



**HAL**  
open science

# Développement d'un macroélément pour l'étude des fondations superficielles sous charge sismique

Youssef Abboud

► **To cite this version:**

Youssef Abboud. Développement d'un macroélément pour l'étude des fondations superficielles sous charge sismique. Génie civil. Université Paris-Est, 2017. Français. NNT : 2017PESC1010 . tel-01757023

**HAL Id: tel-01757023**

**<https://theses.hal.science/tel-01757023>**

Submitted on 3 Apr 2018

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

UNIVERSITÉ PARIS-EST

École Doctorale Sciences, Ingénierie et Environnement

Thèse de doctorat

Présentée pour l'obtention du grade de

Docteur de l'Université Paris-Est

Spécialité : Géotechnique

Par :

Youssef ABBOUD

Sujet :

**Développement d'un macroélément pour l'étude des fondations  
superficielles sous charge sismique**

Thèse publiquement soutenue le 28 Septembre 2017 devant le jury composé de :

M. Panagiotis Kotronis	Ecole Centrale de Nantes	Rapporteur
M. Marwan Sadek	Université Libanaise	Rapporteur
M. Fahd Caira	Terrasol	Examineur
M. Alain Pecker	Ecole des Ponts ParisTech	Examineur
M. Baptiste Pelletier	Electricité De France	Examineur
M. Kyriasis Pitilakis	Université Aristote de Thessalonique	Examineur
M. Jean-François Semblat	IFSTTAR	Directeur de thèse
M. Sébastien Burlon	IFSTTAR	Co-directeur de thèse



*A toutes les âmes qui ont péri à cause des séismes depuis la nuit des temps  
A ceux qui ont été touchés de près ou de loin par des catastrophes naturelles*

*Aux personnes qui m'ont aidé à franchir un horizon dans ma vie*

*A tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail*

*A mes parents et ma famille*

*Au genre humain*

*Je dédie ce travail ...*



*« La simplicité est la sophistication suprême »*

*Leonardo Da Vinci (1452-1519)*

*« Make everything as simple as possible, but not simpler »*

*Albert Einstein (1879-1955)*



## Remerciements

Ce travail de thèse a été réalisé au laboratoire Séismes et Vibrations du département GERS de l'IFSTTAR. Il a été financé par le département TEGG d'EDF CEIDRE dans le cadre d'un contrat de partenariat entre EDF et IFSTTAR.

Au terme de ce travail, j'exprime ma gratitude à tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, à le réaliser et à en faire une excellente expérience tant sur le plan professionnel que personnel.

D'abord, je remercie mon directeur de thèse, M. Jean-François Semblat, directeur du laboratoire Séismes et Vibrations, de m'avoir accueilli dans son équipe et de m'avoir donné la confiance pour réaliser ce travail. Je le remercie pour sa disponibilité, ses précieux conseils et son soutien continu et inconditionné.

Ensuite, j'exprime mes vifs remerciements à mon co-directeur de thèse, M. Sébastien Burlon, IDTPE à l'IFSTTAR. Je le remercie pour son encadrement, ses idées intéressantes, ses conseils et son soutien ... ainsi que pour les discussions passionnantes que j'ai pu avoir avec lui sur des sujets variés.

Pendant trois ans passés en thèse, j'ai beaucoup apprécié leurs générosités scientifiques, leurs compétences profondes et leur sens humain. Je leur serai éternellement reconnaissant.

Je tiens à remercier M. Panagiotis Kotronis, Professeur à l'Ecole Centrale de Nantes et M. Marwan Sadek, Professeur à l'Université Libanaise d'avoir accepté de rapporter ce mémoire de thèse.

Je remercie profondément M. Alain Pecker, Professeur à l'Ecole des Ponts ParisTech, de m'avoir donné l'honneur par sa présidence du jury et son examen du travail.

Je remercie également M. Fahd Cuira, Directeur scientifique de Terrasol, M. Baptiste Pelletier, Ingénieur à EDF CEIDRE TEGG et M. Kyriasis Pitilakis, Professeur à l'Université Aristote de Thessalonique d'avoir accepté d'examiner ce travail de thèse.

Je tiens à remercier M. Cyril Simon, M. Didrik Vandeputte, M. Sébastien Philippe et M. Guilhem Devèze d'avoir assuré, du côté d'EDF, le suivi technique et administratif de ce travail. Merci à toute l'équipe TEGG d'EDF CEIDRE de m'avoir accueilli dans les meilleures conditions pendant mon séjour à Aix en Provence.

J'exprime ma gratitude à M. Emmanuel Bourgeois et M. Philippe Leveque, chercheurs au département COSYS de l'IFSTTAR, pour leur disponibilité inconditionnelle et leur aide sur les développements dans CESAR LCPC. C'est grâce à leurs conseils et orientations que j'ai réussi à développer et intégrer les modules de calcul dans le code de CESAR. Je n'oublie pas de remercier M. Bénédict Peboscq pour son aide sur les questions d'informatique et les problèmes de programmation et de codage.

J'exprime ma reconnaissance à tous les agents du département GERS de l'IFSTTAR. J'ai apprécié pendant trois ans l'ambiance sympathique qui règne au sein de ces équipes. Les échanges et discussions avec vous au café matinal (de 7 :45) et au déjeuner vont me manquer. Je pense tout particulièrement à M. Christophe Chevalier, Directeur du laboratoire Sols,



Roches et Ouvrages souterrains, Mme Jeannine Leroy, responsable administrative du département et Mme Aurore Locko-Bitsikou, secrétaire du département pour leur accueil et leur support.

Je remercie également mes camarades, (post) doctorantes et doctorants, pour la magnifique ambiance qui règne au sein du département. Durant ces trois ans, nous étions comme une grande famille ; nous avons passé des moments inoubliables qui marqueront jusqu'à toujours mon parcours. Je pense particulièrement à Abdelhak, Anas, Chi-Wei, Damiano, Elif, Emma, Katia, Mamadou, Massamba, Margot, Roberto, Quang Huy, Yaghkob, Zineb, Yvon; sans oublier mes collègues de bureau Abdul Karim, Chiara, Rim et Gisela.

Je n'oublierai pas l'appui et les encouragements des amis qui m'ont accompagné durant mon aventure entre le Liban et la France. Je remercie notamment ceux qui sont venus(es) me supporter le Jour J.

Enfin, j'exprime les plus sincères remerciements et la plus profonde reconnaissance à mes parents, qui m'ont guidé et inspiré pendant les années et ont été autant satisfaits et contents que moi de voir ce travail fini. Je ne saurai jamais trouver les mots pour vous exprimer ma reconnaissance, je vous dédie modestement ce travail. Je remercie également mon frère et mes sœurs (et leurs familles !) pour leur soutien continu pendant ces trois ans. C'est vraiment grâce à vous que je suis là maintenant !

Merci à tous !

## Résumé

Cette thèse vise à développer des méthodes alternatives pour la justification des fondations superficielles sous charge sismique dans le cadre du nouveau zonage sismique de la France, entré en vigueur en 2011 et des justifications post Fukushima. Elle s'inscrit dans le cadre d'un contrat de recherche entre l'IFSTTAR et EDF CEIDRE.

Un modèle basé sur le concept de macroélément est développé pour étudier l'interaction sol-structure (ISS) en prenant en compte les différentes non linéarités. Sa formulation se base sur la théorie de l'élastoplasticité et s'inspire des normes en vigueur (Eurocodes 7 et 8). Les différents paramètres sont définis à partir d'essais en laboratoire ou in situ, ou à partir de simulations numériques en conditions statiques. Les coûts de calcul sont réduits car les non linéarités liées à l'interaction sol-structure sont concentrés en des points particuliers du modèle de calcul. L'avantage du macroélément réside dans une formulation en efforts et déplacements, ce qui facilite son utilisation pour la justification des fondations (capacité portante, glissement, décollement, tassements, translations, distorsions et rotations).

Le macroélément est implémenté dans le code par éléments finis CESAR LCPC et permet de simuler le comportement statique et sismique d'une fondation superficielle. Trois approches pour la modélisation de la radiation des ondes sismiques dans le sol sont comparées en considérant des chargements statiques et sismiques.

Ensuite, des études paramétriques sont réalisées sur une structure en mettant en jeu plusieurs signaux réels. L'influence des différents paramètres de nocivité sur le comportement de la structure est étudiée.

Le comportement statique et sismique d'un ouvrage réel est aussi analysé. Il s'agit d'un bâtiment fondé sur un radier reposant sur un sol stratifié. L'aléa sismique est défini par 5 accélérogrammes d'accélération maximale égale à 0.4g. Des justifications normatives sont menées en se basant sur les résultats des différentes simulations réalisées.

## **Abstract**

This PhD work concerns the elaboration of alternative methods to verify the seismic sustainability of shallow foundations considering 2011 seismic zoning of France. It is a part of a research contract between EDF CEIDRE and IFSTTAR.

To this end, a macroelement based model is developed in order to assess nonlinear soil structure interaction. The elastoplastic formulation of the macroelement constitutive model is compliant with the classical plasticity theory. The formulations for the plastic mechanisms are inspired from the applied standard (Eurocodes 7 & 8). The rate dependent response and the effects of the embedment and the soil inertia efforts are taken into account. The parameters for the constitutive model are defined from laboratory or field tests, or calibrated from static finite element method simulations. The calculation cost is significantly reduced due to the simplified modelling of the soil and its non linearities. Another advantage is that the macroelement based tool is formulated in terms of generalized variables (forces and displacements): this promotes its application in the verification of the sustainability of shallow foundations (bearing capacity, sliding, overturning, settlements, translations, rotations and distortions).

The macroelement is implemented in the Finite Element software CESAR LCPC. It allows to simulate the static and the seismic behaviour of a shallow foundation. Three alternative approaches to assess SSI through this model are possible. These alternative approaches are explained and tested under static and seismic load.

Then, it is used to perform parametric studies involving various input motions derived from earthquake recordings. The seismic response of a simple structure is studied with respect to the input motion key parameters.

Finally, the static and seismic behaviour of a real structure is analysed. The structure is founded on a large raft foundation laying on a multi-layered soil. The seismic hazard is defined by five 0.4 g-PGA accelerograms. Verification to the applied standards is performed on the base of the simulation results, considering many features of the seismic behaviour.

