la définition des amortisseurs. Dans certaines conditions, l'utilisation des méthodes simplifiées conduit à un dimensionnement relativement exact des amortisseurs visqueux du fait que les résultats prédit par celle-ci corresponde aux résultats de l'analyse dynamique temporelle non linéaire. Sous d'autres conditions, le recours aux méthodes simplifiées permet d'établir seulement un pré-dimensionnement des amortisseurs visqueux du fait que les résultats trouvés par l'analyse dynamique temporelle ne correspondent pas exactement aux résultats des

méthodes simplifiées. Dans ce cas, nous effectuons des itérations par analyse dynamique temporelle sur les caractéristiques des amortisseurs jusqu'à l'obtention des résultats en bonne corrélation avec les données introduits, c'est-à-dire qu'il faudrait avoir des déplacements et des forces maximaux dans les amortisseurs par analyse temporelle inférieure aux limites des forces et de déplacements précisés dans la fiche technique des dispositifs utilisés.

Dans notre cas, les caractéristiques des amortisseurs que nous avons utilisés sont tirées directement des résultats obtenus par méthodes simplifiées. Ce choix est dicté par l'objectif de notre travail qui consiste à évaluer ces méthodes par rapport à une méthode donnant des résultats exact. C'est ainsi que nous avons utilisés comme dans le cas à 1D, quatre types d'amortisseurs se caractérisant par un paramètre  $\alpha = 0.1$ , de déplacement maximal  $d_{max} = \pm 4\text{cm}$  et de paramètre  $C$  différent tel que :

$$C_1 = 235 \text{ KN}/(\text{m/s})^{0.1}, C_2 = 244 \text{ KN}/(\text{m/s})^{0.1}, C_3 = 258 \text{ kN}/(\text{m/s})^{0.1}, \\ C_{moy} = 246 \text{ kN}/\text{m/s}^{0.1},$$

Avec : les indices 1, 2, 3 correspondent à la valeur de  $C$  trouvé par la méthode de l'Eurocode, de Kahan et de l'énergie respectivement. La valeur  $C_{moy}$  correspond à la moyenne des trois premières valeurs.

Les déplacements obtenus sous excitations sismique sous l'effet des 10 accélérogrammes sont résumés dans le tableau suivant :

Accéléro	$C_1=235$		$C_2=244$		$C_3=258$		$C_{moy}=246$	
	$\text{KN}/(\text{m/s})^{0.1}$		$\text{KN}/(\text{m/s})^{0.1}$		$\text{KN}/(\text{m/s})^{0.1}$		$\text{kN}/(\text{m/s})^{0.1}$	
	$d_{max}$	$F_{max}$	$d_{max}$	$F_{max}$	$d_{max}$	$F_{max}$	$d_{max}$	$F_{max}$
<b>1</b>	2.456	205.390	2.452	212.937	1.321	224.602	2.451	214.609
<b>2</b>	2.951	204.524	2.892	211.749	2.797	222.902	2.879	213.348
<b>3</b>	2.728	196.579	2.590	203.626	2.378	214.490	2.560	205.184
<b>4</b>	2.353	200.374	2.248	207.640	2.092	218.862	2.226	209.250
<b>5</b>	2.359	198.799	2.268	206.087	2.129	217.344	2.248	207.702
<b>6</b>	2.151	194.332	2.057	201.257	1.911	212.112	2.036	202.805
<b>7</b>	2.424	200.206	2.330	207.276	2.194	218.188	2.310	208.844
<b>8</b>	1.999	198.560	1.977	205.568	1.942	216.418	1.972	207.124
<b>9</b>	1.916	201.563	1.813	208.562	1.773	219.622	1.806	210.150
<b>10</b>	2.150	199.382	2.056	206.448	1.911	217.299	2.035	208.009
<b>Moyenne</b>	<b>2.349</b>	<b>199.971</b>	<b>2.268</b>	<b>207.115</b>	<b>2.045</b>	<b>218.184</b>	2.252	208.703

Tableau 6.10 : Force et déplacements maximaux pour le modèle 3D avec amortisseurs (un seul amortisseur)

L'effort tranchant dans le sens longitudinal ( $F_x$ ) ainsi que le moment autour de l'axe latéral ( $M_y$ ) à la base d'une pile sont représentés dans le tableau suivant sous l'effet des 10 accélérogrammes :

Accéléro	$C_1=235 \text{ KN}/(\text{m}/\text{s})^{0.1}$		$C_2=244\text{KN}/(\text{m}/\text{s})^{0.1}$		$C_3=258 \text{ KN}/(\text{m}/\text{s})^{0.1}$		$C_{\text{moy}}=246\text{KN}/(\text{m}/\text{s})^{0.1}$	
	Fx (KN)	My (KN/m)	Fx (KN)	My (KN/m)	Fx(KN)	My (KN/m)	Fx (KN)	My (KN/m)
1	137.918	848.249	137.055	846.819	135.364	842.082	136.842	846.345
2	169.195	1019.207	165.485	998.851	159.372	965.953	164.633	994.291
3	153.426	942.169	146.152	894.665	134.96	821.250	144.541	884.126
4	140.265	812.734	134.255	776.535	125.252	722.509	132.945	768.659
5	132.046	814.573	127.129	783.208	119.770	735.325	126.049	776.304
6	119.928	742.723	114.395	710.254	105.915	659.8940	113.169	703.035
7	140.707	837.117	135.39	804.757	127.683	757.688	134.268	797.907
8	111.913	690.544	109.598	682.869	106.258	670.780	109.109	681.020
9	108.181	661.876	104.140	626.004	99.871	612.318	103.314	623.793
10	122.938	742.401	118.050	710.079	110.024	660.128	116.933	702.744
<b>Moyenne</b>	<b>133.652</b>	<b>811.160</b>	<b>129.165</b>	<b>783.404</b>	<b>122.447</b>	<b>744.793</b>	<b>128.18</b>	<b>777.823</b>

Tableau 6.11 : efforts à la base de la pile du modèle 3D

#### 4.4 Comparaison et interprétation des résultats :

Dans le présent paragraphe, nous allons nous articuler sur trois points basiques pour développer notre interprétation, à savoir :

- La comparaison des résultats des méthodes simplifiées par rapport aux résultats de la méthode dynamique temporelle non linéaire qui est une méthode exacte.
- La comparaison des résultats du modèle à 1D (oscillateur simple) du pont par rapport à un modèle à 3D.
- La comparaison entre les résultats d'un modèle de pont sans amortisseurs et un autre avec amortisseurs.

##### 4.4.1 Evaluation des méthodes simplifiées par rapport à la méthode dynamique exacte :

###### ✓ Modèle à 1D :

Le tableau suivant résume les principaux résultats pouvant être exploré dans l'étude comparative entre les méthodes simplifiées et la méthode dynamique exacte, à noter que dans ce cas, la force maximale ainsi que le paramètre C de l'amortisseur sont donnés pour un amortisseur équivalent, c'est-à-dire regroupant les 4 amortisseurs qu'on a utilisés dans le modèle à 3 dimensions. Les valeurs  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  sont celles trouvées par les trois méthodes simplifiées (Eurocode, Kahan, énergie respectivement) et se sont ces valeurs

qu'on a prises en compte à chaque fois qu'on effectue une analyse dynamique avec 10 accélérogrammes. Les valeurs des forces et déplacements maximaux dans le cas de l'analyse dynamique exacte reporté dans ce tableau sont celles correspondant à la moyenne des réponses au 10 accélérogrammes.

Résultats	$C_1=940 \text{ KN/(m/s)}^{0.1}$		$C_2=975 \text{ KN/(m/s)}^{0.1}$		$C_3=1030 \text{ KN/(m/s)}^{0.1}$	
	Eurocode	Dynamique exact	KAHAN	Dynamique exact	Energie	Dynamique exact
$F_{\max}(\text{kN})$	800.24	801.5472	831.85	829.73	881.03	873.70
$d_{\max}(\text{cm})$	$\pm 4$	2.40	$\pm 4$	2.33	$\pm 4$	2.22

Tableau 6.12 : tableau comparatif 1D: méthodes simplifiées – méthode exacte

A partir de ce tableau récapitulatif, nous remarquons que chacune des méthodes simplifiées donne des résultats en très bonne corrélation avec la méthode dynamique en ce qui concerne la force maximale reprise par les amortisseurs. Pour les déplacements maximaux, ces méthodes confèrent une bonne marge de sécurité du fait que le déplacement maximal (déplacement cible) a été limité à 4 cm par les méthodes simplifiées et les résultats de l'analyse dynamique obtenus sous séisme indiquent un déplacement maximal avoisinant 2.3 cm pour l'ensemble des 3 méthodes.

#### ✓ **Modèle à 3D :**

Egalement dans ce cas, la force maximale ainsi que le paramètre C de l'amortisseur sont donnés pour un amortisseur équivalent, c'est-à-dire regroupant les 4 amortisseurs qu'on a utilisés dans le modèle à 3 dimensions :

Résultats	$C_1=940 \text{ KN/(m/s)}^{0.1}$		$C_2=975 \text{ KN/(m/s)}^{0.1}$		$C_3=1030 \text{ KN/(m/s)}^{0.1}$	
	Eurocode	Dynamique exact	KAHAN	Dynamique exact	Energie	Dynamique exact
$F_{\max}(\text{kN})$	800.24	799.884	831.85	828.46	881.03	872.736
$d_{\max}(\text{cm})$	$\pm 4$	2.35	$\pm 4$	2.27	$\pm 4$	2.05

Tableau 6.13 : tableau comparatif 3D: méthodes simplifiées – méthode exacte

Nous notons que les résultats de l'analyse du modèle à 3 dimensions confirment les interprétations déjà établies pour le modèle de l'oscillateur simple à un degré de liberté. Autre point à relever, c'est que le modèle 3D valide le modèle à un degré de liberté du fait que les résultats trouvés dans les deux cas sont pratiquement similaires.

#### **4.4.2 Evaluation de la réponse du pont dans le cas d'un modèle sans amortisseurs et d'un modèle avec amortisseurs :**

Vu que l'évaluation des méthodes simplifiées a été déjà établie dans le chapitre précédent, nous nous contenterons dans cette partie de ne prendre qu'une seule valeur du paramètre C qu'on introduira dans l'analyse dynamique. Cette valeur sera celle trouvée

par la méthode de Kahan à savoir  $C_2 = 975 \text{ kN}/(\text{m/s})^{0.1}$  pour l'amortisseur équivalente, ce qui donnera pour un seul amortisseur parmi les 4 quatre qui composent notre structure une valeur de  $C'_2=244\text{kN}/(\text{m/s})^{0.1}$ .

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 maximal du tablier ( $d_{max}$ ), l'effort tranchant maximal dans le sens longitudinal de la base d'une pile ( $V_x$ ) ainsi que le moment par rapport à l'axe latéral de la même base de pile ( $M_y$ ).

Paramètres	Pont sans amortisseurs	Pont avec amortisseurs	Réduction(%)
$d_{max}$ (cm)	<b>10.61</b>	<b>2.27</b>	<b>78.61</b>
$V_x$ (kN)	<b>607.13</b>	<b>129.16</b>	<b>78.73</b>
$M_y$ (kN.m)	<b>3664.78</b>	<b>783.40</b>	<b>78.62</b>

Tableau 6.14 : Comparaison des efforts à la base d'une pile d'un modèle sans amortisseurs et un autre équipé d'amortisseurs

Nous observons que dans ce cas particulier, l'introduction des dispositifs amortisseurs réduit les déplacements, les efforts tranchant ainsi que les moments de l'ordre de 78% par rapport à un modèle sans amortisseurs. Cette réduction des efforts est synonyme d'économie en matière de dimensionnement des piles ainsi que des fondations.

## 5 Cas d'étude N° 2 - Pont caisson à inertie variable partiellement isolé :

Dans le même contexte fixé par les objectifs de notre travail, nous proposons cette fois-ci de mener une étude sur un pont important, de grande dimension et présentant une irrégularité qui consiste en une inertie de la poutre caisson. Cet exemple sera traité selon les RPOA. Dans une première étape, nous établirons un dimensionnement simplifié des amortisseurs par les méthodes vu précédemment. Dans la deuxième étape, nous ferons appel au logiciel de calcul « CSiBridge » afin d'établir une analyse dynamique temporelle non linéaire par superposition modale (FNA) dans le cas d'un modèle du pont sans amortisseurs, et d'un autre modèle équipé de dispositifs amortisseurs visqueux non linéaires.

### 5.1 Présentation de l'ouvrage :

Le pont de Béni-Chograne (Mascara) s'étend sur une longueur totale de 216 m et comporte trois travées continues en béton précontraint dont une travée centrale de portée égale à 100m et deux travées de rive de longueur de 58m chacune (Fig. 6.9).