# Table des matières

<b>LISTE DES FIGURES.....</b>	<b>15</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX .....</b>	<b>23</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>25</b>
<b>I. REPONSE SISMIQUE DES SOLS ET DES FONDATIONS SUPERFICIELLES</b>	<b>29</b>
<b>I.1. Les séismes : de l'épicentre à la fondation .....</b>	<b>31</b>
<i>I.1.1. Simulation de la propagation des ondes sismiques dans le sol .....</i>	<i>32</i>
I.1.1.1. Méthode des éléments finis (Finite Element Method) .....	32
I.1.1.2. Méthode des éléments finis de frontière (Boundary Element Method) .....	33
I.1.1.3. Méthode des éléments spectraux (Spectral Element Method) .....	33
<i>I.1.2. Modélisation du comportement sismique des sols .....</i>	<i>33</i>
I.1.2.1. Observations générales sur le comportement sismique des sols .....	33
I.1.2.2. Modélisation élastique non linéaire du comportement sismique des sols .....	34
I.1.2.3. Modélisation plastique du comportement sismique des sols.....	35
I.1.2.4. Modélisation du comportement dépendant du temps des sols .....	37
<i>I.1.3. Modélisation de l'amortissement matériel dans le sol.....</i>	<i>40</i>
<i>I.1.4. Effets de site.....</i>	<i>41</i>
I.1.4.1. Amplification des ondes sismiques dans les couches souples .....	42
I.1.4.2. Modification des ondes sismiques suite aux irrégularités géométriques.....	42
I.1.4.3. Liquéfaction des sols sous l'effet des ondes sismiques.....	43
<b>I.2. Interaction Sol-Structure (ISS) .....</b>	<b>45</b>
<i>I.2.1. Interaction cinématique .....</i>	<i>45</i>
<i>I.2.2. Interaction inertielle .....</i>	<i>45</i>
<i>I.2.3. Amortissement radiatif .....</i>	<i>45</i>
<i>I.2.4. Méthodes de résolution d'un problème d'ISS.....</i>	<i>46</i>
I.2.4.1. Résolution analytique d'un problème d'ISS .....	46
I.2.4.2. Résolution d'un problème d'ISS par une méthode directe.....	47
I.2.4.3. Résolution d'un problème d'ISS par le principe de superposition.....	48
I.2.4.4. Résolution d'un problème d'ISS par des méthodes hybrides.....	48
I.2.4.5. Résolution d'un problème d'ISS par le concept du macroélément .....	49
I.2.4.6. Prise en compte de l'amortissement radiatif .....	55
<b>I.3. Méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles .....</b>	<b>57</b>
<i>I.3.1. Calcul de la capacité portante par des formules analytiques.....</i>	<i>57</i>
<i>I.3.2. Calcul de la capacité portante par des essais in situ.....</i>	<i>58</i>
I.3.2.1. Essai au pressiomètre.....	58
I.3.2.2. Essai au pénétromètre statique.....	59
<i>I.3.3. Calcul de la capacité portante par un calcul à la rupture.....</i>	<i>59</i>
I.3.3.1. Principes du calcul à la rupture .....	59
I.3.3.2. Apport au calcul de la capacité portante des fondations superficielles .....	59
I.3.3.3. Calcul de la capacité portante sismique des fondations superficielles .....	61
<i>I.3.4. Prise en compte de l'effet 3D pour le calcul de la capacité portante .....</i>	<i>63</i>
I.3.4.1. Le comportement tridimensionnel dans les normes .....	63

I.3.4.2.	Le comportement tridimensionnel dans la littérature.....	64
I.3.4.3.	Construction des surfaces de charge pour les fondations de forme quelconque .....	67
<b>I.4.</b>	<b>Problématique de l'étude du comportement sismique des fondations superficielles .....</b>	<b>69</b>
<b>II.</b>	<b>DEVELOPPEMENT D'UN MACROELEMENT POUR LES FONDATIONS SUPERFICIELLES .....</b>	<b>71</b>
<b>II.1.</b>	<b>Formulation du macroélément.....</b>	<b>73</b>
II.1.1.	<i>Forme de la fondation et variables utilisées .....</i>	73
II.1.2.	<i>Comportement élastique de la fondation.....</i>	73
II.1.3.	<i>Comportement plastique de la fondation .....</i>	74
II.1.3.1.	Glissement .....	74
II.1.3.2.	Perte de capacité portante .....	76
II.1.3.3.	Décollement.....	78
<b>II.2.</b>	<b>Prise en compte de l'encastrement .....</b>	<b>82</b>
II.2.1.	<i>Effet de l'encastrement sur les raideurs élastiques .....</i>	82
II.2.2.	<i>Effet de l'encastrement sur la capacité portante.....</i>	82
II.2.3.	<i>Effet de l'encastrement sur la résistance au glissement.....</i>	83
<b>II.3.</b>	<b>Adaptation aux chargements dynamiques.....</b>	<b>83</b>
II.3.1.	<i>Prise en compte de la viscoplasticité.....</i>	83
II.3.1.1.	Effet de la vitesse de chargement sur le comportement .....	83
II.3.1.2.	Introduction d'une variable d'écrouissage viscoplastique .....	83
II.3.1.3.	Détermination des paramètres de la variable viscoplastique.....	84
II.3.2.	<i>Prise en compte des efforts d'inertie dans le sol.....</i>	84
II.3.2.1.	Prise en compte des efforts d'inertie dans l'Eurocode 8.....	85
II.3.2.2.	Prise en compte des efforts d'inertie dans le macroélément .....	85
II.3.3.	<i>Prise en compte de la radiation des ondes dans le sol.....</i>	91
<b>II.4.</b>	<b>Implémentation numérique du macroélément .....</b>	<b>93</b>
II.4.1.	<i>Différentes configurations de modèles sol-fondation.....</i>	93
II.4.1.1.	Modèle avec un macroélément concentré (Single Macroelement Model SMM).....	93
II.4.1.2.	Modèle avec des macroéléments distribués (Distributed Macroelements Model DMM).....	94
II.4.1.3.	Modèle avec un macroélément hybride (Hybrid Macroelement Model HMM) .....	94
II.4.2.	<i>Emplacement dans le code EF .....</i>	96
II.4.3.	<i>Correction des efforts généralisés au moyen d'algorithmes de calcul plastique .....</i>	98
II.4.3.1.	Cas de la plasticité unidimensionnelle .....	99
II.4.3.2.	Cas de la plasticité multidimensionnelle.....	99
II.4.3.3.	Cas de la viscoplasticité .....	100
II.4.3.4.	Cas de la viscoplasticité avec prise en compte des efforts d'inertie.....	100
<b>III.</b>	<b>POTENTIALITES DU MACROELEMENT SOUS DIFFERENTES SOLLICITATIONS .....</b>	<b>103</b>
<b>III.1.</b>	<b>Détermination des paramètres du macroélément .....</b>	<b>105</b>
<b>III.2.</b>	<b>Potentialités du macroélément sous charge statique.....</b>	<b>107</b>
III.2.1.	<i>Modélisation du comportement sous charge verticale centrée .....</i>	109
III.2.2.	<i>Modélisation du comportement sous charge inclinée .....</i>	109

III.2.3.	Modélisation du comportement sous charge excentrée.....	110
III.2.4.	Modélisation du comportement sous charge inclinée et excentrée .....	111
III.2.5.	Observations sur la potentialité du macroélément sous charge statique .....	112
<b>III.3.</b>	<b>Modélisation de l'effet de la vitesse de chargement .....</b>	<b>113</b>
<b>III.4.</b>	<b>Etude de l'ISS dynamique au moyen du macroélément .....</b>	<b>116</b>
III.4.1.	Structure étudiée .....	116
III.4.2.	Signal d'excitation.....	116
III.4.3.	Simulation de l'ISS linéaire par trois alternatives .....	119
III.4.4.	Simulation de l'ISS non linéaire par trois alternatives .....	120
III.4.5.	Observations sur les potentialités du macroélément sous charge dynamique .....	123
<b>IV.</b>	<b>ANALYSE DES PARAMETRES DE NOCIVITE .....</b>	<b>125</b>
<b>IV.1.</b>	<b>Caractérisation des signaux sismiques par des paramètres de nocivité .....</b>	<b>127</b>
IV.1.1.	Aperçu de quelques paramètres de nocivité .....	127
IV.1.1.1.	Accélération maximale du sol (PGA).....	127
IV.1.1.2.	Accélération maximale régulière du sol (Sustained Maximum Acceleration SMA).....	128
IV.1.1.3.	Intensité d'Arias .....	128
IV.1.1.4.	Cumul absolu de la vitesse (Cumulative Absolute Velocity CAV).....	128
IV.1.1.5.	Moyenne quadratique de l'accélération (Root Mean Square Acceleration $A_{RMS}$ ).....	128
IV.1.1.6.	Intensité caractéristique .....	129
IV.1.1.7.	Durée significative du signal .....	129
IV.1.1.8.	Pouvoir destructeur.....	130
IV.1.2.	Signaux sismiques retenus .....	130
IV.1.3.	Bases de données utilisées.....	131
IV.1.4.	Caractéristiques des signaux retenus.....	131
<b>IV.2.</b>	<b>Cas d'étude .....</b>	<b>136</b>
IV.2.1.	Structure étudiée .....	136
IV.2.2.	Calculs réalisés .....	136
<b>IV.3.</b>	<b>Variation des indicateurs d'endommagement en fonction des paramètres de nocivité .....</b>	<b>137</b>
IV.3.1.	Sélection de paramètres de nocivité .....	137
IV.3.2.	Définition des indicateurs d'endommagements.....	138
IV.3.3.	Comportement élastique linéaire (LIN).....	139
IV.3.4.	Comportement élastoplastique en négligeant les efforts d'inertie dans le sol (NLIN).....	139
IV.3.5.	Comportement élastoplastique en tenant compte des efforts d'inertie dans le sol.....	140
IV.3.5.1.	L'accélération de calcul $a_g$ est égale au PGA du signal (MAX).....	140
IV.3.5.2.	L'accélération de calcul $a_g$ est égale au maximum actuel du signal sismique (VMA) .....	140
IV.3.5.3.	L'accélération de calcul $a_g$ est égale à l'accélération à l'instant courant (VAR).....	141
IV.3.5.4.	L'accélération de calcul $a_g$ est égale à la dérivée seconde du déplacement plastique (A) ....	141
IV.3.6.	Comportement viscoplastique en négligeant les efforts d'inertie dans le sol (VP) .....	142
IV.3.7.	Comportement viscoplastique tenant compte des efforts d'inertie dans le sol (VPA).....	142
<b>IV.4.</b>	<b>Indicateurs de nocivité pour l'étude sismique des fondations.....</b>	<b>143</b>
IV.4.1.	Généralités sur l'analyse canonique des corrélations .....	143
IV.4.2.	Proposition des indicateurs de nocivité .....	143
<b>V.</b>	<b>APPLICATION A UN OUVRAGE REEL .....</b>	<b>149</b>

<b>V.1.</b>	<b>Stratégies de modélisation .....</b>	<b>151</b>
V.1.1.	<i>Modélisation de la superstructure.....</i>	151
V.1.1.1.	Description du bâtiment .....	151
V.1.1.2.	Système de repère .....	151
V.1.1.3.	Modèle aux éléments finis du bâtiment .....	151
V.1.1.4.	Choix des propriétés des matériaux du bâtiment .....	152
V.1.2.	<i>Modélisation du sol.....</i>	153
V.1.2.1.	Contexte géotechnique.....	153
V.1.2.2.	Modélisation par macroéléments du sol.....	154
V.1.3.	<i>Sollicitations sismiques .....</i>	155
<b>V.2.</b>	<b>Réponse statique et sismique de l'ouvrage.....</b>	<b>157</b>
V.2.1.	<i>Réponse de l'ouvrage à une charge statique de service.....</i>	157
V.2.2.	<i>Réponse de l'ouvrage aux sollicitations sismiques considérées.....</i>	158
<b>V.3.</b>	<b>Justification normative .....</b>	<b>159</b>
V.3.1.	<i>Justification du radier au glissement .....</i>	160
V.3.2.	<i>Justification des tassements totaux et induits par le séisme .....</i>	161
V.3.3.	<i>Justification des déplacements horizontaux maximaux et résiduels.....</i>	163
V.3.4.	<i>Justification des distorsions maximales et résiduelles .....</i>	165
V.3.5.	<i>Observations générales sur la justification normative du radier .....</i>	167
<b>V.4.</b>	<b>Potentialité du macroélément pour l'étude du comportement sismique des ouvrages réels .....</b>	<b>168</b>
<b>VI.</b>	<b>CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES .....</b>	<b>169</b>
	<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</b>	<b>173</b>
<b>A.</b>	<b>ANNEXE A : APERÇU DE LA METHODE DU CALCUL A LA RUPTURE..</b>	<b>187</b>
<b>B.</b>	<b>ANNEXE B : METHODES DE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE STATIQUE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE.....</b>	<b>189</b>
<b>C.</b>	<b>ANNEXE C : VARIATION DES INDICATEURS D'ENDOMMAGEMENT EN FONCTION DES PARAMETRES DE NOCIVITE.....</b>	<b>195</b>
<b>D.</b>	<b>ANNEXE D : CORRELATIONS ENTRE LES INDICATEURS D'ENDOMMAGEMENT ET LES VARIABLES DERIVEES DES PARAMETRES DES NOCIVITE.....</b>	<b>207</b>
<b>E.</b>	<b>ANNEXE E : RESULTATS DETAILLES DE L'ETUDE SISMIQUE DE L'OUVRAGE REEL – CAS D'UN RADIER SUPERFICIEL .....</b>	<b>211</b>
<b>F.</b>	<b>ANNEXE F : RESULTATS DETAILLES DE L'ETUDE SISMIQUE DE L'OUVRAGE REEL – CAS D'UN RADIER ENCASTRE .....</b>	<b>221</b>

## Liste des figures

<i>Figure I-1 Propagation des ondes sismiques de l'épicentre à la surface (BRGM).....</i>	<i>31</i>
<i>Figure I-2 Règles de Masing .....</i>	<i>34</i>
<i>Figure I-3 Représentation analogique de l'ISS (Gandomzadeh 2011).....</i>	<i>46</i>
<i>Figure I-4 Modèle hybride pour la résolution d'un problème d'ISS.....</i>	<i>49</i>
<i>Figure I-5 Critère de rupture et surfaces de charge pour le modèle de Nova et Montrasio (Grange 2008).....</i>	<i>51</i>
<i>Figure I-6 Macroélément proposé par Paolucci (Grange 2008) .....</i>	<i>51</i>
<i>Figure I-7 Critère de rupture et surface de charge pour le macroélément de Gottardi, Cassidy et Martin (Grange 2008). .....</i>	<i>52</i>
<i>Figure I-8 Critère de rupture et surfaces de charge, Macroélément de Crémer (Grange 2008) .....</i>	<i>53</i>
<i>Figure I-9 Schéma de la fondation étudiée dans Grange (2008) .....</i>	<i>54</i>
<i>Figure I-10 Modèle du cône pour l'étude de la radiation des ondes (Semblat &amp; Pecker, 2009) .....</i>	<i>56</i>
<i>Figure I-11 Champs de contrainte de Prandtl .....</i>	<i>60</i>
<i>Figure I-12 Capacité portante (borne supérieure en ligne continue) et en appliquant la méthode de réduction forfaitaire (en pointillés) (Pecker et Salençon 1995).....</i>	<i>61</i>
<i>Figure I-13 Mécanismes de rupture pour différents L/B, coupe transversale (Gourvenec 2006) .....</i>	<i>65</i>
<i>Figure I-14 Mécanismes de rupture pour différents L/B vue de dessus (Gourvenec 2006).....</i>	<i>66</i>
<i>Figure I-15 Mécanismes de rotation, (a) vecteurs déplacement (b) coupes transversales au milieu et au bord de la fondation (c) coupe longitudinale avec zoom sur le bord (Gourvenec 2006).....</i>	<i>66</i>
<i>Figure I-16 Courbes V-H et V-M pour différents B/L (Gourvenec 2006).....</i>	<i>67</i>
<i>Figure I-17 Expressions proposées par Gourvenec (2006) et Skempton (1951) pour <math>s_c</math> .....</i>	<i>67</i>
<i>Figure I-18 Surface de rupture d'une fondation rectangulaire (Gourvenec 2006).....</i>	<i>68</i>
<i>Figure II-1 Définition des variables généralisées qui décrivent le comportement de la fondation .....</i>	<i>73</i>
<i>Figure II-2 Surfaces de charges pour le mécanisme de glissement .....</i>	<i>80</i>
<i>Figure II-3 Surfaces de charges pour le mécanisme de capacité portante .....</i>	<i>80</i>
<i>Figure II-4 Surfaces de charges pour le mécanisme de décollement.....</i>	<i>81</i>
<i>Figure II-5 Définition de la surface de semelle effective .....</i>	<i>81</i>
<i>Figure II-6 Effet de la viscoplasticité sur la résistance du sol.....</i>	<i>84</i>



<i>Figure II-7 Courbes V-M et V-H pour différentes accélérations .....</i>	86
<i>Figure II-8 Variation du terme de surface <math>N\gamma</math> pour différents angles de frottement .....</i>	87
<i>Figure II-9 Calcul de la résistance sismique avec une capacité portante statique réduite.....</i>	88
<i>Figure II-10 Coefficients d'amortissement pour la couche absorbante .....</i>	92
<i>Figure II-11 Modèle avec un macroélément concentré (SMM) .....</i>	93
<i>Figure II-12 Modèle avec des macroéléments distribués (DMM) .....</i>	94
<i>Figure II-13 Modèle avec un macroélément hybride (HMM).....</i>	95
<i>Figure II-14 Emplacement du macroélément dans l'algorithme de calcul par éléments finis.....</i>	98
<i>Figure III-1 Détermination des paramètres du mécanisme de glissement.....</i>	106
<i>Figure III-2 Détermination des paramètres du mécanisme de capacité portante.....</i>	106
<i>Figure III-3 Détermination des paramètres du mécanisme de décollement .....</i>	106
<i>Figure III-4 Réponse de la fondation à une charge verticale centrée.....</i>	109
<i>Figure III-5 Réponse de la fondation à une charge inclinée – Effort horizontal en fonction du déplacement horizontal : (a) Chargement radial, (b) chargement de balayage .....</i>	109
<i>Figure III-6 Réponse de la fondation à une charge inclinée – Effort vertical en fonction du déplacement vertical : (a) Chargement radial, (b) chargement de balayage .....</i>	110
<i>Figure III-7 Réponse de la fondation à une charge excentrée – Moment en fonction de la rotation : (a) Chargement radial, (b) chargement de balayage.....</i>	110
<i>Figure III-8 Réponse de la fondation à une charge excentrée – Effort vertical en fonction du déplacement vertical : (a) Chargement radial, (b) chargement de balayage .....</i>	111
<i>Figure III-9 Réponse de la fondation à une charge inclinée et excentrée – Effort horizontal en fonction du déplacement horizontal : (a) Chargement radial, (b) chargement de balayage .....</i>	111
<i>Figure III-10 Réponse de la fondation à une charge inclinée et excentrée – Moment en fonction de la rotation : (a) Chargement radial, (b) chargement de balayage.....</i>	112
<i>Figure III-11 Réponse de la fondation à une charge inclinée et excentrée – Effort vertical en fonction du déplacement vertical : (a) Chargement radial, (b) chargement de balayage .....</i>	112
<i>Figure III-12 Chemins de déplacement appliqués à la fondation : fonction exponentielle (à gauche) et fonction hyperbolique (à droite).....</i>	114
<i>Figure III-13 Réponse de la fondation à un déplacement exponentiel avec <math>v_{p10}</math> variable .....</i>	114
<i>Figure III-14 Réponse de la fondation à un déplacement exponentiel avec <math>\alpha</math> variable .....</i>	114
<i>Figure III-15 Réponse de la fondation à une sollicitation tangente hyperbolique avec <math>v_{p10}</math> variable .</i>	115

<i>Figure III-16 Réponse de la fondation à une sollicitation tangente hyperbolique avec <math>a</math> variable ....</i>	115
<i>Figure III-17 (a) Accélérogramme retenu - GEMONA 0.11 g ; (b) diagramme de déplacements obtenu .....</i>	117
<i>Figure III-18 (a) Déplacement en champ libre ; (b) Transformées de Fourier de l'excitation (Figure III-17b) et du champ libre .....</i>	117
<i>Figure III-19 Vue du modèle utilisé dans FEM et HMM : structure sur un sol maillé par éléments finis – le cadre en rouge désigne la zone représentée dans la Figure III-21 .....</i>	117
<i>Figure III-20 Modèles SMM (1 macroélément sur 4 noeuds) et DMM (4 macroéléments sur 4 noeuds) .....</i>	118
<i>Figure III-21 Modèle HMM (1 macroélément sur 4 noeuds, connecté à un maillage EF).....</i>	119
<i>Figure III-22 Déplacement horizontal de la fondation obtenu par FEM, SMM, DMM et HMM – Réponse linéaire .....</i>	120
<i>Figure III-23 Transformées de Fourier des déplacements horizontaux de la fondation obtenus par FEM, SMM, DMM et HMM – Réponse linéaire .....</i>	121
<i>Figure III-24 Déplacement horizontal de la fondation obtenu par FEM, SMM, DMM et HMM – Réponse non linéaire .....</i>	121
<i>Figure III-25 Tassement de la fondation induit par l'excitation obtenu par FEM, SMM, DMM et HMM .....</i>	122
<i>Figure III-26 Transformées de Fourier des déplacements horizontaux de la fondation obtenus par FEM, SMM, DMM et HMM – Réponse non linéaire .....</i>	122
<i>Figure IV-1 Distribution des paramètres de nocivité pour les signaux retenus.....</i>	132
<i>Figure IV-2 Corrélation entre l'intensité d'Arias et l'accélération maximale.....</i>	133
<i>Figure IV-3 Corrélation entre le produit de l'intensité d'Arias par la durée significative et l'accélération maximale .....</i>	133
<i>Figure IV-4 Corrélation entre le Cumul Absolu de Vitesse et l'accélération maximale .....</i>	134
<i>Figure IV-5 Corrélation entre le pouvoir destructeur et l'accélération maximale .....</i>	134
<i>Figure IV-6 Corrélation entre l'accélération maximale régulière et l'accélération maximale.....</i>	135
<i>Figure IV-7 Distribution des dix premiers maximums de fréquence des signaux retenus .....</i>	135
<i>Figure IV-8 Déplacement horizontal maximal pour un comportement linéaire .....</i>	139
<i>Figure IV-9 Déplacement horizontal maximal pour un comportement non linéaire, les efforts d'inertie sismiques ne sont pas pris en compte .....</i>	139
<i>Figure IV-10 Déplacement horizontal maximal pour un comportement non linéaire, <math>a_g</math> est égale au PGA du signal .....</i>	140

<i>Figure IV-11 Déplacement horizontal maximal pour un comportement non linéaire, <math>a_g</math> est égale au maximum actuel du signal.....</i>	140
<i>Figure IV-12 Déplacement horizontal maximal pour un comportement non linéaire, <math>a_g</math> est égale à l'accélération à l'instant courant.....</i>	141
<i>Figure IV-13 Déplacement horizontal maximal pour un comportement non linéaire, <math>a_g</math> est égale à la dérivée seconde du déplacement plastique.....</i>	141
<i>Figure IV-14 Déplacement horizontal maximal pour un comportement viscoplastique en négligeant les efforts d'inertie dans le sol.....</i>	142
<i>Figure IV-15 Déplacement horizontal maximal pour un comportement viscoplastique en tenant compte des efforts d'inertie dans le sol.....</i>	142
<i>Figure IV-16 Influence des paramètres de nocivité sur le déplacement horizontal.....</i>	145
<i>Figure IV-17 Influence des paramètres de nocivité sur le tassement.....</i>	145
<i>Figure IV-18 Influence des paramètres de nocivité sur l'inclinaison de la charge.....</i>	146
<i>Figure IV-19 Influence des paramètres de nocivité sur la fraction décollée.....</i>	146
<i>Figure IV-20 Corrélations entre les indicateurs d'endommagement et les vecteurs <math>X_{can}</math>.....</i>	147
<i>Figure V-1 Vue de plan d'un étage typique du bâtiment étudié.....</i>	153
<i>Figure V-2 Amortissement de Rayleigh dans le béton (<math>\zeta = 7\%</math>).....</i>	153
<i>Figure V-3 Accélérographes appliqués à la structure.....</i>	156
<i>Figure V-4 Modèle du bâtiment sur macroéléments.....</i>	157
<i>Figure V-5 Effort horizontal maximal - radier superficiel.....</i>	160
<i>Figure V-6 Effort horizontal maximal - radier encastré.....</i>	160
<i>Figure V-7 Tassement total - radier superficiel.....</i>	161
<i>Figure V-8 Tassement total - radier encastré.....</i>	161
<i>Figure V-9 Tassement sismique - radier superficiel.....</i>	162
<i>Figure V-10 Tassement sismique - radier encastré.....</i>	162
<i>Figure V-11 Déplacement horizontal maximal - radier superficiel.....</i>	163
<i>Figure V-12 Déplacement horizontal maximal - radier encastré.....</i>	163
<i>Figure V-13 Déplacement horizontal final - radier superficiel.....</i>	164
<i>Figure V-14 Déplacement horizontal final - radier encastré.....</i>	164
<i>Figure V-15 Distorsions maximales - radier superficiel.....</i>	165