La structure porteuse est constituée d'une poutre caisson unicellulaire de largeur de 9.50m (y compris les encorbellements) et de hauteur variable (9.95m à l'appuis et 2.7m

à la clé). La variation des moments d'inertie obéit à la relation (e.g. Calgaro et virlogeux, 1991).

$$I = I_0 \left( 1 + K \left( \frac{x - \alpha L}{l - \alpha L} \right)^2 \right)^{\frac{5}{2}}$$

Dans cette relation, la constante  $K$  est estimée par :

$$K = \left( \frac{I_1}{I_0} \right)^{0.40} - 1$$

Où,  $I_1$  représente le moment d'inertie sur pile et  $I_0$  le moment d'inertie à la clé ou sur culée. La constante  $\alpha$  désigne le rapport entre la longueur de la partie à section constante, ( $\alpha L$ ), et la longueur ( $L$ ) de la travée de rive. La section des piles est de type tubulaire avec des parois de 0.30m d'épaisseur.

Le pont classé dans la catégorie d'importance 2 est implanté dans un site S3. Bien que la ville de Mascara soit classée en zone 2a, on considérera pour les besoins de notre étude un calcul en zone 3.

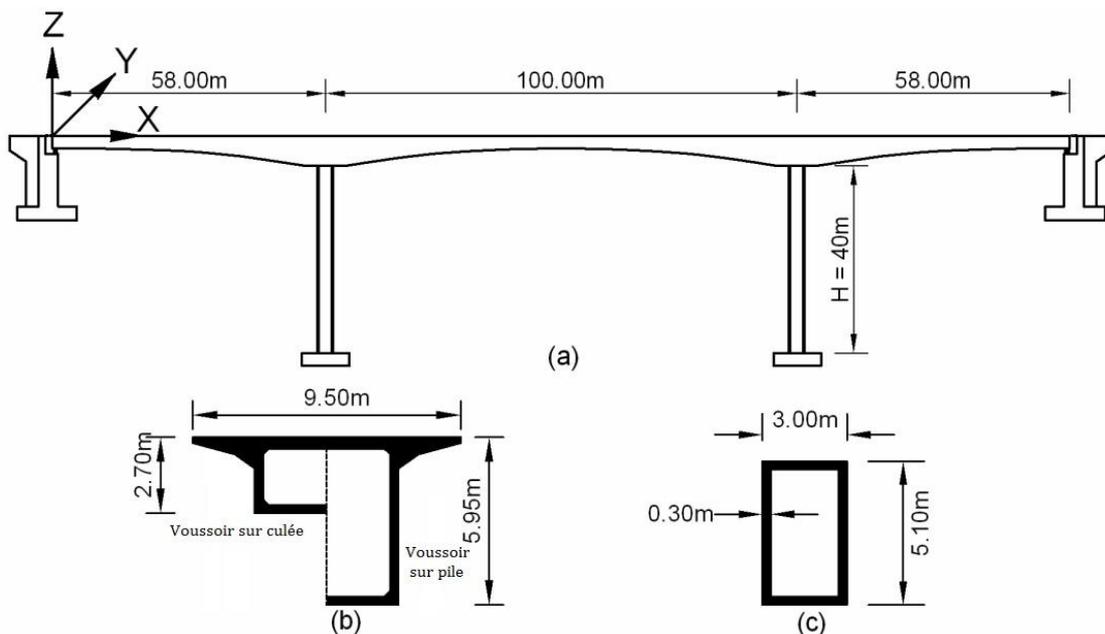


Figure 6.13 : Description du pont de Mascara : (a) Vue générale (b) Section transversales de voussoirs (c) Section des piles

#### ✓ Calcul de la masse vibrante du tablier :

Les charges s'appliquant sur le pont sont :

- Le poids propre de la poutre caisson à inertie variable qui est déterminé par la somme des poids des 3 travées de la poutre. Après tout calcul fait, le poids est :

$$P_{caisson} = P_{centrale} + 2 \cdot P_{rive} = 18368 + 2 \times 10389 = 39146 \text{ kN}$$

- Le complément de charge permanente s'appliquant sur le tablier est :

- Poids des garde-corps → 0.2 t/ml
- Poids des corniches → 0.45 t/ml
- Poids des trottoirs → 0.08 t/ml
- poids des revêtements → 1.5 t/ml
- Au total → 2.23 t/ml

- Concernant les charge d'exploitation, on ne considérera que celle s'appliquant sur les trottoirs qui est de l'ordre de :  $q = 0.72 \text{ t/ml}$ .

Du fait que les piles soient encastrées dans le tablier, nous devons inclure la moitié du poids de chaque pile dans le calcul de la masse vibrante du pont. Cette masse est égal à :

$$M_{vibrante} = \left( P_{caison} + P_{CCP} + \frac{1}{2}P_{pile1} + \frac{1}{2}P_{pile2} + 0.2 \cdot Q \right) g = 4962 \text{ tonnes}$$

Avec :  $P_{CCP}$  le poids dû au complément de charge en kN,  $P_{pile1}$  et  $P_{pile2}$  les poids des piles 1 et 2,  $Q$  le poids dû au charge d'exploitation en KN,  $g$  la gravité.

## 5.2 Justification des conditions d'appuis – Pont partiellement isolée:

Dans le cas du pont de Béni-Chograne, nous effectuerons 2 types d'étude sur une variante du pont sans amortisseurs et une autre équipée de dispositifs amortisseurs visqueux non linéaires.

La particularité de cette conception, est qu'elle se base sur une conception d'un pont partiellement isolée. En effet, les extrémités dutablier du tablier reposent chacune sur deux appuis de en élastomère fretté de dimension : (800 \* 800 \* 15)cm. Le module de cisaillement  $G$  est pris égal à 1.2 Mpa. A noter que les déplacements latéraux au niveau des culées sont bloqués et que les déplacements dans le sens longitudinal sont permis. En outre les piles sont encastrées dans le tablier, ce choix est motivé par le fait que la hauteur du pont est importante, ainsi nous éliminons tout risque lié l'échappement du tablier des appuis que peut entraîner les forces d'inertie considérables qui résultent de l'action sismique.

### ✓ Calcul du la raideur du système d'appuis :

La raideur d'une pile encastrée en tête et en pied est :

$$K_{pile} = \frac{12 \cdot E_{béton} \cdot I_{pile}}{h_{pile}^3} = 43172 \text{ kN/m}$$

La raideur d'un élastomère fretté est :

$$K_{élas} = G \cdot a \cdot \frac{b}{e} = 5120 \text{ kN/m}$$

Chaque culée repose sur 2 élastomères en parallèle, la raideur équivalente de ces deux élastomères est :

$$K_{\text{élas-équi}} = K_{\text{élas}} + K_{\text{élas}} = 10240 \text{ kN/m}$$

Le calcul de la raideur du système d'appuis se réduit au calcul de la raideur des 4 élastomères en parallèle avec 2 piles :

$$K_{\text{sys}} = 2 \cdot K_{\text{élas-équi}} + 2K_{\text{pile}} = 106824 \text{ kN/m}$$

A partir de ces données on peut estimer la période de vibration pour le premier mode longitudinal :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{\text{vibrante}}}{K_{\text{sys}}}} = 1.35\text{s}$$

La période obtenue à partir de l'analyse dynamique temporelle par « CSiBridge » pour le premier mode longitudinale est :  $T = 1.37\text{s}$

### 5.3 Calcul par méthodes simplifiées :

L'utilisation de l'application développée dans le cadre de ce PFE nous a permis d'effectuer un calcul rapide par méthodes simplifiées, à noter que nous avons retenu un amortissement  $\xi = 30\%$  qui représente la limite permise par cette méthode, au-delà de cette limite, la pseudo-période du système s'écarte sensiblement de sa période réelle. Les principaux résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Caractéristique	Méthode de l'Eurocode	Méthode de Kahan	Méthode de l'énergie
Déplacement Max(cm)	±5	±5	±5
Force Max (kN)	5374.93	7062.6	7275.53
Paramètre C (kN/(m/s) <sup>0.1</sup> )	6220.30	8173.66	8420.09
Energie dissipée (kN.m)	1074.99	1412.52	1455.11

Tableau 6.15 : calcul par méthodes simplifiées des caractéristiques des amortisseurs

### 5.4 Modélisation à 3D du pont :

La modélisation du tablier est faite par des éléments de type « Frame » de même que pour les piles qui ont été représenté par le même type d'élément. La figure suivante illustre le modèle 3D sans amortisseurs :

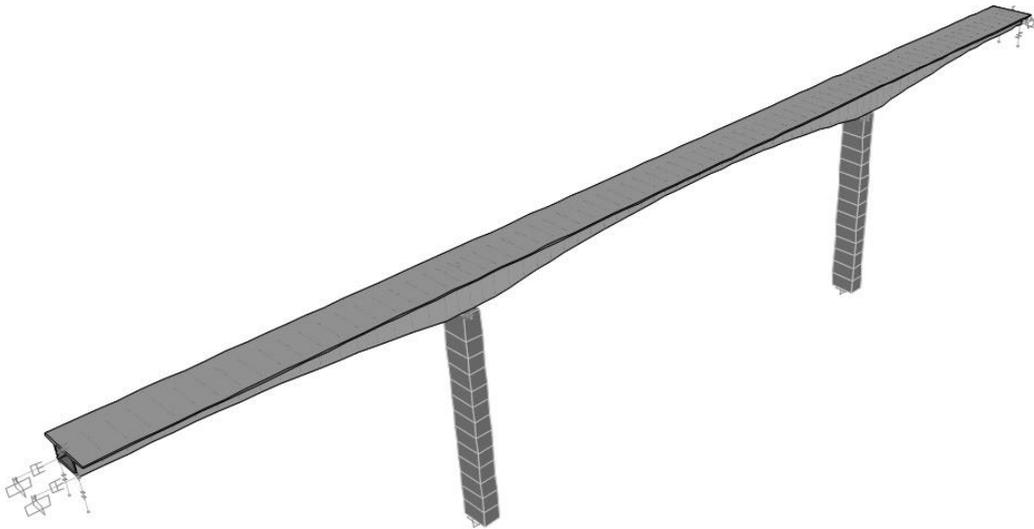


Figure 6.14 : Modélisation 3D du pont équipé d'amortisseurs

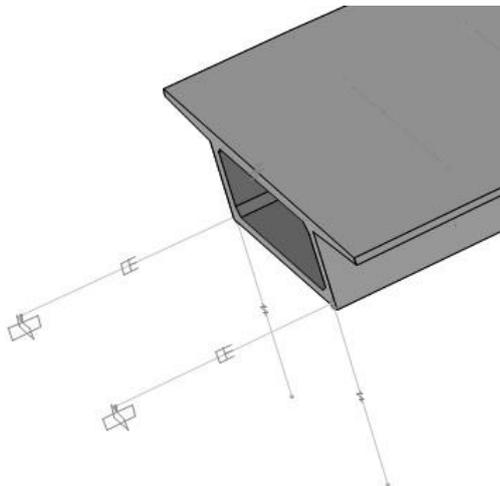


Figure 6.15 : Détail de la modélisation des amortisseurs

L'analyse dynamique temporelle par superposition modale a été conduite par l'introduction d'accélérogrammes artificielles générés à partir du spectre de réponse élastique correspondant aux données sismiques du pont. L'étude a été menée en considérant un échantillon de 10 accélérogrammes. Chaque accélérogramme est appliqué dans le sens longitudinal à 100%, alors que dans le sens latéral, il sera appliqué à hauteur de 30%. Ces pourcentages sont recommandés par les documents techniques ainsi que les règlements dans le cas de l'analyse par accélérogramme artificiel. Si on avait considéré un séisme réel donné par ses 2 composantes Nord-sud et Est-Ouest, nous aurions pris ces deux composantes sans prendre en compte aucun pourcentage vu qu'il s'agit d'enregistrement réel. Par ailleurs, nous utiliserons les

caractéristiques des amortisseurs déterminés par la méthode de Kahan en optant pour une gamme de 4 amortisseurs se caractérisant par :  $C = 2000kN/(m/s)^{0.1}$ .

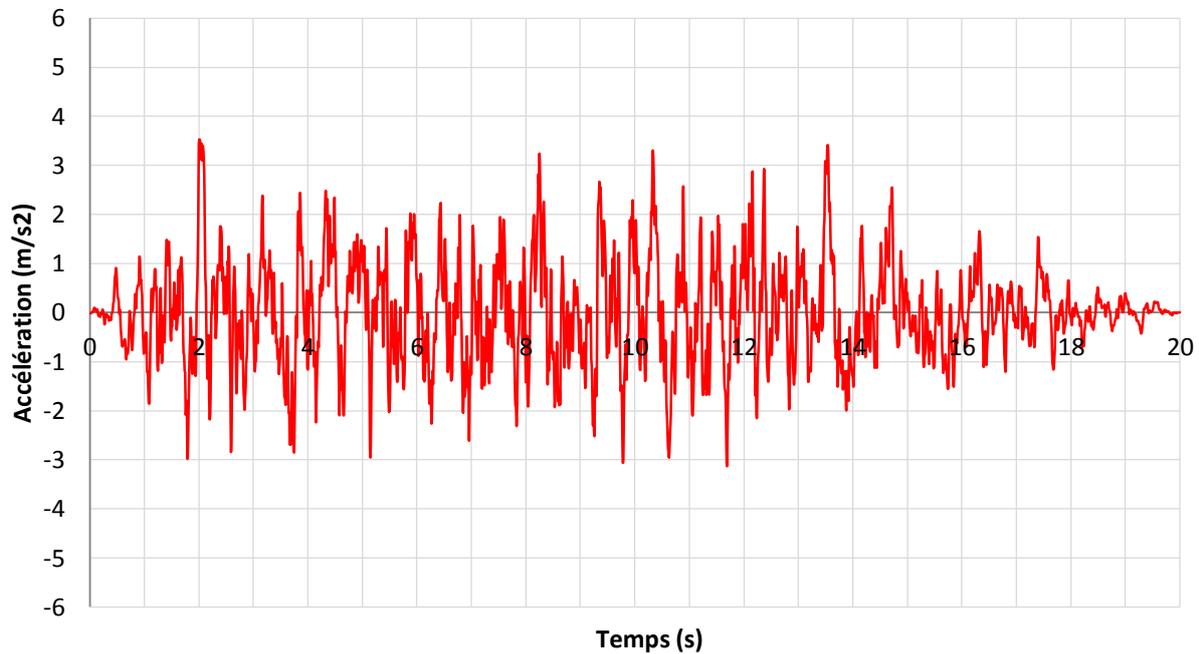


Figure 6.16 : Accélérogramme généré à partir du spectre élastique horizontal des RPOA pour le sol C

La force maximale agissant sur les amortisseurs sous l'effet des 10 cas de charges par accélérogramme sont résumés dans le tableau suivant :

Cas de chargement	Force max (kN)
1	2166.264
2	2180.469
3	2117.626
4	2119.825
5	2127.866
6	2122.284
7	2098.164
8	2114.761
9	2153.541
10	2117.918
<b>Moyenne</b>	<b>2131.872</b>

Tableau 6.16 : forces maximales agissant sur un seul amortisseur

### 5.5 Étude comparative du modèle 3D avec et sans amortisseurs :

Les deux tableaux suivants résument l'étude comparative entre les deux variantes du pont. Dans le premier tableau, on compare les déplacements, les vitesses ainsi que les accélérations maximales au niveau l'extrémité du tablier pour le modèle sans amortisseurs avec le modèle avec amortisseurs. Dans le second, on compare les efforts

tranchants à la base des piles dans le sens longitudinal (xx), ainsi que dans le sens latéral (yy).

Cas de chargement	Déplacement (cm)			Vitesse (m/s)			Accélération (m/s <sup>2</sup> )		
	S.A	A.A	Réduction(%)	S.A	A.A	Réduction(%)	S.A	A.A	Réduction(%)
<b>1</b>	15.432	2.689	82.574	0.665	0.252	62.087	4.280	4.003	6.488
<b>2</b>	15.622	3.927	74.862	0.680	0.233	65.740	4.844	3.928	18.915
<b>3</b>	15.666	2.273	85.489	0.758	0.192	74.614	6.504	3.753	42.295
<b>4</b>	14.887	2.507	83.161	0.777	0.182	76.628	5.148	3.525	31.534
<b>5</b>	14.076	2.232	84.144	0.763	0.195	74.453	5.086	4.680	7.974
<b>6</b>	15.998	2.506	84.337	0.746	0.187	74.920	5.038	3.462	31.273
<b>7</b>	15.747	2.616	83.385	0.765	0.180	76.470	6.212	3.878	37.581
<b>8</b>	17.270	3.034	82.431	0.850	0.184	78.329	5.766	3.811	33.912
<b>9</b>	15.307	2.642	82.737	0.844	0.232	72.571	5.185	4.129	20.377
<b>10</b>	15.495	2.531	83.664	0.719	0.180	75.000	6.009	3.739	37.778
<b>Moyenne</b>	<b>15.550</b>	<b>2.696</b>	<b>82.664</b>	<b>0.757</b>	<b>0.202</b>	<b>73.350</b>	<b>5.407</b>	<b>3.891</b>	<b>28.047</b>

Tableau 6.17 : comparaison des déplacements, vitesses et accélérations des modèles avec et sans amortisseurs

\*S.A : Ponts sans amortisseurs

\*A.A : Ponts avec amortisseurs

Cas de chargement	Effort V <sub>x</sub> (KN)			Effort V <sub>y</sub> (KN)		
	S.A	A.A	Réduction(%)	S.A	A.A	Réduction(%)
<b>1</b>	5253.438	1340.846	74.47679	1232.158	1077.301	14.37453
<b>2</b>	5356.197	1530.174	71.43171	1157.646	1042.691	11.02484
<b>3</b>	5232.79	1145.49	78.10938	1032.257	964.19	7.059501
<b>4</b>	5145.708	944.126	81.65217	1220.121	1076.81	13.30885
<b>5</b>	4819.37	835.306	82.66773	1241.653	1109.097	11.9517
<b>6</b>	5317.952	1171.02	77.97987	1141.342	999.173	14.22867
<b>7</b>	5336.853	1085.513	79.66005	1254.782	1052.51	19.21806
<b>8</b>	5859.268	1345.948	77.02873	1362.447	1198.271	13.70107
<b>9</b>	5335.531	1113.602	79.12856	1135.841	975.73	16.40936
<b>10</b>	5302.15	1096.739	79.3152	1153.986	1017.337	13.43203
<b>Moyenne</b>	<b>5295.926</b>	<b>1160.876</b>	<b>78.07982</b>	<b>1193.223</b>	<b>1051.311</b>	<b>13.4986</b>

Tableau 6.18 : comparaison des efforts à la base d'une pile des modèles avec et sans amortisseurs

Les résultats ainsi obtenu sont complétés par des graphes comparatifs faisant intervenir les différents paramètres affectant la conception du pont.

Le graphe suivant illustre la loi de comportement d'un amortisseur visqueux non linéaire du pont durant les 20s de l'application de l'action sismique sous forme d'accélérogramme. Le pas d'intégration étant pris égale à 0.01s, le graphe suivant a été tracé à partir de 2000 points. C'est le même nombre de points considéré dans les autres graphes qui suivent.

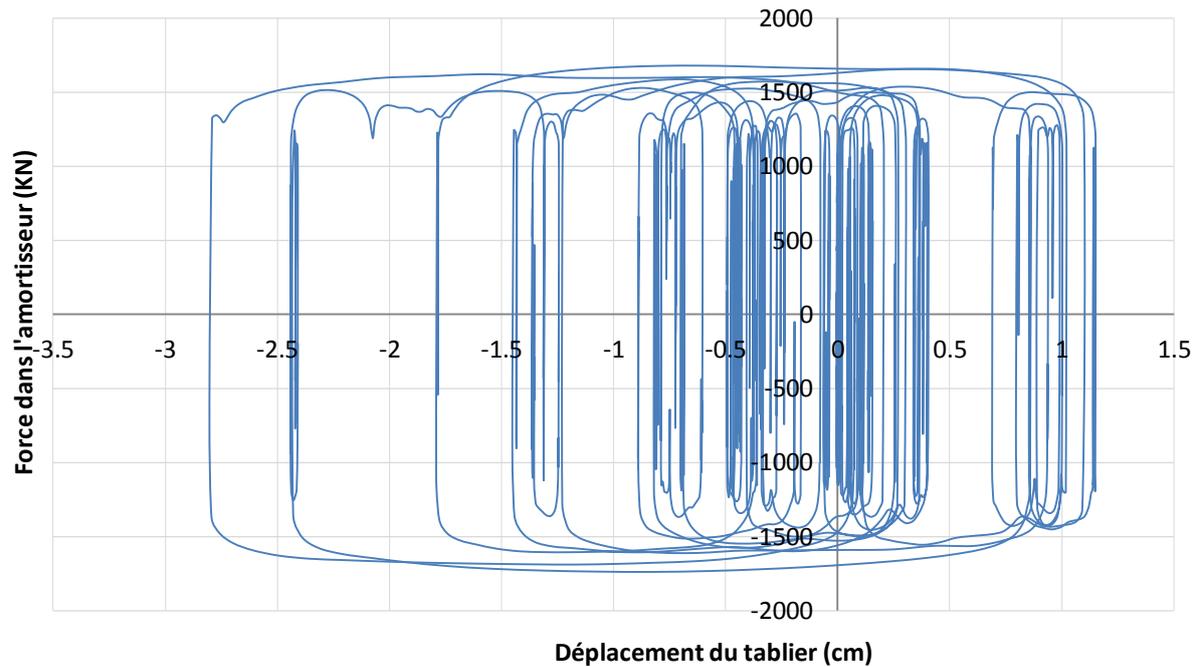


Figure 6.17 : Loi de comportement de l'amortisseur visqueux non linéaire

Le graphe suivant présente les variations de la force en fonction des vitesses dans l'amortisseur :

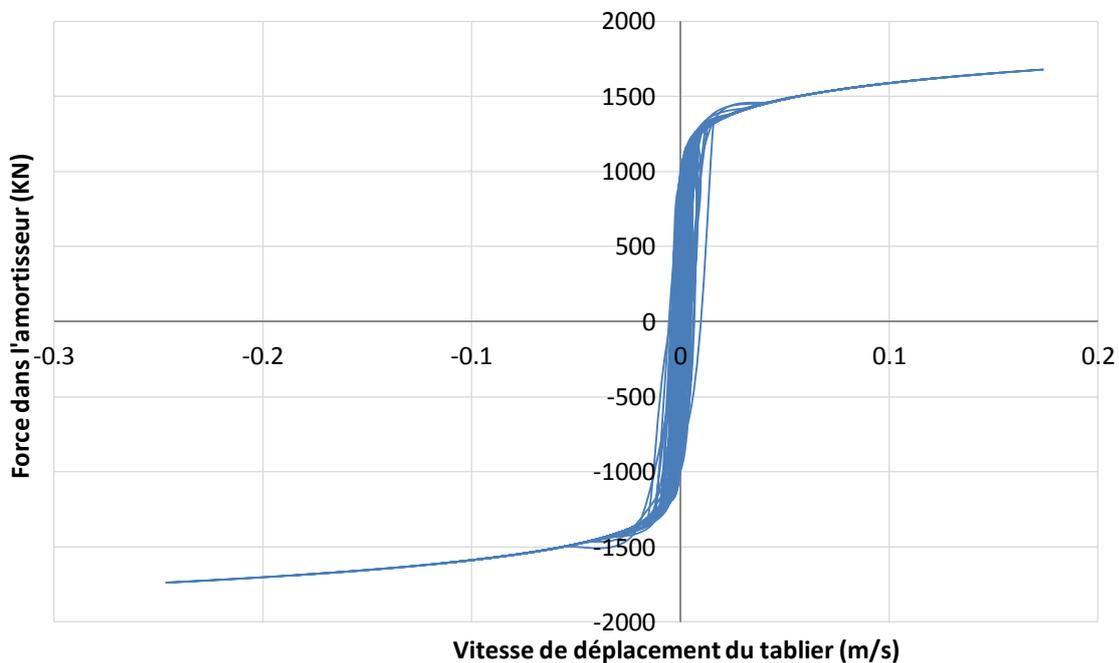


Figure 6.18 : Variation non linéaire de la force en fonction de la vitesse d'un amortisseur en  $CV^\alpha$

On aperçoit sur les 3 graphes qui suivent, les comparaisons instantanées des déplacements, des vitesses ainsi que des accélérations entre le modèle du pont sans amortisseurs et le modèle équipé d'amortisseurs.