<i>Figure V-16 Distorsions maximales - radier encastré .....</i>	165
<i>Figure V-17 Distorsions finales - radier superficiel .....</i>	166
<i>Figure V-18 Distorsions maximales - radier encastré .....</i>	166
<i>Figure A-1 Approximation de K par l'approche statique par l'intérieur (Chatzigogos 2007).....</i>	187
<i>Figure A-2 Approximation de K par l'approche statique par l'extérieur (Chatzigogos 2007) .....</i>	188
<i>Figure A-3 Approximation de K par l'approche cinématique par l'extérieur (Chatzigogos 2007) ....</i>	188
<i>Figure C-1 Tassement maximal pour un comportement linéaire .....</i>	195
<i>Figure C-2 Effort horizontal maximal pour un comportement linéaire .....</i>	195
<i>Figure C-3 Tassement maximal pour un comportement non linéaire, les efforts d'inertie sismique ne sont pas pris en compte .....</i>	196
<i>Figure C-4 Effort horizontal maximal pour un comportement non linéaire, les efforts d'inertie sismique ne sont pas pris en compte.....</i>	196
<i>Figure C-5 Fraction décollée pour un comportement non linéaire, les efforts d'inertie sismique ne sont pas pris en compte .....</i>	197
<i>Figure C-6 Tassement maximal pour un comportement non linéaire, <math>a_g</math> est égale au PGA du signal</i>	197
<i>Figure C-7 Effort horizontal maximal pour un comportement non linéaire, <math>a_g</math> est égale au PGA du signal .....</i>	198
<i>Figure C-8 Fraction décollée pour un comportement non linéaire, <math>a_g</math> est égale au PGA du signal ..</i>	198
<i>Figure C-9 Tassement maximal pour un comportement non linéaire, <math>a_g</math> est égale au maximum actuel du signal .....</i>	199
<i>Figure C-10 Effort horizontal maximal pour un comportement non linéaire, <math>a_g</math> est égale au maximum actuel du signal .....</i>	199
<i>Figure C-11 Fraction décollée pour un comportement non linéaire, <math>a_g</math> est égale au maximum actuel du signal .....</i>	200
<i>Figure C-12 Tassement maximal pour un comportement non linéaire, <math>a_g</math> est égale à l'accélération à l'instant courant.....</i>	200
<i>Figure C-13 Effort horizontal maximal pour un comportement non linéaire, <math>a_g</math> est égale à l'accélération à l'instant courant.....</i>	201
<i>Figure C-14 Fraction décollée pour un comportement non linéaire, <math>a_g</math> est égale à l'accélération à l'instant courant.....</i>	201
<i>Figure C-15 Tassement maximal pour un comportement non linéaire, <math>a_g</math> est égale à la dérivée seconde du déplacement plastique .....</i>	202

<i>Figure C-16 Effort horizontal maximal pour un comportement non linéaire, <math>a_g</math> est égale à la dérivée seconde du déplacement plastique</i> .....	202
<i>Figure C-17 Fraction décollée pour un comportement non linéaire, <math>a_g</math> est égale à la dérivée seconde du déplacement plastique</i> .....	203
<i>Figure C-18 Tassement maximal pour un comportement viscoplastique en négligeant les efforts d'inertie dans le sol</i> .....	203
<i>Figure C-19 Effort horizontal maximal pour un comportement viscoplastique en négligeant les efforts d'inertie dans le sol</i> .....	204
<i>Figure C-20 Fraction décollée pour un comportement viscoplastique en négligeant les efforts d'inertie dans le sol</i> .....	204
<i>Figure C-21 Tassement maximal pour un comportement viscoplastique en tenant compte des efforts d'inertie dans le sol</i> .....	205
<i>Figure C-22 Effort horizontal maximal pour un comportement viscoplastique en tenant compte des efforts d'inertie dans le sol</i> .....	205
<i>Figure C-23 Fraction décollée pour un comportement viscoplastique en tenant compte des efforts d'inertie dans le sol</i> .....	206
<i>Figure D-1 Corrélation entre le déplacement horizontal maximal et l'accélération maximale, la durée significative, le pouvoir destructeur et <math>f_{ss}</math></i> .....	207
<i>Figure D-2 Corrélation entre le tassement maximal et l'accélération maximale, la durée significative, le pouvoir destructeur et <math>f_{ss}</math></i> .....	208
<i>Figure D-3 Corrélation entre l'inclinaison maximale de la charge résultante à la fondation et l'accélération maximale, la durée significative, le pouvoir destructeur et <math>f_{ss}</math></i> .....	209
<i>Figure D-4 Corrélation entre l'inclinaison maximale de la charge résultante à la fondation et l'accélération maximale, la durée significative, le pouvoir destructeur et <math>f_{ss}</math></i> .....	210
<i>Figure E-1 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°1</i> .....	211
<i>Figure E-2 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°1</i> .....	212
<i>Figure E-3 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°1</i> .....	212
<i>Figure E-4 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°2</i> .....	213
<i>Figure E-5 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°2</i> .....	214
<i>Figure E-6 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°2</i> .....	214
<i>Figure E-7 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°3</i> .....	215
<i>Figure E-8 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°3</i> .....	216
<i>Figure E-9 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°3</i> .....	216

<i>Figure E-10 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°4 .....</i>	<i>217</i>
<i>Figure E-11 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°4 .....</i>	<i>218</i>
<i>Figure E-12 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°4.....</i>	<i>218</i>
<i>Figure E-13 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°5 .....</i>	<i>219</i>
<i>Figure E-14 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°5 .....</i>	<i>220</i>
<i>Figure E-15 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°5.....</i>	<i>220</i>
<i>Figure F-1 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°1 .....</i>	<i>221</i>
<i>Figure F-2 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°1 .....</i>	<i>222</i>
<i>Figure F-3 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°1.....</i>	<i>222</i>
<i>Figure F-4 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°2 .....</i>	<i>223</i>
<i>Figure F-5 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°2 .....</i>	<i>224</i>
<i>Figure F-6 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°2.....</i>	<i>224</i>
<i>Figure F-7 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°3 .....</i>	<i>225</i>
<i>Figure F-8 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°3 .....</i>	<i>226</i>
<i>Figure F-9 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°3.....</i>	<i>226</i>
<i>Figure F-10 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°4 .....</i>	<i>227</i>
<i>Figure F-11 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°4 .....</i>	<i>228</i>
<i>Figure F-12 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°4.....</i>	<i>228</i>
<i>Figure F-13 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°5 .....</i>	<i>229</i>
<i>Figure F-14 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°5 .....</i>	<i>230</i>
<i>Figure F-15 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°5.....</i>	<i>230</i>



## Liste des tableaux

<i>Tableau I-1 Expressions pour le terme de surface <math>N_\gamma</math></i> .....	58
<i>Tableau I-2 Paramètres de l'équation de l'annexe F de l'EC8-5</i> .....	63
<i>Tableau I-3 Expressions pour coefficients correcteurs relatifs à l'effet de forme</i> .....	64
<i>Tableau II-1 Ecart maximal entre les valeurs de <math>N_\gamma</math> pour les différentes valeurs de <math>\phi</math></i> .....	87
<i>Tableau II-2 Comparaison entre les 3 alternatives pour modéliser un problème d'ISS</i> .....	96
<i>Tableau III-1 Détermination des paramètres du macroélément</i> .....	105
<i>Tableau III-2 Propriétés des matériaux utilisés dans les simulations</i> .....	107
<i>Tableau III-3 Paramètres d'un macroélément pour une fondation de 3 m x 4 m</i> .....	108
<i>Tableau III-4 Chemins de chargements appliqués à la fondation</i> .....	108
<i>Tableau III-5 Bilan des simulations de l'ISS dynamique</i> .....	118
<i>Tableau IV-1 Caractéristiques des signaux sismiques retenus</i> .....	131
<i>Tableau IV-2 Caractéristiques des calculs réalisés</i> .....	137
<i>Tableau V-1 Propriétés du sol du site</i> .....	154
<i>Tableau V-2 Paramètres des macroéléments pour le radier étudié</i> .....	155
<i>Tableau V-3 Spectres des 3 signaux utilisés pour la génération des 5 jeux d'accélération</i> .....	156
<i>Tableau V-4 Récapitulatif des calculs sismiques et leurs propriétés</i> .....	158
<i>Tableau B-1 Coefficients correcteurs selon l'Eurocode 7</i> .....	192





---

# Introduction générale

---



*« Ce ne sont pas les séismes qui tuent les gens,  
ce sont les bâtiments qui s'effondrent »*

La protection des vies humaines face aux risques naturels devient un enjeu de plus en plus important. Les séismes qui entraînent l'effondrement des bâtiments et ouvrages existants et peuvent actionner des effets tels que des glissements de terrain et des éboulements rocheux sont susceptibles de causer des pertes de vies humaines et des dégâts matériels.

Dans le domaine de la construction, limiter ces pertes humaines et matérielles nécessite la vérification de la résistance des structures aux séismes. Cette vérification nécessite la bonne connaissance du mouvement auquel la structure est soumise et sa réponse à ce mouvement, sans oublier l'interaction avec le sol sous-jacent. Cette interaction se fait par plusieurs mécanismes et est caractérisée par des non linéarités non négligeables.

Dans l'état actuel, les problèmes d'interaction sol-structure (ISS) sont résolus par des méthodes qui incluent une modélisation explicite du sol et de la structure (FEM, SEM, etc.). Des méthodes simplifiées existent également, mais sont limitées à un comportement élastique linéaire. L'inclusion des non linéarités dans un modèle FEM accroît les coûts de calcul (temps de calcul, mémoire requise, etc.). Afin de résoudre un problème d'ISS, les macroéléments constituent une alternative intéressante. Un macroélément sert à reproduire l'ISS d'une manière simplifiée, en incluant les mécanismes correspondants et leur non linéarités.

Ce rapport présente le développement d'un macroélément pour l'étude du comportement sismique des fondations superficielles. Le macroélément sert à simuler l'interaction entre une fondation rectangulaire et le sol sous-jacent, en considérant la plasticité du sol, le glissement et le décollement de la fondation.

De manière pratique, le rapport est organisé en six chapitres :

Le premier chapitre, à caractère bibliographique, présente l'état de l'art des méthodes utilisées pour la résolution des problèmes d'interaction sol-structure et pour le dimensionnement des fondations superficielles sous charge sismique.

Le deuxième chapitre présente le développement d'un macroélément pour l'étude du comportement sismique d'une fondation rectangulaire. Deux sujets sont abordés : la formulation du modèle de comportement élastoplastique et son implémentation numérique dans un code de calcul mettant en œuvre la méthode des éléments finis. Le modèle de comportement élastoplastique est basé sur la théorie de l'élastoplasticité classique et est inspiré des normes en vigueur. Trois mécanismes de plasticité sont considérés : glissement, perte de capacité portante et décollement. Les effets de l'encastrement, de la vitesse de chargement et des efforts d'inertie sismiques dans le sol sont pris en compte. L'implémentation numérique du macroélément dans un schéma aux éléments finis (CESAR LCPC) est ensuite détaillée. Trois approches pour la modélisation du système sol-

fondation sont présentées. Le choix de l'approche dépend de la configuration étudiée, des avantages et des limitations de chacune d'elles.