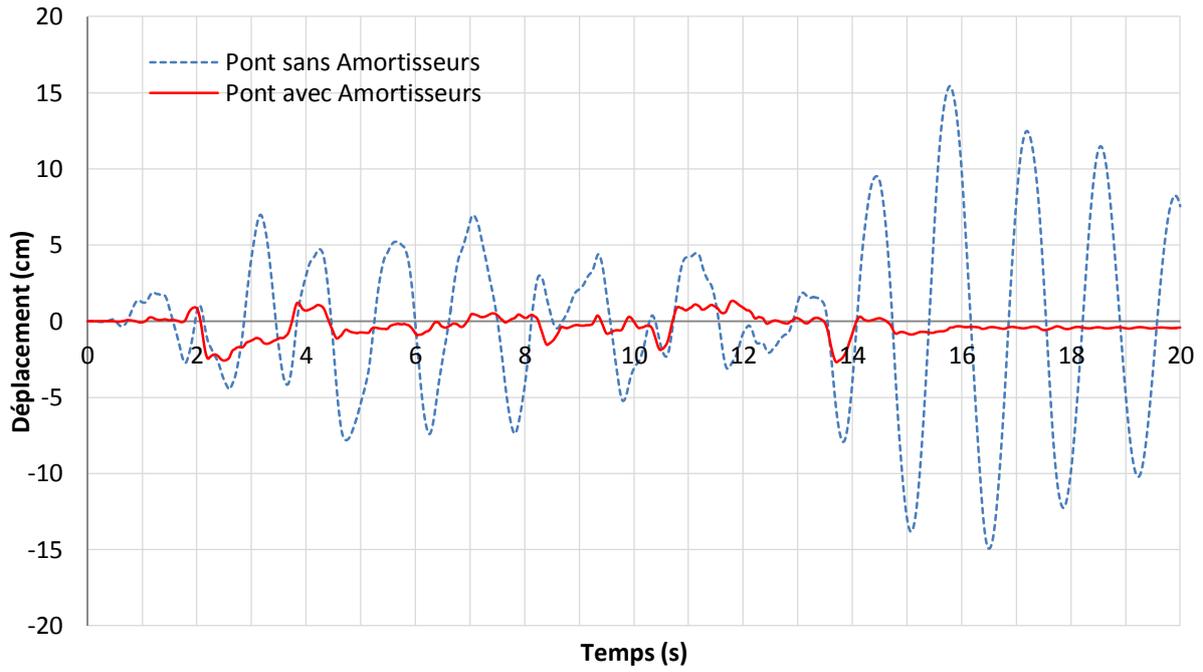


Figure 6.19 : Comparaison entre les déplacements en fonction du temps du pont avec et sans amortisseurs

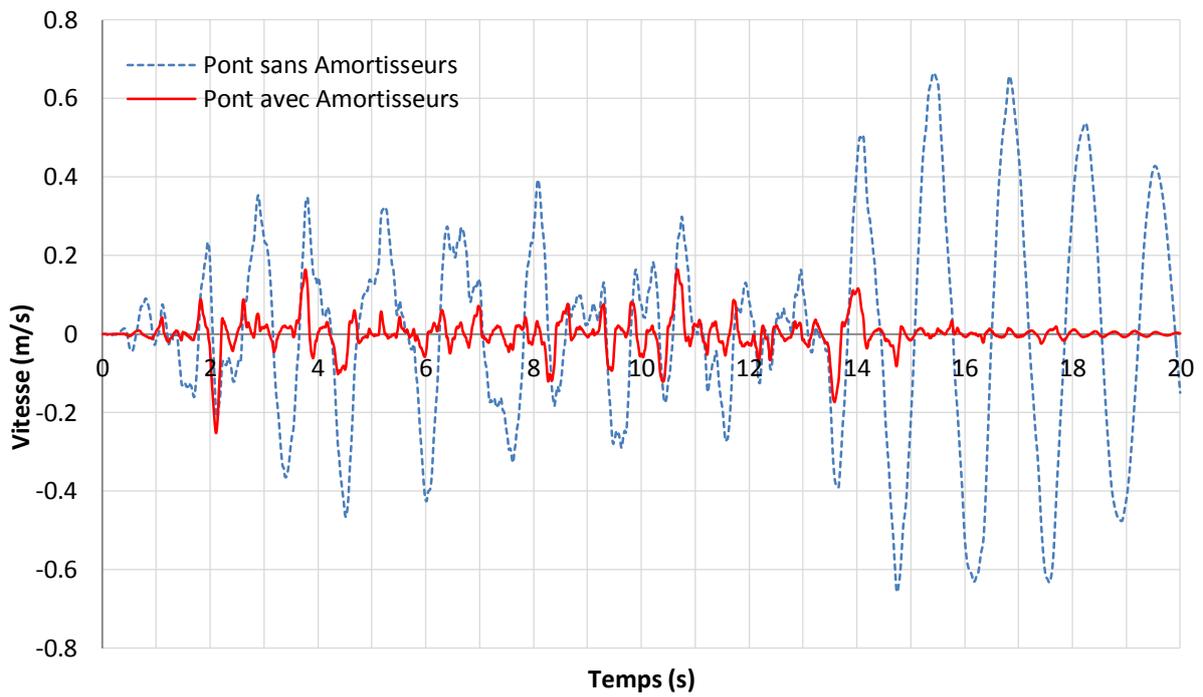


Figure 6.20: Comparaison entre les vitesses en fonction du temps du pont avec et sans amortisseurs

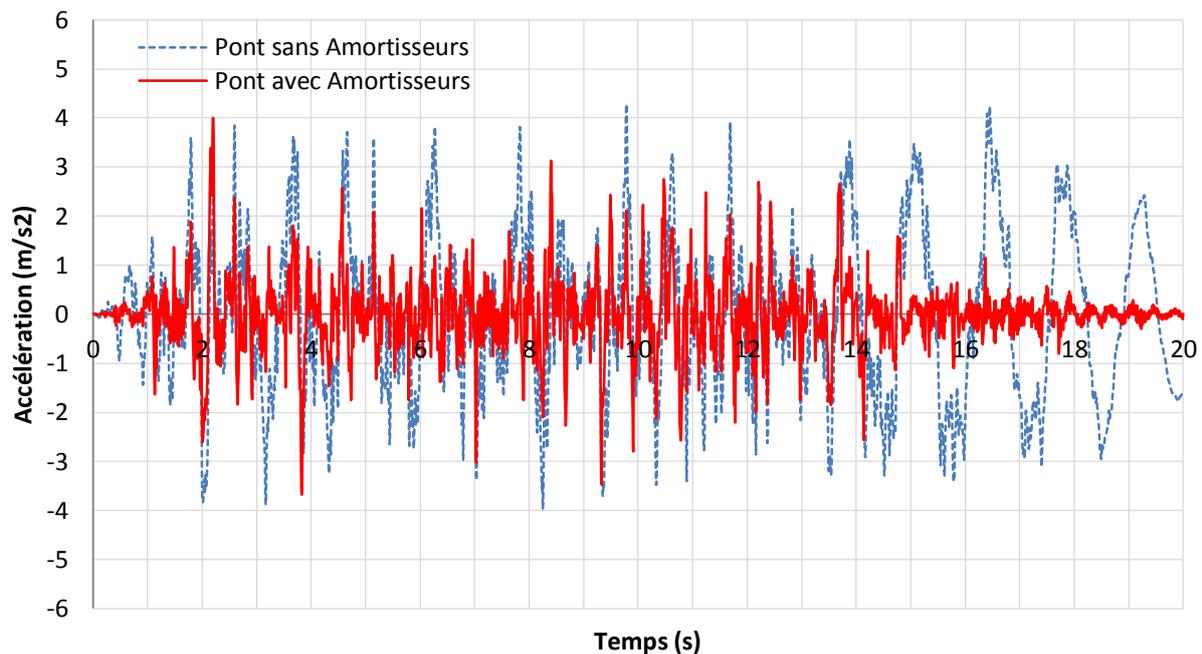


Figure 6.24 : Comparaison entre les accélérations en fonction du temps du pont avec et sans amortisseurs

## 6 Interprétation des résultats :

Il convient de signaler que l'interprétation des résultats sera basée sur 2 critères essentiels, à savoir la comparaison des méthodes simplifiées et la méthode dynamique exacte d'une part et la comparaison entre le modèle du pont avec amortisseur et le modèle sans amortisseurs d'autre part.

- Les méthodes de dimensionnement simplifié de Kahan et de l'énergie présente une approximation acceptable des résultats exacts établis par l'analyse dynamique temporelle, bien que le pont présente une irrégularité qui consiste en une inertie variable.
- Les méthodes de Kahan et de l'énergie procurent une marge de sécurité satisfaisante du fait que le déplacement maximal obtenu par analyse temporelle (2.7cm) reste suffisamment inférieur au déplacement préalable établi par dimensionnement simplifié (5cm).
- Les résultats de la méthode simplifiée de l'Eurocode ne sont pas en bonne corrélation les résultats de la méthode exacte. Toutefois, cette méthode permet d'estimer la gamme de produit à utiliser.
- L'incorporation des dispositifs d'amortisseurs a permis de réduire les déplacements relative du tablier de de 15.6 cm à 2.7cm.

- La comparaison entre les deux variantes du pont de Béni-Chograne présente une réduction de 73% des vitesses maximales de vibration du tablier et de 28% des accélérations pour les ponts équipés des dispositifs dissipateurs d'énergie.
- Les amortisseurs visqueux non linéaires ont permis de réaliser des réductions de l'ordre de 78% sur l'effort tranchant s'exerçant sur la base des piles du pont dans le sens longitudinal.
- Bien que les dispositifs d'amortissements visqueux ont été disposé dans les sens longitudinal, leurs introduction a permis d'atténuer l'effort tranchant à la base des piles de 20% dans le sens latéral du pont.
- Les résultats comparatifs illustrés dans les graphes précédents ont permis de visualiser les déplacements, les vitesses ainsi que les accélérations au cours du temps pour le modèle avec et sans amortisseurs. On remarque clairement l'effet des amortisseurs visqueux sur le comportement du pont équipé de ses dispositifs sous séisme qui consiste à atténuer les déplacements, les vitesses ainsi que les accélérations du tablier. Le point essentiel qui peut être également relevé à partir de ces illustrations, c'est à partir de  $t=14s$ , le tablier est exposé à des accélérations importantes atteignant une valeur maximale de  $5.1m/s$ , créant ainsi des déplacements très important du pont sans amortisseurs avoisinant les 15 cm. Dans le même temps, le modèle du pont équipé d'amortisseur subit des accélérations moins importantes à partir de  $t=14s$  et le tablier ne se déplace que d'un centimètre pratiquement.

## ***Conclusions***

## Conclusions générales et recommandations futures

Afin de contenir le risque sismique, une conception basée sur l'isolation des ponts avec l'introduction d'amortisseurs visqueux non linéaires a été proposée. Deux cas d'étude ont été développés, à savoir un pont-dalle régulier traité selon l'Eurocode et un pont-caisson à inertie variable traité selon le RPOA. Une application à interface graphique permettant le dimensionnement simplifié des amortisseurs visqueux non linéaire a été conçue dans le cadre de ce projet de fin d'étude. L'évaluation des méthodes simplifiées a été établie par l'analyse dynamique temporelle non linéaire. Cette dernière est conduite par l'introduction d'accélérogrammes artificiels générés à partir des spectres réglementaires comme source d'excitation sismique. Par ailleurs, différents critères d'évaluation ont été pris en compte pour les diverses interprétations.

A partir de l'examen des résultats de l'étude, il est possible de tirer les conclusions suivantes :

- La méthode de linéarisation déterministe donne des résultats plus précis que la méthode de linéarisation stochastique.
- Les méthodes simplifiées de dimensionnement des amortisseurs présentent des résultats en bonne corrélation avec les résultats l'analyse dynamique temporelle dans le cas d'un pont régulier. Elles servent donc, pour le dimensionnement dans ce cas.
- Les méthodes simplifiées de dimensionnement fournissent une approximation acceptable par rapport à l'analyse dynamique temporelle en vue d'un pré-dimensionnement dans le cas de ponts non réguliers.
- Les résultats obtenus à partir du modèle 3D du pont dalle régulier valide le modèle de l'oscillateur simple établi pour ce pont du fait que les résultats sont pratiquement identiques.
- L'incorporation des dispositifs d'amortisseurs 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.
- Les méthodes simplifiées procurent une marge de sécurité satisfaisante en matière de déplacement du fait que le déplacement maximal obtenu par analyse temporelle dans les deux cas d'étude reste suffisamment inférieur au déplacement limite préalablement établi par dimensionnement simplifié.
- La comparaison entre les deux variantes des ponts (avec et sans amortisseurs) a permis de mettre en évidence une réduction de l'ordre 78% sur l'effort tranchant et le moment à la base des piles du première exemple traité. Le même taux de réduction a été constaté dans le deuxième exemple.

- Bien que les dispositifs d'amortissements visqueux ont été disposés dans les sens longitudinal, leurs introduction a permis d'atténuer l'effort tranchant à la base des piles de 13% dans le sens latéral du pont en plus de la réduction de 78% dans le sens longitudinal.
- L'analyse dynamique temporelle par FNA (Fast Nonlinear Analysis) génère des résultats plus rapidement que la méthode par intégration directe.
- Les réductions des efforts constatées dans les modèles avec amortisseurs sont synonymes d'économie considérable sur la section des piles.

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.
- Développement des méthodes simplifiées de dimensionnement des amortisseurs non linéaires dans le cas des ponts à géométrie complexe.
- Étude technico-économique comparative entre un modèle de ponts équipé des dispositifs amortisseurs et un modèle sans amortisseurs.
- 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.

## Bibliographie

- [1]: Rapport préliminaire : « séisme de Boumerdes » Ministère de l'habitat 21mai 2003
- [2]: Seismic damages in the past earthquakes: Loma Prieta and Northridge, USA, Earthquakes
- [3] : Guide méthodologique du sétra « pont en zone sismique : conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 » 2012
- [4] : Guide technique du sétra "appareils d'appui en élastomère fretté" 2009
- [5]: Alga Technological Thinking : fiche technique des dispositifs antisismiques utilisés pour les ponts
- [6] : Mageba swidzerland, engineering connections ; produits de ponts
- [7] :[Brochure] MAURER SOHNE forces in motion ;système de protection des structures
- [8] : Aurélie Vivier et Denis Davi, "Prise en compte des dispositifs antisismiques dans les calculs EC8 d'ouvrages d'art sous séisme", *AFPS 2011*.
- [9] : règlement parasismiques ouvrages d'art RPOA 2008
- [10] : Norme européenne Eurocode 8
- [11] : Eurocode 8.2§ 7.5.4 2010
- [12] : Jacques Betbeder-Matibet, Génie parasismique: Action sismique, 2003.
- [13] : J.Penzien et R.W. Clough « Dynamique des structures, principe fondamentaux » Copyright 1980,PLURALIS
- [14]: Ibrahimovitch & Wilson "Fast non linear analysis applied on bridges" 2010
- [15]: Computers & Structures INC, "SAP 2000 Overview",
- [16] : Abdellah Boudina « SIMULATION D'EXCITATIONS SISMIQUES A PARTIR DE SPECTRES CIBLES »
- [17] : Rapport préliminaires de la mission AFPS « Le séisme du 21 Mai 2003 en Algérie »
- [18] : UJNR TSUKUBA 2011 proceeding of the 43red joint meeting of S.japan panel on wind and seismic effects
- [19] :Trevor E. kelly , Bill Robinson et R.Ivan Skinner, « Seismic Isolation for Designers and Structural Engineers »
- [20] : Guide technique du Sétra « appareil d'appui à pot »

[21] : Denis Davi : «Prise en compte des séismes dans la conception des ouvrages d'art »  
CETE Méditerranée

[22] : M.Michel kahan : « Approche stochastique pour le calcul des ponts au séisme » 14  
Juin 1996

[23] : P.Maurel, « Notion générales sur la pratique des calculs sismiques »

[25] : Pierre boitlet “mémoire technique” méthode de newmark.

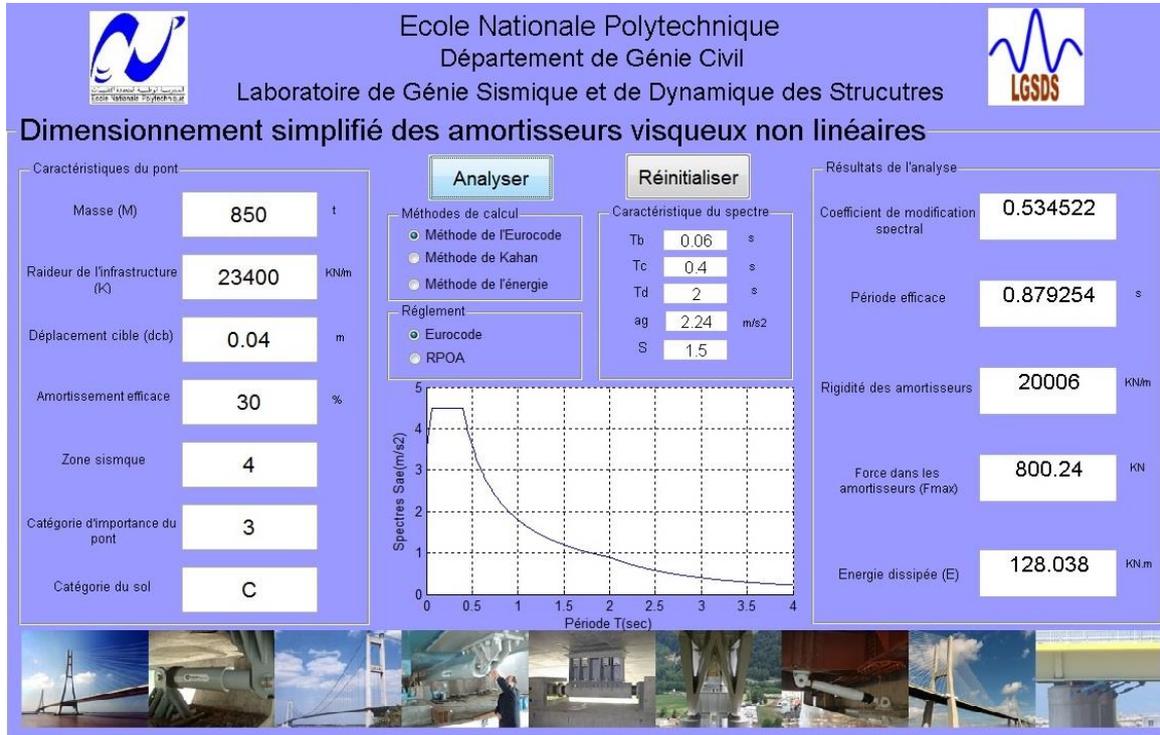
[26] : Michel Kahan, Dimensionnement simplifié d'amortisseurs visqueux non  
linéaires pour ponts en zone sismique, Revue française de génie civil. Volume 4 – n°  
1/2000

# ***Annexe A***

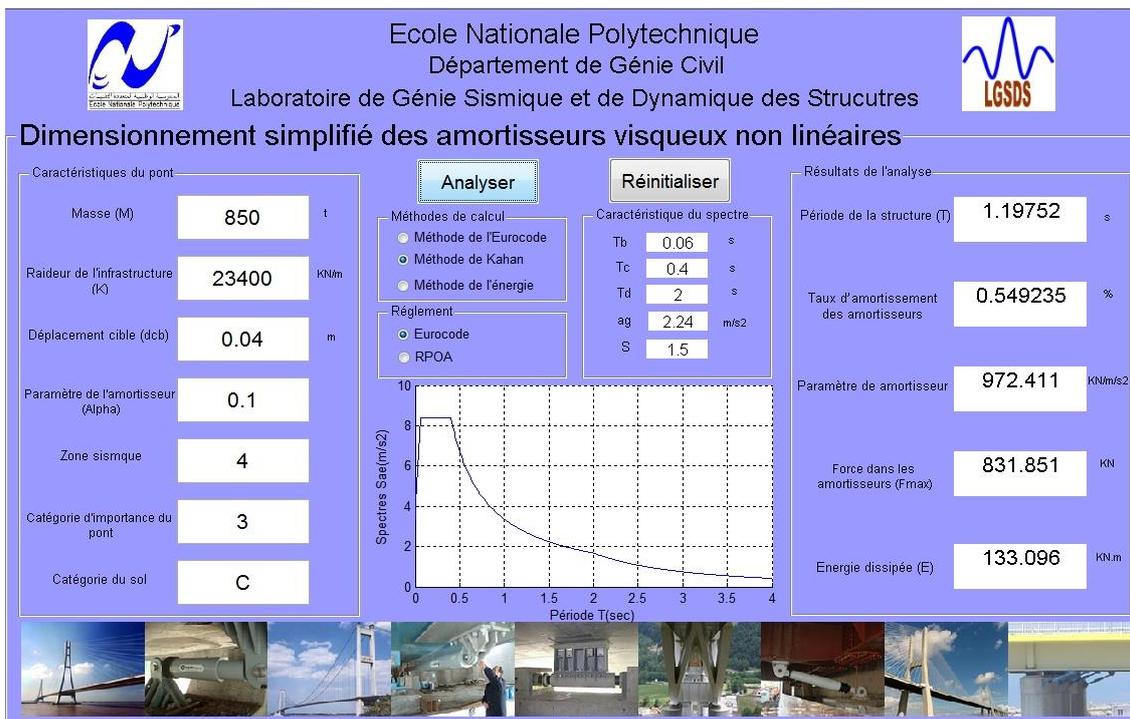
# Application de calcul par les méthodes simplifiées

## A.1 Pont-dalle :

### A.1.1 Méthode de l'Eurocode :



### A.1.2 Méthode de linéarisation :



### A.1.3 Méthode de l'énergie :

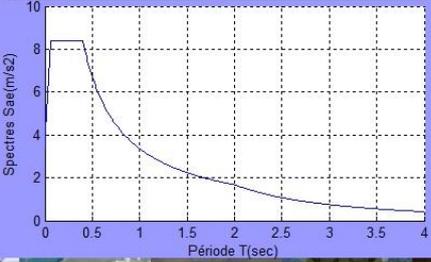


Ecole Nationale Polytechnique  
Département de Génie Civil  
Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures



#### Dimensionnement simplifié des amortisseurs visqueux non linéaires

<b>Caractéristiques du pont</b>	<b>Analyser</b>	<b>Réinitialiser</b>	<b>Résultats de l'analyse</b>
Masse (M) <input type="text" value="850"/> t	Méthodes de calcul <input checked="" type="radio"/> Méthode de l'Eurocode <input type="radio"/> Méthode de Kahan <input checked="" type="radio"/> Méthode de l'énergie	Caractéristique du spectre Tb <input type="text" value="0.06"/> s Tc <input type="text" value="0.4"/> s Td <input type="text" value="2"/> s ag <input type="text" value="2.24"/> m/s <sup>2</sup> S <input type="text" value="1.5"/>	Période de la structure (T) <input type="text" value="1.19752"/> s
Raideur de l'infrastructure (K) <input type="text" value="23400"/> KNm			Réglement <input checked="" type="radio"/> Eurocode <input type="radio"/> RPOA
Déplacement cible (dcb) <input type="text" value="0.04"/> m			Paramètre de amortisseur <input type="text" value="1029.9"/> KN/m/s <sup>2</sup>
Paramètre de l'amortisseur (Alpha) <input type="text" value="0.1"/>			Force dans les amortisseurs (Fmax) <input type="text" value="881.034"/> KN
Zone sismique <input type="text" value="4"/>			Energie dissipée (E) <input type="text" value="140.966"/> KNm
Catégorie d'importance du pont <input type="text" value="3"/>			
Catégorie du sol <input type="text" value="C"/>			





## A.2 Pont-Caisson :

### A.2.1 Méthode de l'Eurocode :

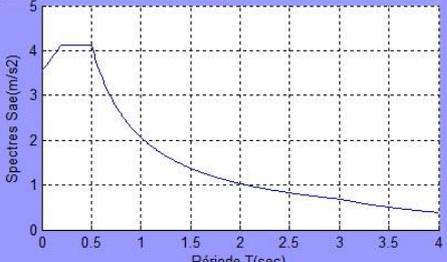


Ecole Nationale Polytechnique  
Département de Génie Civil  
Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures



#### Dimensionnement simplifié des amortisseurs visqueux non linéaires

<b>Caractéristiques du pont</b>	<b>Analyser</b>	<b>Réinitialiser</b>	<b>Résultats de l'analyse</b>
Masse (M) <input type="text" value="4962"/> t	Méthodes de calcul <input checked="" type="radio"/> Méthode de l'Eurocode <input type="radio"/> Méthode de Kahan <input type="radio"/> Méthode de l'énergie	Caractéristique du spectre T1 <input type="text" value="0.2"/> s T2 <input type="text" value="0.5"/> s T3 <input type="text" value="3"/> s A <input type="text" value="0.3"/> S <input type="text" value="1.2"/>	Coefficient de modification spectral <input type="text" value="0.467707"/>
Raideur de l'infrastructure (K) <input type="text" value="106824"/> KNm			Réglement <input checked="" type="radio"/> Eurocode <input type="radio"/> RPOA
Déplacement cible (dcb) <input type="text" value="0.05"/> m			Rigidité des amortisseurs <input type="text" value="107499"/> KNm
Amortissement efficace <input type="text" value="30"/> %			Force dans les amortisseurs (Fmax) <input type="text" value="5374.93"/> KN
Zone sismique <input type="text" value="3"/>			Energie dissipée (E) <input type="text" value="1074.99"/> KNm
Groupe de pont <input type="text" value="2"/>			
Site <input type="text" value="S3"/>			





**A.2.2 Méthode de linéarisation :**



Ecole Nationale Polytechnique  
Département de Génie Civil  
Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures

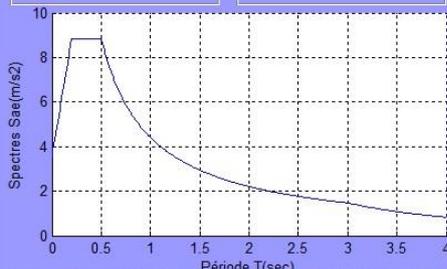


### Dimensionnement simplifié des amortisseurs visqueux non linéaires

<p><b>Caractéristiques du pont</b></p> <p>Masse (M) : <b>4962</b> t</p> <p>Raideur de l'infrastructure (K) : <b>106824</b> KN/m</p> <p>Déplacement cible (dcb) : <b>0.05</b> m</p> <p>Paramètre de l'amortisseur (Alpha) : <b>0.1</b></p> <p>Zone sismique : <b>3</b></p> <p>Groupe de pont : <b>2</b></p> <p>Site : <b>S3</b></p>	<p><b>Analyser</b>      <b>Réinitialiser</b></p> <p>Méthodes de calcul</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="radio"/> Méthode de l'Eurocode</li> <li><input checked="" type="radio"/> Méthode de Kahan</li> <li><input type="radio"/> Méthode de l'énergie</li> </ul> <p>Règlement</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="radio"/> Eurocode</li> <li><input checked="" type="radio"/> RPOA</li> </ul>	<p><b>Résultats de l'analyse</b></p> <p>Période de la structure (T) : <b>1.35417</b> s</p> <p>Taux d'amortissement des amortisseurs : <b>0.817173</b> %</p> <p>Paramètre de amortisseur : <b>8173.66</b> KN/m/s<sup>2</sup></p> <p>Force dans les amortisseurs (Fmax) : <b>7062.6</b> KN</p> <p>Energie dissipée (E) : <b>1412.52</b> KN.m</p>
--	--	--