Le troisième chapitre rassemble des simulations numériques qui permettent d'évaluer les potentialités de l'outil développé sous différentes sollicitations. Les simulations obtenues sont comparées à des simulations aux éléments finis pour des sollicitations statiques (charges centrées, inclinées, excentrées, chemins de chargement radiaux et swipe-tests). La formulation qui permet la prise en compte de la viscoplasticité et des efforts sismiques dans le sol est aussi testée. Ensuite, les trois approches pour la modélisation du problème sont comparées pour des chargements sismiques.

Le quatrième chapitre rassemble des études paramétriques réalisées sur différents signaux issus d'enregistrement de séismes réels en France, en Europe, au Japon et aux Etats-Unis. Le comportement d'une structure sollicitée par ces signaux est simulé. L'effet de différents paramètres de nocivité (intensité d'Arias, accélération maximale, fréquence dominante, etc.) sur la réponse de la structure est étudié afin de définir des indicateurs de nocivité.

Le cinquième chapitre présente une étude du comportement statique et sismique d'un ouvrage réel. Les stratégies de modélisation (description de l'ouvrage et du contexte géotechnique, aléa sismique à considérer, identification des paramètres) sont détaillées. Les résultats représentant le comportement statique et sismique de l'ouvrage sont ensuite présentés. Puis, une justification selon un cadre normatif est menée en soulignant l'effet de la prise en compte des non linéarités, des efforts d'inertie sismique, de la vitesse de chargement et de l'encastrement.

Le sixième chapitre rassemble les observations et les conclusions apportées par cette étude, puis les perspectives à considérer dans des futurs travaux.

Chapitre I :

---

Réponse sismique des sols et des  
fondations superficielles

---



## I.1. Les séismes : de l'épicentre à la fondation

Bien qu'elle semble solide et stable, la croûte de notre planète est constituée de plaques qui bougent sous l'effet des courants de convection générés par la chaleur dans le manteau. Le mouvement des plaques entraîne un emmagasinement d'énergie potentielle dans les roches au niveau des frontières entre les plaques.

Une fois la limite de rupture des roches atteinte, l'énergie emmagasinée est libérée sous forme de chaleur et d'énergie cinétique. Cette libération d'énergie génère des ondes sismiques qui se propagent dans le sol dans différentes directions. Arrivées en surface, ces ondes sollicitent les ouvrages existants et induisent des effets tels que les glissements de terrains, les éboulements rocheux (Figure I-1) susceptibles de causer des pertes en vies humaines et des dégâts matériels importants.

Afin de comprendre le phénomène sismique, la propagation des ondes sismiques dans le sol et la réponse du sol à ce type de sollicitations doivent être modélisées fidèlement. Le but est de calculer le mouvement auquel sont soumises les différentes parties d'un ouvrage considéré, et de le dimensionner pour tenir face à ce mouvement.

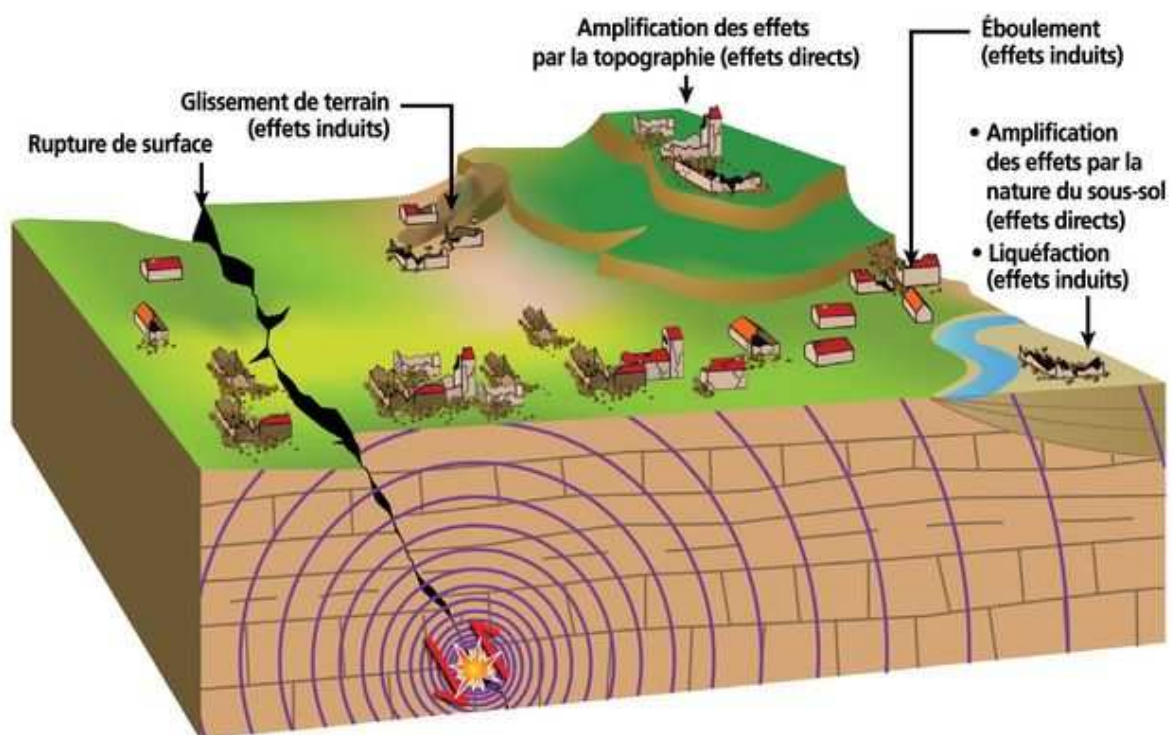


Figure I-1 Propagation des ondes sismiques de l'épicentre à la surface (BRGM)



### ***1.1.1. Simulation de la propagation des ondes sismiques dans le sol***

La simulation numérique de la propagation des ondes dans le sol nécessite une modélisation adéquate de ce dernier. L'exactitude de telles simulations dépend également de la discrétisation temporelle du problème de propagation et de la définition appropriée des conditions aux limites et des états initiaux.

Plusieurs méthodes existent pour modéliser la propagation des ondes dans le sol.

#### ***1.1.1.1. Méthode des éléments finis (Finite Element Method)***

La méthode la plus directe est la modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) du sol, de la fondation et de la structure (Bathe, 1995 ; Reddy, 1993). Elle est adaptée pour la représentation des géométries complexes et pour la simulation du comportement élastoplastique. Cependant, un tel modèle, pour être représentatif, nécessite la considération d'un grand volume de sol, ce qui accroît le coût de calcul en termes de temps et de mémoire. En effet, on est confronté dans les cas pratiques à des problèmes à plusieurs degrés de liberté, et les prescriptions générales recommandent une taille maximale de l'élément égale au vingtième de la longueur d'onde sismique.

Une autre problématique de cette méthode est la définition des conditions aux limites. En limitant le maillage et en appliquant des conditions aux limites artificielles (déplacement nul ou contrainte nulle), des différences entre les résultats de la modélisation et les observations pratiques sont susceptibles d'apparaître. Ces différences sont dues en grande partie à des phénomènes tels que les résonances artificielles, ou le piégeage de l'onde dans le maillage. Une modélisation appropriée du rayonnement des ondes dans le sol et vers l'infini doit être mise en place. En général, des frontières absorbantes sont ajoutées au modèle initial (I.2.4.6) mais ceci peut accroître le coût des calculs.

Pour résoudre le problème du rayonnement des ondes vers l'infini tout en conservant les avantages de la méthode par éléments finis, un autre type de maillage peut être utilisé : le maillage par éléments infinis (Bettes, 1992). Ce type de maillage permet de mieux représenter les problèmes avec des bornes infinies, tel que le rayonnement des ondes sismiques dans le sol et vers l'infini. L'idée générale consiste à multiplier la fonction de forme d'un élément fini ordinaire par une fonction, ou en rejetant un nœud jusqu'à l'infini, tout en conservant les propriétés auxquelles est soumise la fonction de forme ordinaire. Celle-ci aura la forme présentée par l'équation (1).

$$\begin{cases} N_i(x) = 1 & \text{si } x = x_i \\ N_i(x) \rightarrow 0 & \text{si } x \rightarrow \infty \end{cases} \quad (1)$$

### *1.1.1.2. Méthode des éléments finis de frontière (Boundary Element Method)*

Cette méthode consiste à transposer l'équation d'onde à résoudre dans le domaine représentant le volume de sol considéré en une équation posée sur la frontière de ce domaine (Bonnet, 1999). Cette transformation n'est pas unique, i.e. un problème peut avoir différentes formulations possibles en équations intégrales. L'équation est alors résolue sur la frontière après l'avoir discrétisée (méthodes de collocation, méthodes de Galerkin, Panel clustering, Fast Multipole Method, adaptive cross approximation, etc.). Enfin, la solution sur la frontière est transposée au domaine.

Cette méthode peut être couplée à la méthode des éléments finis, en décomposant le domaine d'étude en deux sous-domaines : limité où la MEF est appliquée ; infini où la méthode des éléments finis de frontière est appliquée. Ce couplage est recommandé en cas d'interaction non linéaire sol structure, ou en cas de structure à géométrie complexe.

### *1.1.1.3. Méthode des éléments spectraux (Spectral Element Method)*

Cette classe de méthodes est basée sur la discrétisation en éléments spectraux du volume de sol considéré. Pour chaque élément, une interpolation d'ordre inférieur est définie pour la géométrie, et une interpolation d'ordre plus élevé pour les champs de variables à calculer. Un élément spectral combine la flexibilité des éléments finis pour la manipulation des géométries complexes à l'exactitude et la rapidité de convergence des approximations spectrales d'ordre élevé. Cette méthode est bien adaptée pour la modélisation de la propagation des ondes dans le sol (Delavaud, 2007).

## **1.1.2. Modélisation du comportement sismique des sols**

### *1.1.2.1. Observations générales sur le comportement sismique des sols*

Le passage des ondes sismiques dans le sol y engendre des sollicitations cycliques. Le niveau des déformations induites varie généralement entre  $10^{-4}$  et  $2 \times 10^{-3}$ . Ce niveau de déformations, qui dépasse la limite d'élasticité dans les sols ( $10^{-6}$  à  $10^{-4}$ ), implique un comportement non linéaire.

L'étude du comportement non linéaire des sols sous chargements cycliques constitue une étape importante dans l'étude du comportement des fondations sous chargements sismiques. Ce comportement est caractérisé par une dégradation des propriétés mécaniques (rigidité et résistance au cisaillement) et par une dissipation d'énergie par amortissement matériel. Ces caractéristiques sont mises en évidence à partir d'observations et d'essais faits au laboratoire sur des échantillons de sol sous chargements cycliques et à partir d'observations des dégâts post sismiques.

Les premières modélisations de ces caractéristiques se basaient sur l'hypothèse d'un comportement réversible non linéaire. Des équations ont alors été établies pour représenter la variation de l'allure de la réponse en fonction du niveau de déformations.

Ensuite, l'attention a été mise sur l'aspect irréversible des déformations dans le sol. Avec le développement des ressources à disposition, les modèles de comportement plastique ont commencé à apparaître. Enfin, l'extension de ces modèles pour tenir compte de la dépendance du comportement au temps et à la vitesse de la sollicitation a été réalisée.

### 1.1.2.2. Modélisation élastique non linéaire du comportement sismique des sols

Pour des cycles de chargements fermés, le comportement du sol est caractérisé par une boucle d'hystérésis à partir de laquelle on peut définir le module sécant. Il est défini comme la pente de la droite joignant ses deux extrémités, caractéristique du module de cisaillement équivalent du sol. En augmentant l'amplitude des déformations pendant le chargement cyclique, les courbes deviennent de plus en plus inclinées et l'aire qu'elles engendrent augmente, ce qui correspond respectivement à une diminution du module de cisaillement et une augmentation de l'énergie dissipée. En général, les extrémités des boucles coïncident avec des points de la courbe du premier chargement (dénommée *backbone curve* dans les références rédigées en anglais).

Ces caractéristiques du comportement cyclique ont été généralisées par les règles proposées par Masing (1926). Ces règles postulent que pour le chargement initial, la courbe contrainte-déformation suit la courbe du premier chargement. Pour les cycles de charge et décharge suivants, la courbe contrainte-déformation est l'image de la courbe du premier chargement par une transformation géométrique. Cette transformation est composée de la translation suivant un vecteur liant l'origine du plan au point d'inversion du sens de chargement, et d'une homothétie de rapport 2 (Figure I-2).

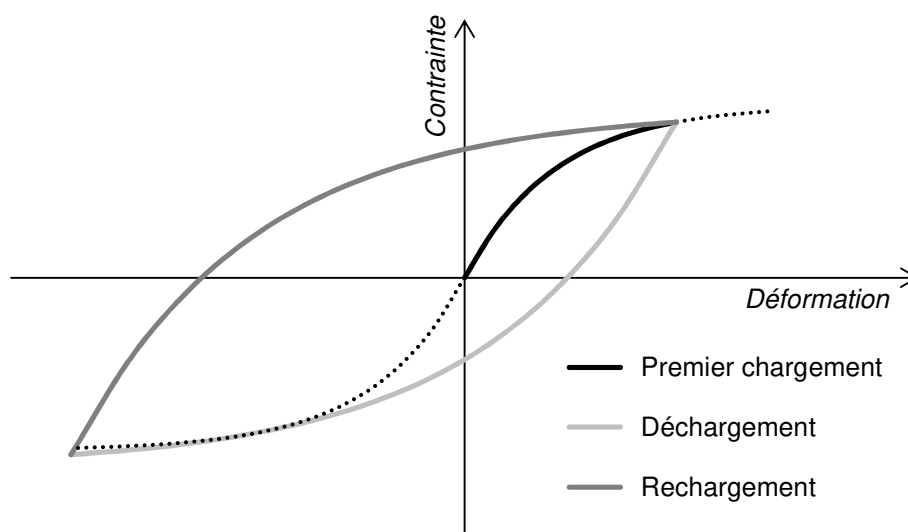


Figure I-2 Règles de Masing

Des modifications à ces règles ont été apportées dans la suite. Idriss et al. (1978) ont combiné les règles de Masing à un modèle de dégradation cyclique pour simuler le comportement des argiles normalement consolidés et surconsolidés. Leur modèle est calibré à partir de séries de tests cycliques sur des échantillons de sols. Pyke (1979) a introduit le concept de facteur hystérétique. Ce facteur vient remplacer le facteur d'échelle 2 dans les règles de Masing, pour assurer que la valeur de la contrainte n'excède pas la valeur limite. Bonilla (2000) a ajouté aux règles initiales de Masing deux règles additionnelles. Ces deux règles postulent que si la valeur de contrainte maximale est excédée, les courbes de charge et décharge suivent la courbe du premier chargement ; et que si la courbe du chargement (ou déchargement) actuel coupe une courbe qui décrit un chargement (ou déchargement) antérieur, celle-ci suit la courbe de l'ancien chargement.

Muravskii (2004) a présenté une modification de la deuxième règle de Masing pour présenter d'une manière plus flexible les relations contrainte – déformation dans différents matériaux. Cette modification vise à éviter la possible sous-estimation du coefficient d'amortissement dans le modèle classique.

Ashrafi et Smyth (2007) ont proposé une généralisation des règles de Masing, afin de prendre en compte le comportement de toute combinaison d'éléments rhéologiques. Segalman et Star (2008) ont montré l'existence d'un modèle rhéologique unique pour tout matériau répondant aux règles de Masing.

Delépine et al. (2009) ont proposé une loi de comportement viscoélastique non linéaire pour la modélisation de la propagation des ondes sismiques dans le sol. L'amortissement matériel est représenté par un modèle du type NCQ (*Nearly Constant Attenuation*) et la dégradation cyclique est représentée par une loi de dégradation de la rigidité.

La courbe du premier chargement (*backbone curve*) joue un rôle clé dans la définition du modèle de comportement cyclique du sol selon cette classe de lois. Sa construction repose sur la définition d'une loi de dégradation du module de cisaillement en fonction de la déformation. Parmi les modèles qui représentent cette dégradation, on distingue des modèles bilinéaires, des modèles hyperboliques, des modèles logarithmiques, ou des modèles empiriques. Hardin et Drnevich (1972) donnent l'équation de la courbe de dégradation du module de cisaillement par une loi hyperbolique, en fonction de paramètres facilement identifiables. Ueng et Chen (1992) ont proposé une formulation correspondante à la loi de Ramberg-Osgood (1943) mettant en jeu quatre paramètres à définir. Assimaki et al. (2000) ont proposé un modèle à 4 paramètres pour représenter le module de cisaillement et l'amortissement pour un sol granulaire soumis à des contraintes de cisaillement horizontal.

### 1.1.2.3. Modélisation plastique du comportement sismique des sols

Iwan (1967) a proposé un modèle physique formé d'un assemblage de ressorts et d'éléments de Saint-Venant en série ou en parallèle. Les ressorts représentent la partie élastique du comportement et les éléments de Saint-Venant représentent la partie plastique. Rao et Panda (1999) ont intégré la formulation établie par Idriss et al. (1978) pour la dégradation cyclique

des argiles souples dans un modèle de base d'Iwan. En se basant sur un modèle de ce type, Asik et Isbuga (2007) ont proposé un modèle afin de prendre en compte la réponse d'un sol en présence d'une couche rigide et d'une surcharge en surface. De leur côté, Lee et al (2009) ont ajouté une fonction d'écrouissage isotrope à un modèle d'Iwan afin de tenir compte de l'effet cyclique. Cette fonction régit l'évolution de la résistance au cisaillement du sable en fonction de déformations plastiques engendrées au-delà de la limite d'élasticité.

Dans le cadre de la même philosophie, Towhata et Ishihara (1985) ont proposé un modèle appelé « modèle multi-ressort » (*multi spring model*). Il s'agit d'un grand nombre de ressorts non linéaires, dont les caractéristiques mécaniques dépendent de la rigidité et la résistance du sol définie par un critère hyperbolique. En se basant sur ce modèle, Iai et al. (1990a) ont proposé une décomposition des mécanismes complexes en mécanismes individuels unidirectionnels couplés.

Prevost (1978) a présenté un modèle pour les sols en se basant sur la théorie de la plasticité. Dans ce modèle, des surfaces de chargement imbriquées sont utilisées et les lois d'écrouissage cinématique et isotrope proposées pour le comportement drainé et non drainé des sols peuvent être caractérisées à partir de tout type de résultats d'essais. Ramsamooj & Alwash (1990) ont développé ce modèle en mettant en jeu moins de paramètres, et en utilisant un modèle d'écrouissage isotrope pour les chargements drainés, et une combinaison d'écrouissage isotrope et cinématique pour les chargements non drainés.

Wang et al (1990) ont proposé un modèle hypoplastique pour représenter le comportement des sables sous différents chemins de chargement monotones et cycliques. Ce modèle a été étendu au cas de chargements tridimensionnels par Makdisi et Wang (2004).

Papadimitrou et al. (2001) ont développé un modèle pour les sols sableux mettant en jeu 14 paramètres indépendants des conditions initiales de chargement et des conditions de drainage. Ce modèle a été étendu au cas de chargements multiaxiaux par Papadimitrou et Bouckovalas (2002).

Osinov (2003) a proposé un modèle pour le comportement des sols sous chargement cyclique irrégulier. Ce modèle est capable de représenter l'évolution de la pression interstitielle et son effet sur le cisaillement du sol, et de modéliser l'amortissement indépendamment de la forme de la courbe du premier chargement.

Le modèle ECP (Aubry and Modaressi, 1992 ; Hujeux, 1985) mettant en jeu 21 paramètres est formulé en termes de contraintes effectives en se basant sur un critère de Mohr Coulomb. Quatre mécanismes plastiques couplés représentent la réponse irréversible du sol : trois mécanismes déviatoriques auxquels sont ajoutées des lois d'écrouissage dépendantes des déformations plastiques déviatoriques et volumétriques et un mécanisme isotrope auquel est ajoutée une loi d'écrouissage dépendantes des contraintes volumétriques. Boulanger (2010) a proposé un modèle pour l'étude du comportement non linéaire des sables. Ce modèle a été calibré à partir de résultats expérimentaux.

#### *1.1.2.4. Modélisation du comportement dépendant du temps des sols*

Cette classe de lois vise à modéliser le comportement dépendant du temps des sols. En général, les phénomènes considérés sont :

- le fluage qui se traduit par une accumulation différée de déplacements irréversibles sous contrainte constante,
- la relaxation qui se traduit par une variation différée de la contrainte sous déplacement constant,
- les effets de la vitesse de déformations qui se traduisent par une modification du comportement (notamment la résistance ultime) en fonction de la vitesse de chargement.

Une revue des différentes lois est réalisée dans Liindaard et al (2004). Les lois de comportement viscoplastique sont classées en trois catégories : les lois empiriques formulées sous forme de relations mathématiques conformes à des résultats expérimentaux, les modèles rhéologiques formulés sous forme exacte ou différentielle pour modéliser de manière unidimensionnelle le comportement d'un sol et les lois de comportement généralisées formulées sous forme différentielle adaptée aux implémentations numériques.

##### *1) Lois empiriques pour le comportement dépendant du temps*

Ces modèles se présentent sous la forme d'équations ajustées conformément à des données expérimentales obtenues à partir d'essais représentant un problème spécifique. Augustesen et al (2004) ont proposé une formule logarithmique pour le coefficient de compression secondaire en fonction de l'indice des vides et du logarithme du temps. Singh et Mitchell (1968) ont proposé une loi à trois paramètres pour décrire le fluage des sols argileux. Cette loi qui donne la variation des déformations en fonction d'un niveau de contrainte donné est capable de décrire des chemins variés de fluage. Lacerda et Houston (1973) se sont basés sur la formulation d'Augustesen pour proposer une équation décrivant la relaxation de contrainte dans les sols argileux ou sableux. Prevost (1976) a proposé une formulation pour décrire la relaxation dans les argiles saturées.

Afin de décrire le fluage des sols fins, Kavazanjian et Mitchell (1977) ont proposé une formulation des déformations différées de deux composantes : volumétrique et déviatorique. La composante déviatorique est basée sur la loi logarithmique pour le coefficient de compression secondaire (2004) et la composante déviatorique est basé sur le modèle de Singh et Mitchell (1968). Cette décomposition a été reprise également par Tavenas et al. (1978) pour décrire le fluage des argiles surconsolidées. Des équations empiriques ont été construites pour les composantes déviatoriques et volumétriques.

Bjerrum (1973) a introduit le concept de lignes temporelles (*time lines*). Ce concept est inspiré des travaux de Taylor (1942). Les lignes temporelles servent à définir la compression secondaire d'argiles surconsolidées en fonction du temps et de la contrainte de préconsolidation. Garlanger (1972) a formulé le concept de Bjerrum sous la forme d'une équation logarithmique liant l'indice des vides au temps, à la contrainte de préconsolidation et

aux coefficients de compression. Yin et Graham (1994) ont généralisé ce concept en modifiant les lignes temporelles, introduisant la notion de « temps équivalent ». Deux formulations viscoplastiques sont présentées : une première basée sur des fonctions logarithmiques et une seconde sur des fonctions puissance. Le but étant de décrire l'effet du fluage et de la vitesse de chargement.