Caractéristique du spectre

T1	0.2	s
T2	0.5	s
T3	3	s
A	0.3	
S	1.2	





**A.2.3 Méthode de l'énergie :**



Ecole Nationale Polytechnique  
Département de Génie Civil  
Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures

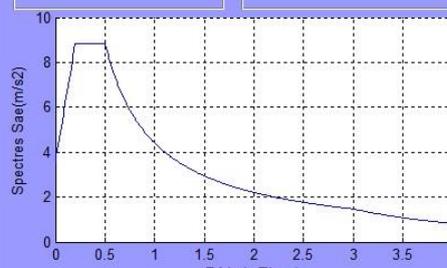


### Dimensionnement simplifié des amortisseurs visqueux non linéaires

<p><b>Caractéristiques du pont</b></p> <p>Masse (M) : <b>4962</b> t</p> <p>Raideur de l'infrastructure (K) : <b>106824</b> KN/m</p> <p>Déplacement cible (dcb) : <b>0.05</b> m</p> <p>Paramètre de l'amortisseur (Alpha) : <b>0.1</b></p> <p>Zone sismique : <b>3</b></p> <p>Groupe de pont : <b>2</b></p> <p>Site : <b>S3</b></p>	<p><b>Analyser</b>      <b>Réinitialiser</b></p> <p>Méthodes de calcul</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="radio"/> Méthode de l'Eurocode</li> <li><input type="radio"/> Méthode de Kahan</li> <li><input checked="" type="radio"/> Méthode de l'énergie</li> </ul> <p>Règlement</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><input type="radio"/> Eurocode</li> <li><input checked="" type="radio"/> RPOA</li> </ul>	<p><b>Résultats de l'analyse</b></p> <p>Période de la structure (T) : <b>1.35417</b> s</p> <p>Taux d'amortissement des amortisseurs : <b>86.7173</b> %</p> <p>Paramètre de amortisseur : <b>8420.09</b> KN/m/s<sup>2</sup></p> <p>Force dans les amortisseurs (Fmax) : <b>7275.53</b> KN</p> <p>Energie dissipée (E) : <b>1455.11</b> KN.m</p>
--	--	--

Caractéristique du spectre

T1	0.2	s
T2	0.5	s
T3	3	s
A	0.3	
S	1.2	



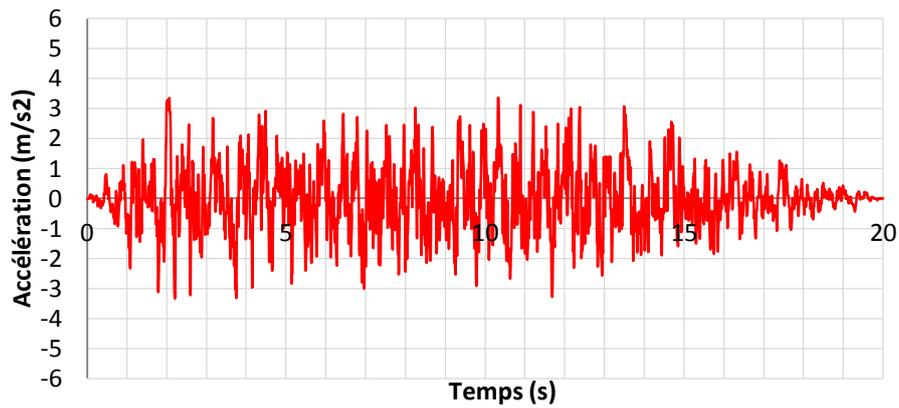


***Annexe B***

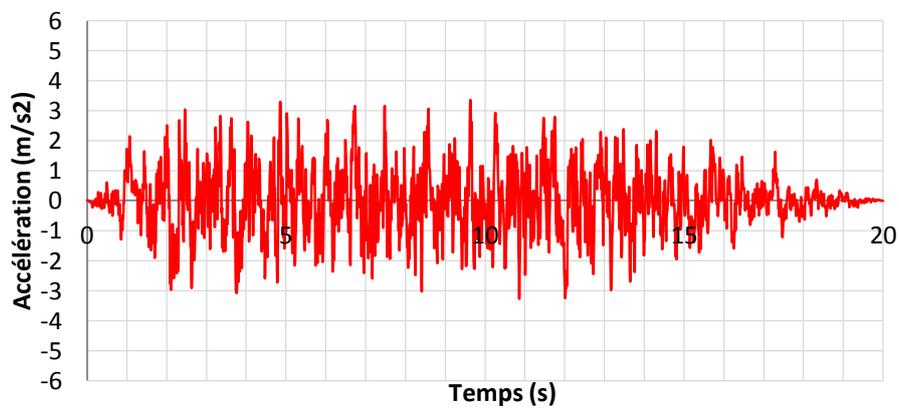
## Accélérogrammes générés à partir des spectres réglementaires par SIMQKE

### B.1 A partir du spectre élastique horizontal de l'Eurocode pour les caractéristiques du pont-dalle :

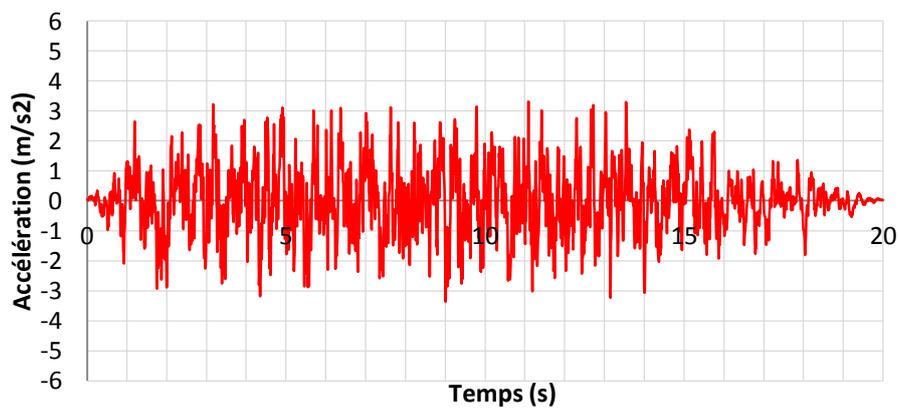
1)



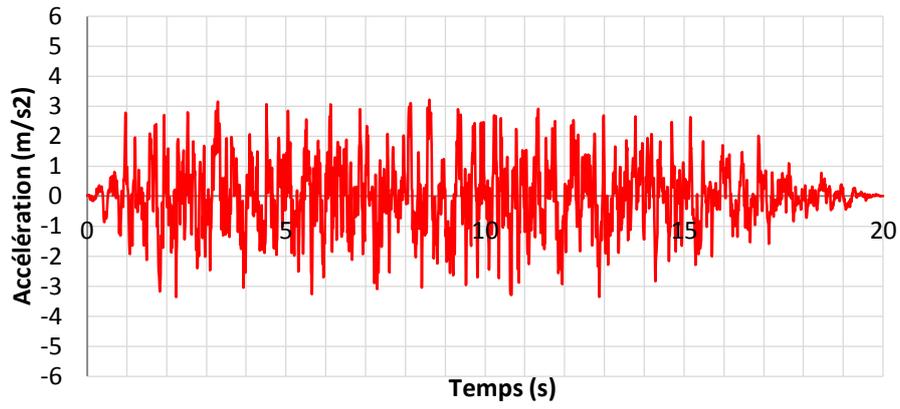
2)



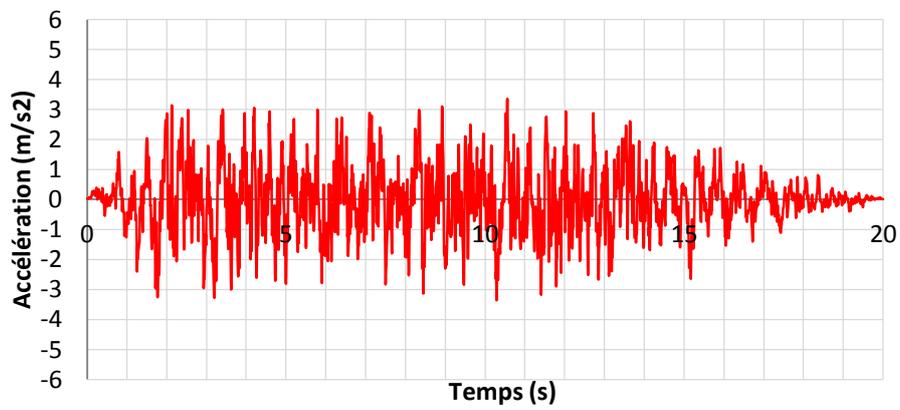
3)



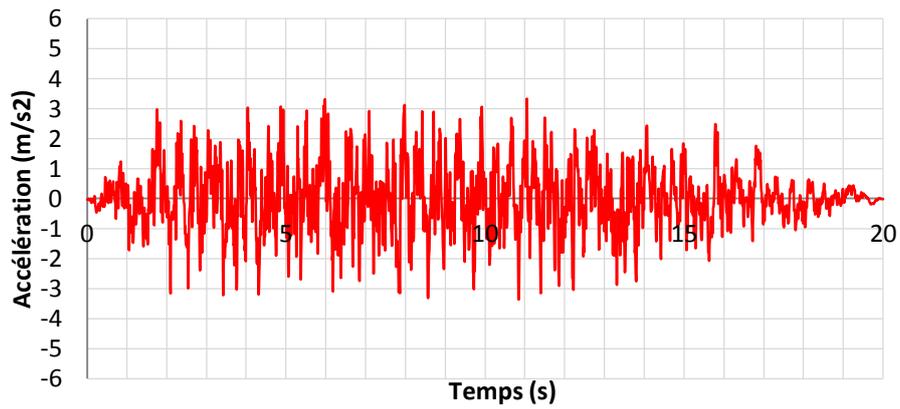
4)



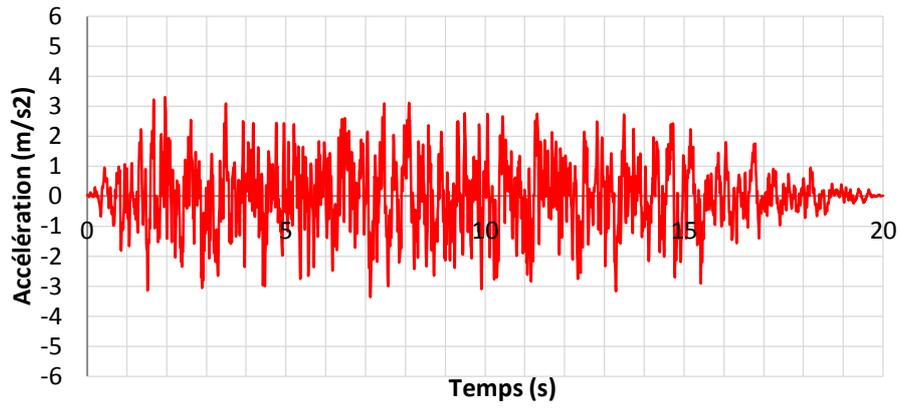
5)



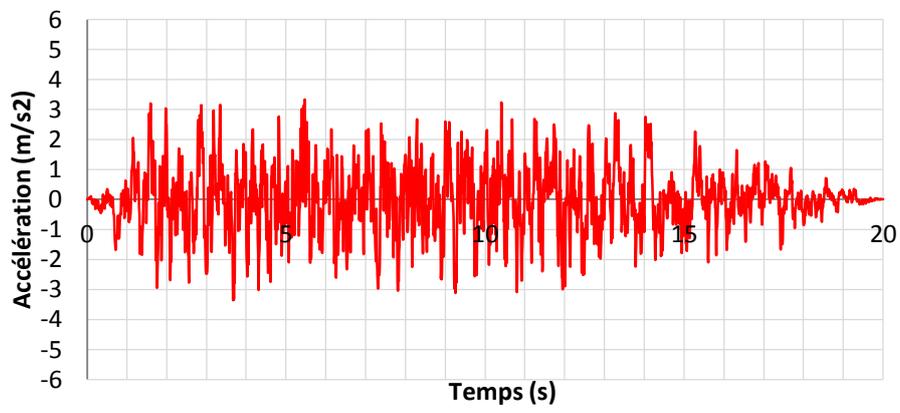
6)



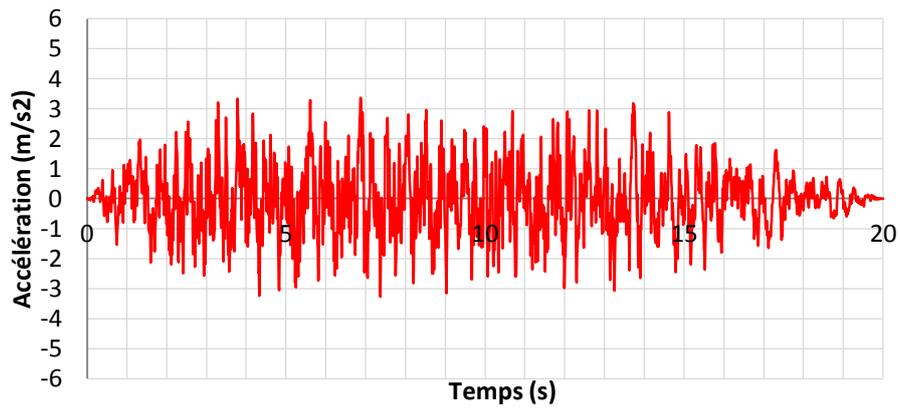
7)



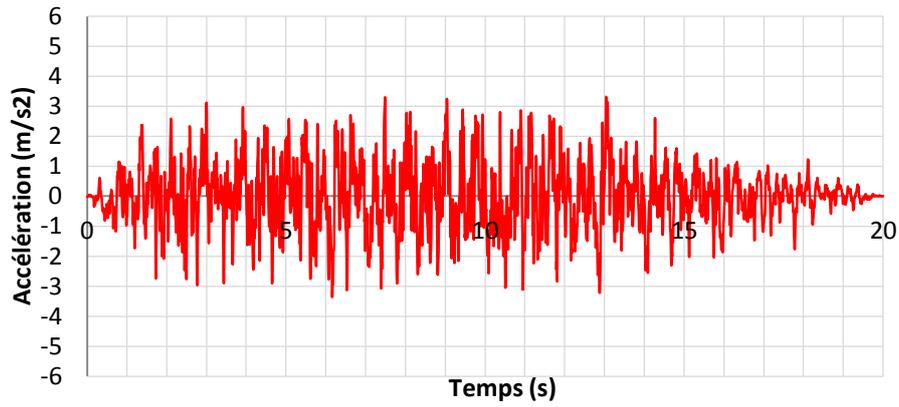
8)



9)

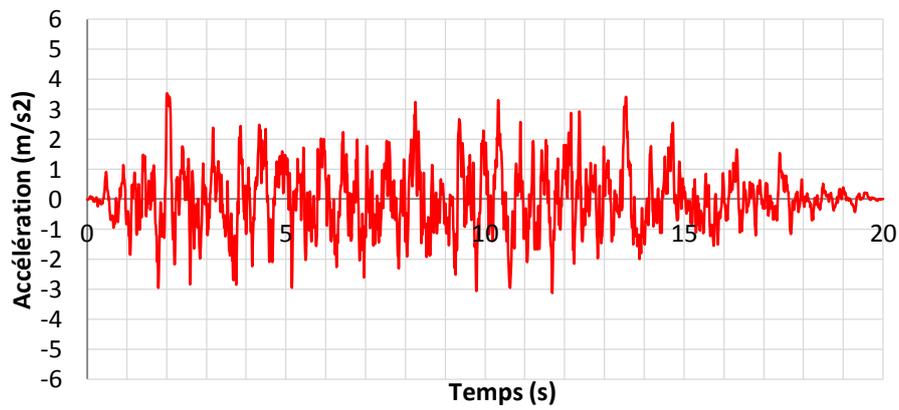


10)

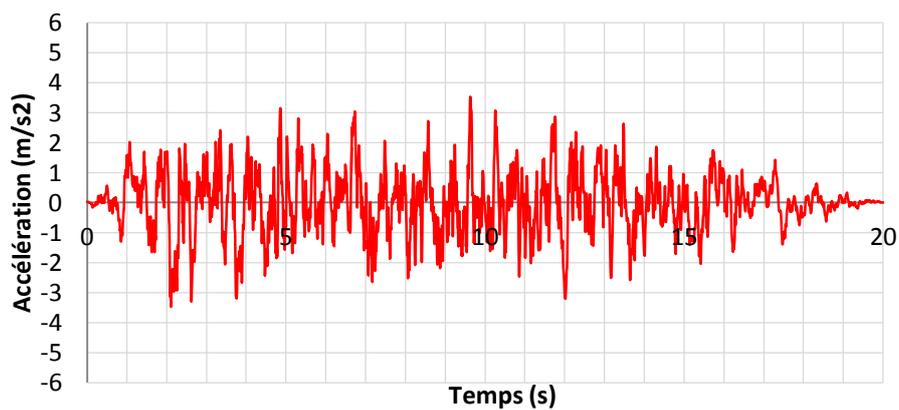


**B.2 A partir du spectre élastique horizontal du RPOA pour les caractéristiques du pont-caisson :**

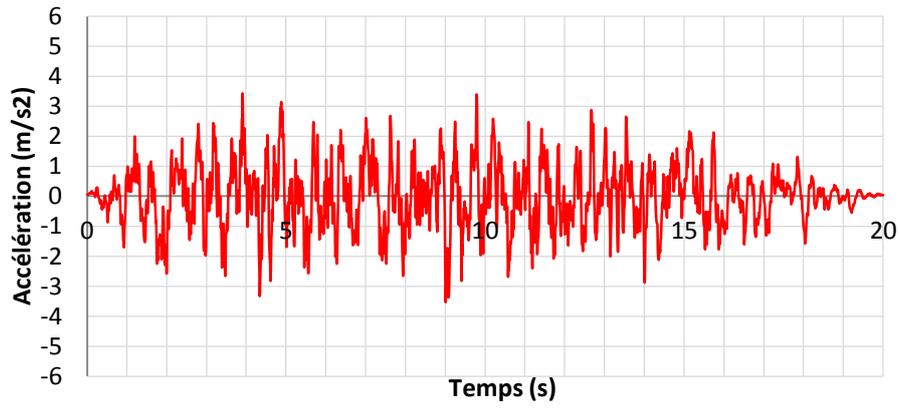
1)



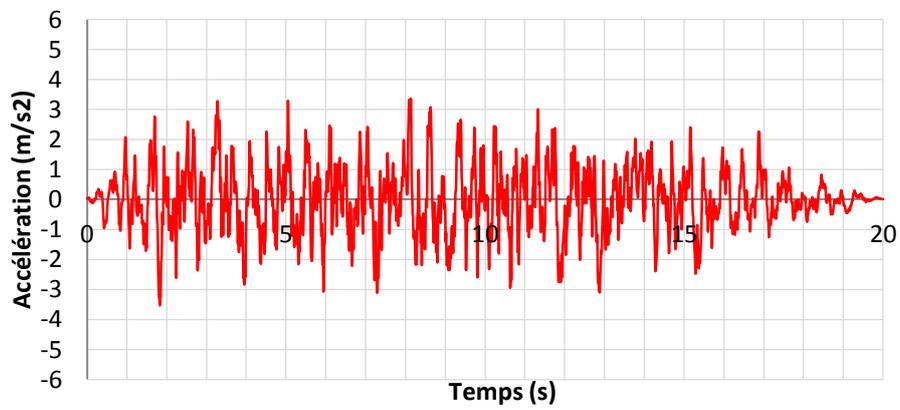
2)



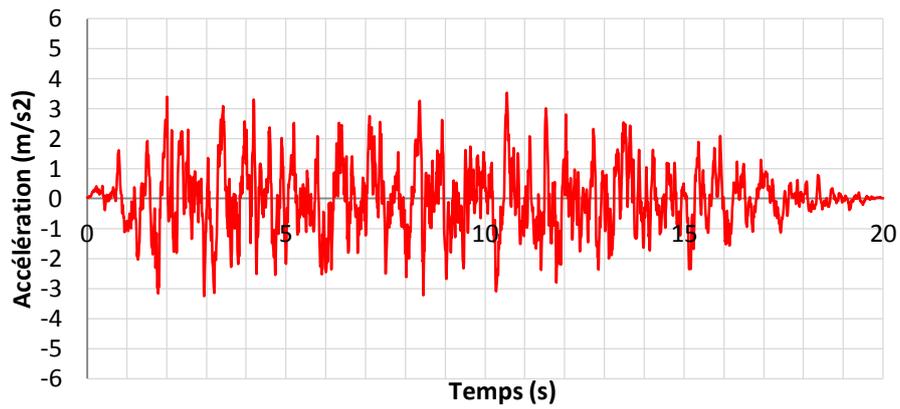
3)



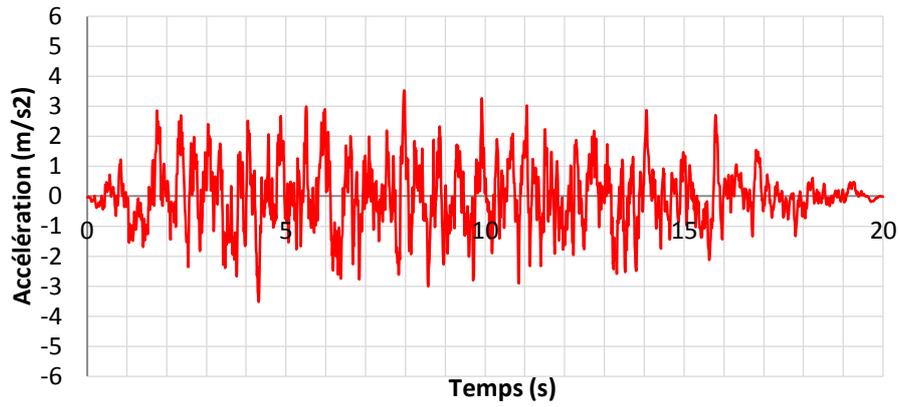
4)



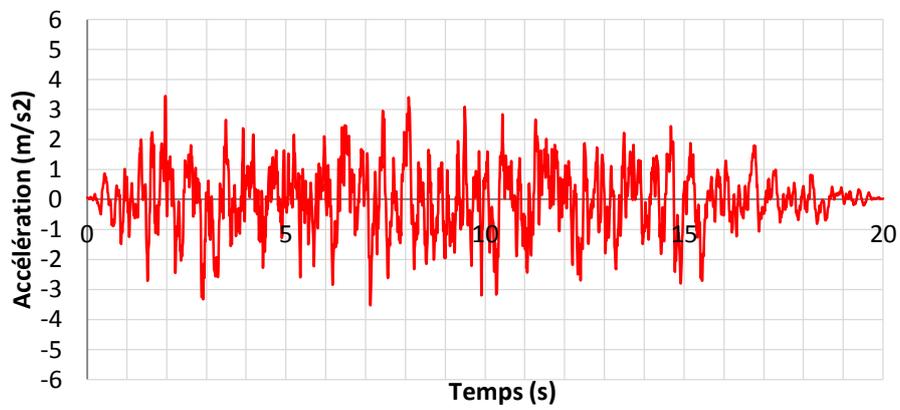
5)



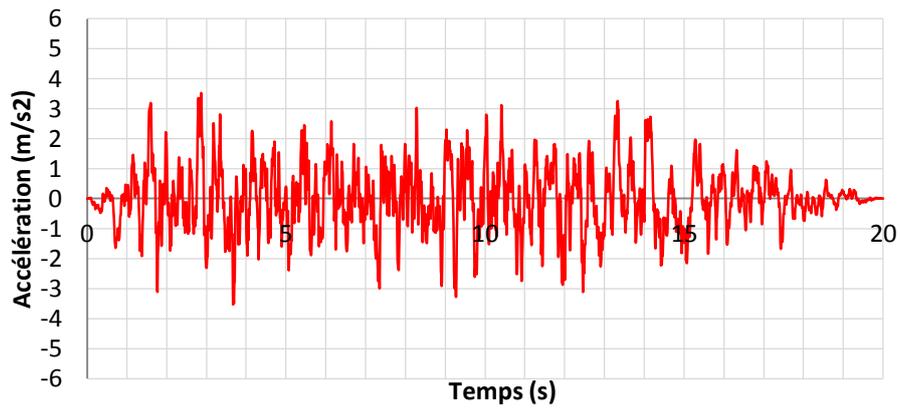
6)



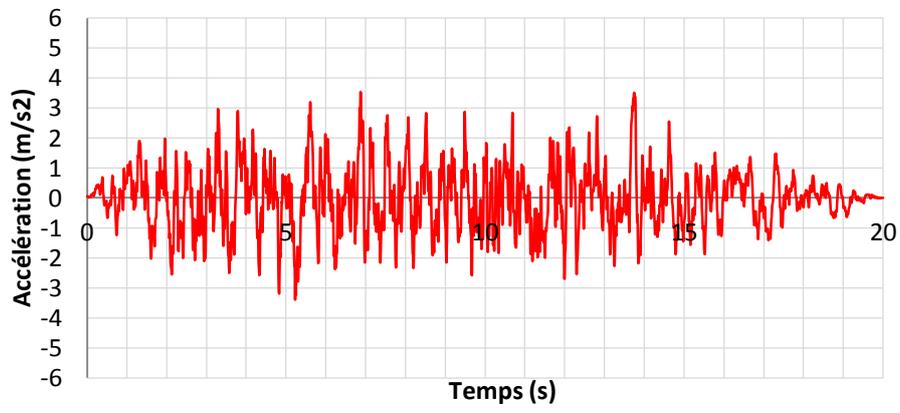
7)