Ces modèles ont l'avantage de refléter le comportement exact du sol, mais leur application est en général restreinte au cas représenté dans les essais.

### 2) Modèles rhéologiques pour le comportement dépendant du temps

Ces modèles sont en général composés d'un assemblage de ressorts, d'éléments de Saint-Venant et d'amortisseurs. Les équations caractérisant le comportement sont données sous forme d'une solution exacte, liant les contraintes aux déformations dans une direction. On distingue trois modèles principaux pour décrire la viscosité : le modèle de Maxwell (1868) et le modèle de Kelvin Voigt (1890) pour décrire la viscoélasticité, et le modèle de Bingham (1922) pour décrire la viscoplasticité.

Le modèle de Maxwell est constitué d'un assemblage en série d'un ressort et d'un amortisseur. Le modèle de Kelvin-Voigt est constitué d'un assemblage en parallèle d'un ressort et d'un amortisseur. Les relations de ce comportement lient les contraintes à la déformation et sa dérivée temporelle, en fonction de la raideur du ressort et le coefficient d'amortissement.

Le modèle de Maxwell est capable de simuler l'effet de la relaxation tandis que le modèle de Kelvin-Voigt est capable de simuler l'effet du fluage. Par contre, en vue de leur formulation élastique, la simulation des effets de la vitesse de chargement n'est pas possible.

Une formulation viscoplastique est donnée dans le modèle de Bingham. Ce modèle est constitué d'un ressort en série avec un amortisseur et un patin en parallèle. Dans ce modèle, les déformations  $\varepsilon$  sont divisées en deux composantes : une composante élastique  $\varepsilon_e$  qui dépend de la raideur du ressort, et une composante viscoplastique  $\varepsilon_{vp}$  qui dépend du coefficient d'amortissement  $\eta$  (équation (2)):

$$d\varepsilon = d\varepsilon_e + d\varepsilon_{vp} = \frac{d\sigma}{E} + \frac{\langle \sigma - \sigma_y \rangle}{\eta} \quad (2)$$

Dans cette équation, le préfixe d- désigne l'incrément d'une variable et  $\sigma_y$  la contrainte limite d'élasticité. Ce modèle est capable de simuler les effets de fluage, de relaxation et de la vitesse de chargement. La généralisation de ce modèle a servi de base pour les lois de comportement viscoplastiques généralisées.

### 3) Lois de comportement généralisées pour le comportement dépendant du temps

Ces lois de comportement se basent sur une formulation du comportement élastique, souvent sous la forme de la loi de Hooke, et une formulation du comportement plastique sous la forme d'une surface de charge  $f$ . Cette surface de charge délimite, dans l'espace des contraintes, le

domaine à l'intérieur duquel le comportement reste élastique. L'avantage de cette formulation est sa compatibilité avec les codes de calcul incrémental et la simplicité de son implémentation dans le cadre de la théorie de la consistance. En général, ces lois de comportement sont divisées en deux catégories en fonction de la dépendance ou non de la surface de charge vis à vis la vitesse de chargement.

L'approche basée sur la non dépendance de la surface de charges à la vitesse de chargement a été introduite par Ludwick (1922), Prandtl (1928), Sokolovsky (1948), Perzyna (1963a, 1963b, 1963c, 1966). Cette approche est couramment nommée approche de Perzyna. Selon cette approche, la surface de charge  $f$  est indépendante de la vitesse de chargement. Cette surface peut être excédée dans le cas de comportement viscoplastique, d'où l'appellation *overstress theory* dans les références rédigées en anglais. Les déformations  $\varepsilon$  sont divisées en deux composantes : une composante élastique  $\varepsilon_e$  qui dépend des propriétés élastiques, et une composante viscoplastique  $\varepsilon_{vp}$  calculée à partir d'une loi d'écoulement similaire au cas de plasticité classique (équation (3)):

$$d\varepsilon = d\varepsilon_e + d\varepsilon_{vp} = \frac{d\sigma}{E} + \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma} = \frac{d\sigma}{E} + \frac{\langle \varphi(f) \rangle}{\eta} \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad (3)$$

Dans cette équation, le préfixe d- désigne l'incrément d'une variable,  $\varphi$  une fonction d'écoulement et  $\eta$  le facteur d'amortissement du modèle.

L'approche dite de Perzyna permet la modélisation des phénomènes de fluage, de relaxation et de l'effet de la vitesse de chargement dans le domaine plastique seulement. Un comportement viscoélastique ne peut pas être modélisé selon cette approche.

D'ailleurs, le calcul des déplacements viscoplastiques est relativement simple ; il s'agit d'une simple formule analytique. Néanmoins, la définition de la fonction  $\varphi$  contrôle la valeur de ces déplacements. Cette fonction doit être choisie convenablement.

Cette approche a été reprise dans les travaux d'Adachi et Okano (1974), Zinkiewicz et al. (1975), Akai et al. (1977), Adachi et Oka (1982b), Desai et Zhang (1987), Adachi et al. (1987, 1996), Oka et al. (1988), Di Prisco et Imposimato (1996) et Di Prisco et al. (2000).

L'approche basée sur la dépendance de la surface de charges à la vitesse de chargement a été introduite par Naghdi et Murch (1963), Olszak et Perzyna (1966b, 1970), Sekiguchi (1985) et Satake (1989). Selon cette approche, l'expression de la surface de charge  $f$  dépend de la vitesse de chargement plastique  $\dot{\varepsilon}_p$  et ne peut pas être excédée. La loi de consistance est toujours applicable. La vitesse de chargement plastique est définie suivant la loi de normalité par l'expression de l'équation (4):

$$\dot{\varepsilon}_p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad (4)$$

Dans ce cas, le calcul des déplacements plastiques nécessite la résolution d'une équation différentielle obtenue par l'application de la théorie de consistance.



Cette approche permet la simulation des phénomènes de fluage, de relaxation et des effets de la vitesse de chargement. Le calcul des déplacements plastiques nécessite la résolution d'une équation différentielle qui dérive de la loi de consistance (II.4.3.3). Par contre, l'adaptation de la surface de charge pour prendre en compte les effets de la vitesse de chargement est plus pratique que dans le cas de l'approche de Perzyna. Il sera montré dans le paragraphe II.3.1 que la définition de cette adaptation nécessite une connaissance des effets de la vitesse de chargement pour des valeurs spécifiques de celle-ci.

Cette approche a été reprise dans les travaux de Sekiguchi (1977, 1984), Sekiguchi et Ohta (1977), Dragon/Mroz (1979), Nova (1982), Matsui et Abe (1985a et b).

Comme cette approche est utilisée dans la présente étude pour simuler les effets de la vitesse de chargement sur le comportement du sol (II.3.1), les détails du calcul sont expliqués dans le paragraphe II.4.3.3.

### ***1.1.3. Modélisation de l'amortissement matériel dans le sol***

L'amortissement matériel caractérise l'atténuation des mouvements d'un système par dissipation de l'énergie. Il s'agit d'une conversion de l'énergie cinétique et de l'énergie potentielle en chaleur. Cette dissipation est mise en évidence par l'apparition d'une boucle lors du chargement cyclique non linéaire. Pour les sols, l'expérience montre que l'amortissement ne dépend pas de la vitesse de déformation : on parle d'amortissement hystérétique. L'amortissement est en général quantifié par :

- l'énergie dissipée par cycle dans l'élément (en N.m/m<sup>3</sup>/cycle),
- le coefficient d'amortissement  $\xi$  défini par le rapport de l'énergie dissipée à une énergie donnée de référence,
- le décrétement logarithmique de l'amplitude d'une variable caractéristique du mouvement (déplacement, déformation, etc.) entre deux cycles consécutifs,
- le coefficient de perte défini par le rapport de l'énergie dissipée à l'énergie emmagasinée,
- le déphasage entre les vecteurs de contraintes et de déformations, défini pour les cas de mouvements harmoniques,
- le facteur de qualité défini comme étant l'inverse de la tangente de l'angle de déphasage entre les deux vecteurs susmentionnés.

Des formulations analytiques sont proposées pour modéliser l'amortissement. La loi de Saxena (Saxena & Reddy , 1989) donne une expression du facteur d'atténuation (équation (5)).

$$Q^{-1} = 2\xi = k \sigma^{-0.13} \varepsilon^{0.33} \quad (5)$$

Dans l'équation (5),  $k$  désigne une constante,  $\sigma$  la contrainte moyenne et  $\varepsilon$  la déformation dans le sol. La loi de Hardin (1965) formule le même facteur pour les sables par l'équation (6) :

$$Q^{-1} = 2\xi = 9 \gamma_{\alpha}^{0.2} \sigma^{0.33} \quad (6)$$

$\gamma_{\alpha}$  désigne la déformation en cisaillement.

Dans les codes de calcul, les propriétés liées au comportement mécanique des matériaux sont exprimées au moyen de matrices, l'amortissement n'échappe pas à cette règle. Une formulation a été proposée par Caughey (Clough & Penzien, 1993) donne la matrice d'amortissement [C] en fonction des matrices de masse [M] et de raideur [K] (équation (7)):

$$[C] = [M] \sum_{j=0}^m a_j ([M]^{-1} [K])^j \quad (7)$$

Où  $a_j$  sont des coefficients à définir en fonction du niveau d'amortissement souhaité pour chaque fréquence. Dans le cas particulier où  $m=1$ , la formulation de Caughey est équivalente à la formule de l'équation (8).

$$[C] = a_1 [M] + a_2 [K] \quad (8)$$

Il s'agit d'une formulation de Rayleigh (Clough & Penzien, 1993). Dans cette formulation, le coefficient d'amortissement  $\xi$  pour un mode donné est exprimé en fonction de sa pulsation  $\omega = 2 \pi f$  par l'équation (9).

$$\xi = \frac{a_1}{2\omega} + \frac{a_2 \omega}{2} \quad (9)$$

Les valeurs des coefficients  $a_1$  et  $a_2$  sont calculées à partir du coefficient d'amortissement à deux pulsations particulières  $\omega_1$  et  $\omega_2$  par l'équation (10).

$$\begin{cases} a_1 = \frac{2\xi \omega_1 \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \\ a_2 = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \end{cases} \quad (10)$$

Ces deux formulations sont largement utilisées dans les applications de dynamique des sols et des structures. La définition des coefficients est un enjeu important pour leur utilisation. En général, on s'arrange pour que l'amortissement soit constant sur l'intervalle intéressant pour l'étude.

#### ***1.1.4. Effets de site***

Les effets de site désignent les phénomènes susceptibles de modifier localement la réponse sismique. En effet, les ondes sismiques peuvent être amplifiées ou atténuées suite aux couches faibles (bassins alluviaux) ou aux irrégularités géométriques ; la capacité portante du sol peut être dégradée brutalement suite à un phénomène de liquéfaction.

#### *1.1.4.1. Amplification des ondes sismiques dans les couches souples*

Il s'agit de l'amplification des ondes sismiques à cause du contraste de vitesse de propagation de l'onde sismique entre les roches et les couches souples en surface (bassins alluviaux, etc.). Ces couches peuvent piéger et amplifier les ondes. Ces ondes, ayant une plus grande amplitude, causent des dégâts plus importants.

Ce phénomène a été observé lors du séisme de Michoacan en 1985 en Mexique. La couche d'argile sur laquelle est fondée la ville de Mexico a contribué à l'amplification du mouvement sismique. En effet, l'accélération sismique a atteint une valeur de 0.2 g au centre de Mexico, située à 400 km de l'épicentre. Cette valeur est anormalement élevée pour un séisme dont l'accélération à 60 km de l'épicentre était de 0.28 g.