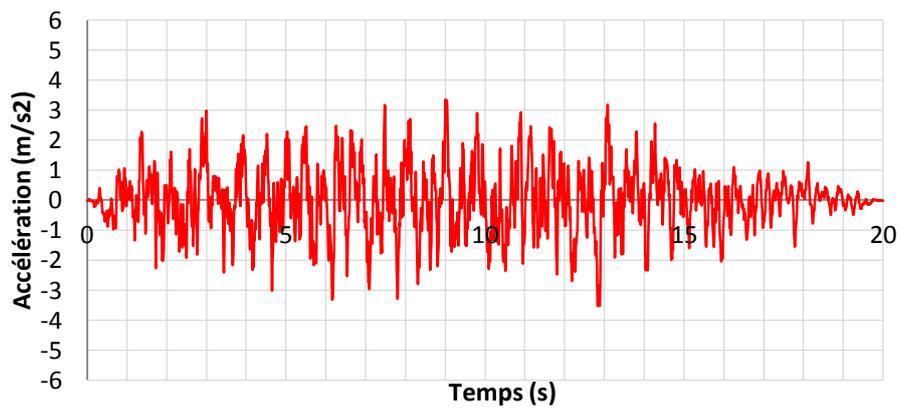
8)



9)



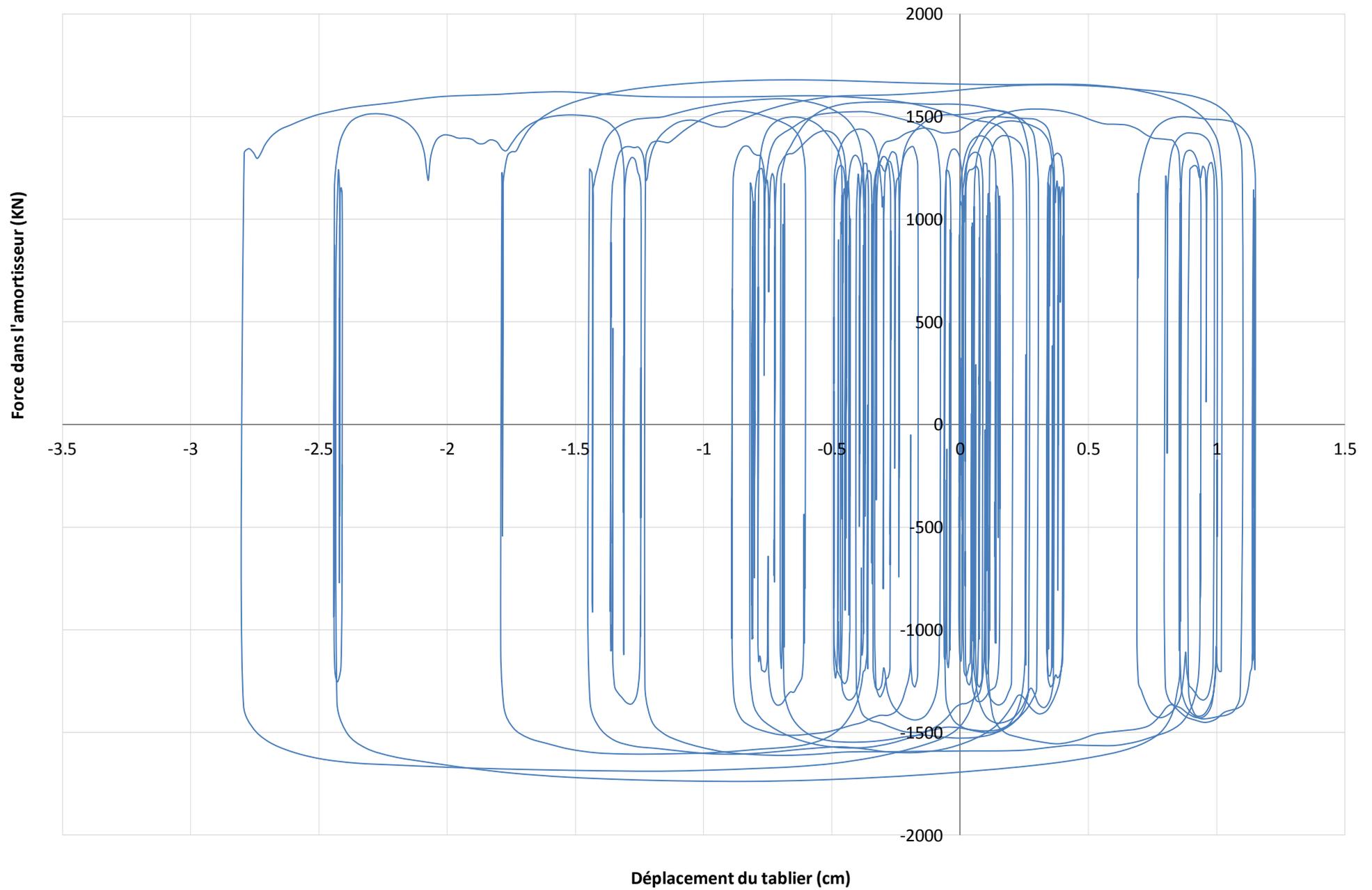
10)



***Annexe C***

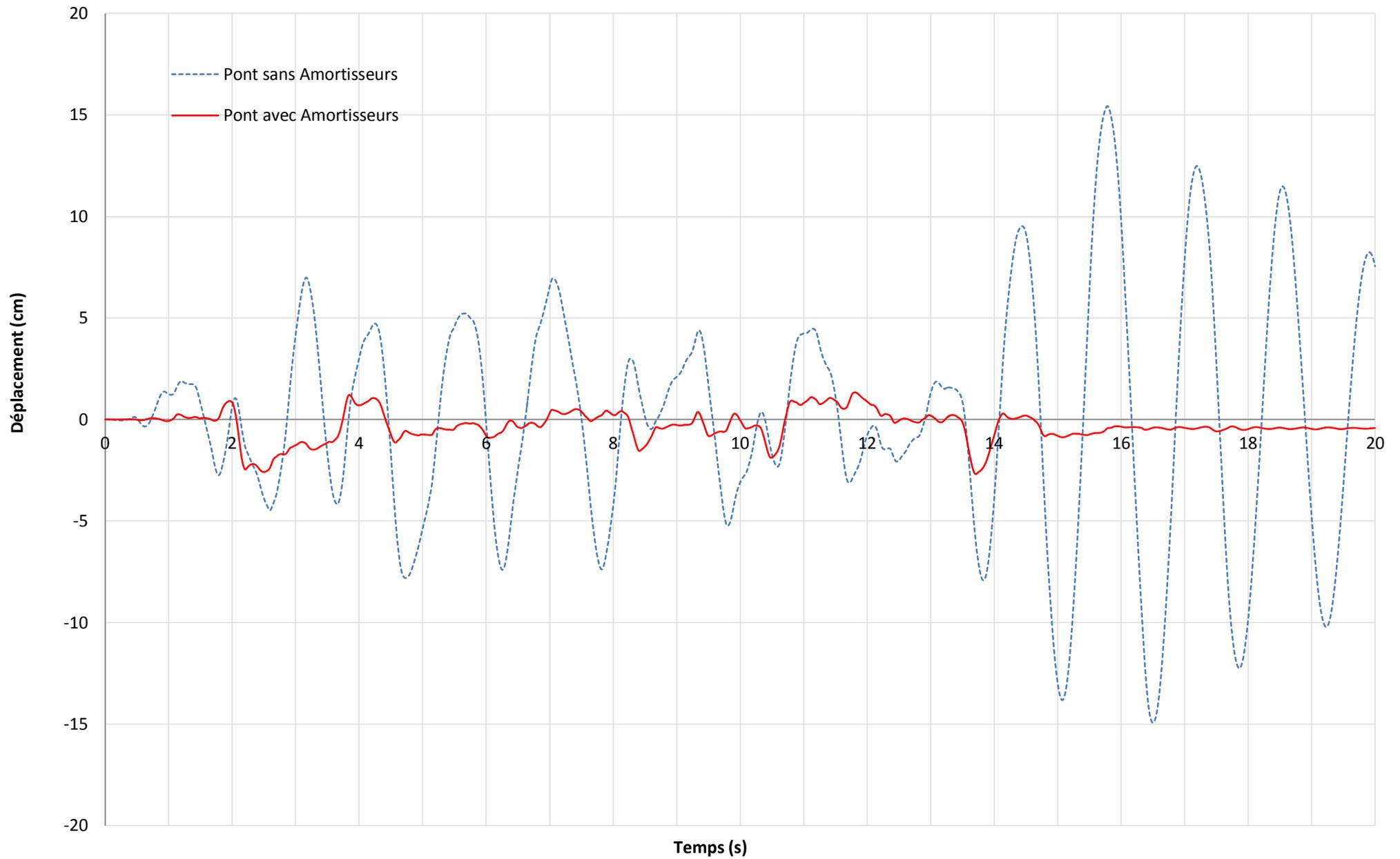
# Annexe C

## C.1 Loi de comportement des amortisseurs visqueux non linéaires



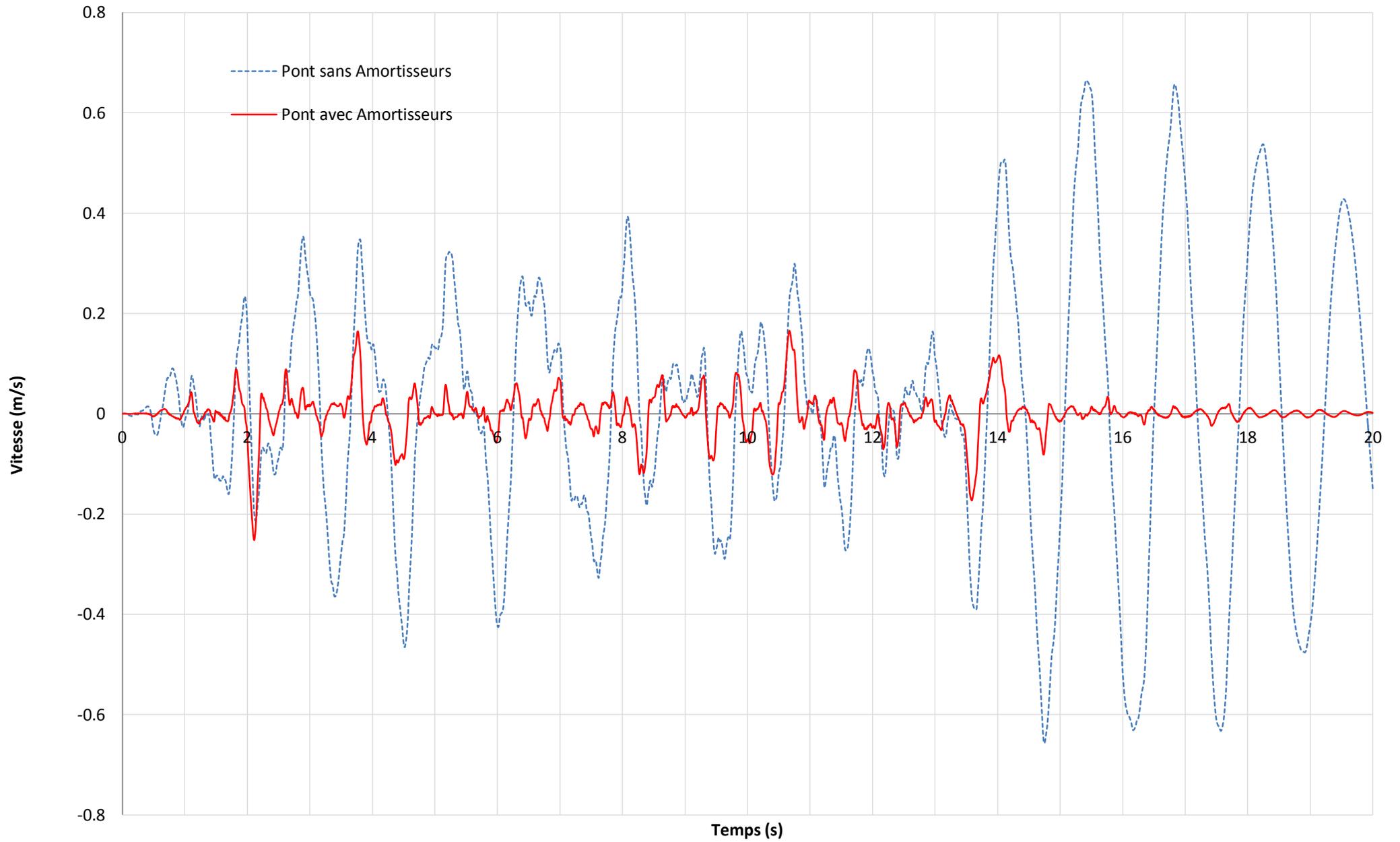
## Annexe C

### C.2 Comparaison entre les déplacements en fonction du temps du pont avec et sans amortisseurs



# Annexe C

## C.3 Comparaison entre les vitesses en fonction du temps du pont avec et sans amortisseurs



# Annexe C

## C.4 Comparaison entre les accélérations en fonction du temps du pont avec et sans amortisseurs