Un phénomène similaire a été observé lors du séisme de 1967 à Caracas. Le bassin alluvial sur lequel est fondée la ville a amplifié le mouvement sismique incident. Des analyses expérimentales (Duval et al., 1998) et numériques (Delavaud, 2007 ; Semblat et al., 2002a, b) ont été réalisées afin de mieux comprendre ce phénomène. Les résultats ont montré que l'amplification maximale s'est produite à des fréquences proches de celles des bâtiments les plus endommagés pendant le séisme.

#### *1.1.4.2. Modification des ondes sismiques suite aux irrégularités géométriques*

Il s'agit de la modification du signal sismique suite aux réflexions des ondes sismiques sur les bords des irrégularités géométriques (canyons, sommets des collines, vallées, etc.). Cette modification est due aux interférences constructives et destructives des ondes incidentes, réfléchies et diffractées.

Le niveau de l'amplification dépend de la nature, la fréquence et l'angle d'incidence des ondes, ainsi que de la forme et géométrie de l'irrégularité.

Ce phénomène a été observé et étudié pour plusieurs cas. En effet, on observe des études sur les amplification dues aux sommets de collines (Bouckovalas & Papadimitriou, 2005) et aux fonds de vallées (Sanchez-Sesma & Rosenblueth, 1979). De plus, des études ont été réalisées sur des sites réels. Le cas de la ville de Caracas entourée de montagnes et frappée par un séisme en 1967 a été étudié, ainsi que le site de Civita di Bagnoregio située sur une colline raide et frappée par un séisme en 1965 (Paolucci R. , 2002 ; Rovelli et al., 2001).

D'ailleurs, l'effet des irrégularités géométriques sur les mouvements et glissements de terrains lors des séismes a été étudié pour le cas du site de Salcito en Italie (Bozzano et al., 2008), et pour le site de Las Colinas au Salvador (Bourdeau, 2005). L'analyse numérique faite sur le glissement de terrain qui a été observé suite au séisme de 2001 au Salvador a montré qu'il a été causé par une amplification des ondes sismiques au sommet de la pente (Bourdeau, 2005).

### *1.1.4.3. Liquéfaction des sols sous l'effet des ondes sismiques*

La liquéfaction est le terme qui désigne la perte de résistance au cisaillement d'un sol frottant saturé sous l'action d'une sollicitation sismique. Le risque de liquéfaction est un facteur important dans l'évaluation du risque sismique.

Le phénomène se déroule comme suit : les vibrations induites par le passage de l'onde sismique génèrent des contraintes dynamiques dans le sol. Dans un sol frottant, l'absence de cohésion induit une surpression interstitielle pour équilibrer ces contraintes dynamiques. L'eau mise en pression va s'expulser, causant une déconsolidation brutale du sol. Cette déconsolidation se traduit par une perte de la capacité portante, entraînant l'enfoncement des ouvrages en surface. Le sol se comporte alors comme un liquide, d'où l'appellation « liquéfaction ».

Le phénomène de liquéfaction a commencé à attirer l'attention des scientifiques suite aux deux séismes survenus en Alaska (Etats-Unis) et à Niigata (Japon) en 1964. En général, le risque de liquéfaction est étudié en fonction du potentiel de liquéfaction du sol et des dégâts susceptibles de se produire dans le cas où un phénomène de liquéfaction est produit.

Des observations in situ, ainsi que des essais au laboratoire ont montré que le potentiel de liquéfaction du sol est influencé par plusieurs facteurs, parmi lesquels :

- la durée et l'intensité de la secousse sismique : le risque de liquéfaction devient significatif pour des accélérations de sol supérieures à 0.1g, et pour des séismes dont la magnitude est supérieure à 5 sur l'échelle Richter.
- le type de sol : en général, le phénomène de liquéfaction est limité aux sols granulaires non cohésifs. Dans les cas courants, le potentiel de liquéfaction devient significatif pour les sols dont la fraction des fines (diamètre inférieur à 0.005 mm) est inférieure à 15 %, la limite de liquidité est inférieure à 35% et la teneur en eau normale est supérieure à 0.9LL.
- les conditions hydrologiques du sol : si les conditions de drainage permettent d'évacuer la surpression interstitielle, le risque de liquéfaction du sol diminue. D'autre part, les sols situés au-dessus de la nappe phréatique sont considérés non liquéfiables, à moins qu'il y ait une possibilité qu'ils puissent être saturés suite à une variation du cycle hydrologique dans le sol.
- la granulométrie du sol : les sols ayant une granulométrie uniforme sont plus sensibles à la liquéfaction. D'autre part, les sols constitués de particules arrondies sont plus vulnérables à la liquéfaction du fait de leur tendance à se densifier plus que les sols constitués de particules anguleuses. Les sols lâches sont plus sensibles à la liquéfaction que les sols denses.
- la pression de confinement : le risque de liquéfaction diminue avec l'augmentation de la pression de confinement du sol. Les retours d'expérience montrent que les sols au-delà de 15 m de profondeur sont supposés non liquéfiables en raison des pressions de confinement élevées.

- 
- L'âge géologique et l'histoire de chargement : les sols déjà soumis à des chargements cycliques développent une résistance accrue à la liquéfaction par rapport à des sols nouvellement déposés.

## **I.2. Interaction Sol-Structure (ISS)**

Lors d'un tremblement de terre, les ondes sismiques se propageant dans le sol mettent en mouvement les fondations des ouvrages en les sollicitant principalement dans la direction horizontale.

Sollicité à sa base, chaque bâtiment est soumis à des forces d'inertie auxquelles il doit résister. Pour maintenir son équilibre, l'ouvrage exerce sur le sol environnant des efforts importants.

Si ce sol est très résistant et rigide (roches, etc.) et l'interface sol fondation a une résistance suffisamment élevée, les conditions d'appui ne sont pas modifiées. Le bâtiment peut en effet être supposé fixé à sa base. Par contre, si le sol est moins rigide ou l'interface sol fondation a une résistance moins élevée, les conditions limites vont changer. On parle de phénomène d'interaction sol-structure. Le concepteur de l'ouvrage doit alors inclure le sol dans son analyse.

Les principaux mécanismes de l'interaction sol-structure sont l'interaction cinématique, l'interaction inertielle et l'amortissement radiatif.

### ***I.2.1. Interaction cinématique***

Souvent, la fondation est plus rigide que le sol et ne peut donc accommoder qu'une partie du champ libre du déplacement. Une partie des ondes est réfléchi, diminuant ainsi l'énergie qui entre dans la structure, mais occasionnant des efforts significatifs sur la fondation.

Cette interaction peut modifier le champ libre de déplacement et filtrer le mouvement sismique appliqué à l'ouvrage.

A noter que le champ libre de déplacement (*free field motion*) est le champ de déplacements auquel est soumis le sol pendant un séisme en l'absence de toute interaction avec une structure éventuellement encastrée.

### ***I.2.2. Interaction inertielle***

Les efforts inertiels induits par la masse de la structure sont transmis au sol. En effet, la structure devient une source de signal, et induira des efforts additionnels sur la fondation. Ces efforts sont transmis ensuite au sol et sont susceptibles de changer les conditions d'appui de la structure.

### ***I.2.3. Amortissement radiatif***

L'amortissement radiatif est caractérisé par le rayonnement à l'infini des ondes sismiques transmises par la structure au sol. Ce rayonnement est pris en compte par l'ajout de frontières absorbantes au modèle physique, ou bien à l'aide de modèles analytiques approchés tel que le modèle du cône. Le but est d'éviter les réflexions parasites qui peuvent engendrer des erreurs de modélisation.

### 1.2.4. Méthodes de résolution d'un problème d'ISS

Différentes méthodes existent pour tenir compte de l'ISS dans les calculs de structures. Ci-dessous sont présentées quelques méthodes présentes dans la littérature.

#### 1.2.4.1. Résolution analytique d'un problème d'ISS

Dans les cas où l'ISS est négligée, la structure soumise à un chargement sismique est modélisée par un système masse – ressort à 1 degré de liberté, fixé à sa base (rigidité infinie). Si l'ISS doit être prise en compte, la rigidité de la base ne sera plus infinie. Des degrés de liberté additionnels de la fondation et du sol peuvent apparaître, ils seront modélisés par des ressorts horizontaux et rotationnels (Figure I-3).

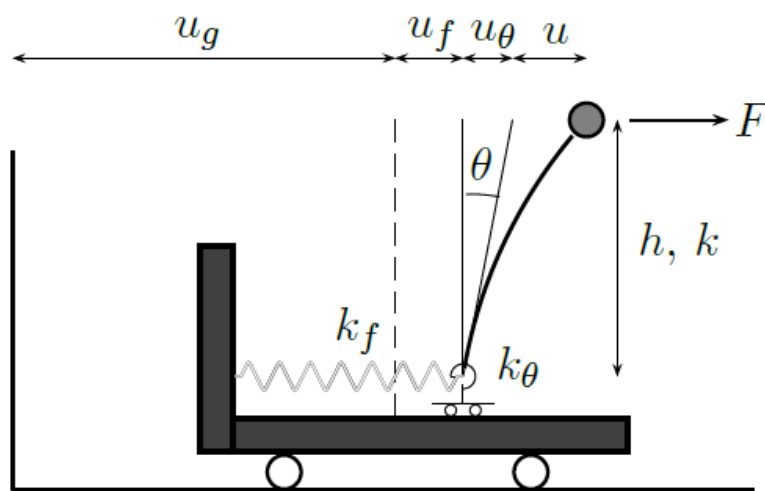


Figure I-3 Représentation analogique de l'ISS (Gandomzadeh 2011)

Le déplacement total de la structure sera constitué de la superposition de 3 déplacements : le déplacement relatif de la structure par rapport à la fondation  $u$ , le déplacement relatif de la fondation par rapport au sol  $u_f$  et le déplacement horizontal dû à la rotation de la structure  $u_\theta$  (équation (11)).

$$u_t = u + u_f + u_\theta \quad (11)$$

Tels que :  $u = F/k$      $u_f = F/k_f$      $u_\theta = h\theta$

En considérant l'équilibre du système traduit par l'équation  $Fh = k_\theta \theta$ , on obtient (équation (12)).

$$u_t = F \left( \frac{1}{k_f} + \frac{h^2}{k_\theta} + \frac{1}{k} \right) \quad (12)$$

Et par suite (équation (13)).

$$F = \frac{k u_i}{\left[ 1 + \frac{k}{k_f} \left( 1 + \frac{k_f h^2}{k_\theta} \right) \right]} \quad (13)$$

Dans le cas où  $k_f$  et  $k_\theta$  tendent vers l'infini (base fixe), on retrouve le cas classique (sans ISS).

Le rapport de la période propre dans le cas où l'ISS est prise en compte au cas où elle est négligée est écrit par l'équation (14):

$$\frac{T}{T_\infty} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_f} \left( 1 + \frac{k_f h^2}{k_\theta} \right)} \geq 1 \quad (14)$$

On peut remarquer qu'un des effets notables de la prise en compte de l'ISS est l'augmentation de la période propre du système sol-structure.

#### I.2.4.2. Résolution d'un problème d'ISS par une méthode directe

Cette méthode consiste à modéliser un volume suffisant de sol au-dessous de la structure et à ajouter des éléments d'interface convenables pour l'interface sol-structure. L'équation fondamentale de la dynamique (équation (15)) est directement résolue sur tout le modèle.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\gamma_i \quad (15)$$

Les non-linéarités sont prises en compte directement dans les propriétés des éléments constituant les modèles du sol et de la structure (non linéarités matérielles) et dans les propriétés des éléments d'interface (non linéarités géométriques).

Cette méthode présente des limitations remarquables :

- les lois de comportement des matériaux et des frontières doivent être bien connues; ces lois deviennent de plus en plus compliquées dans le cas d'un chargement cyclique ou d'un comportement non linéaire ;
- le mouvement sismique aux frontières du modèle doit être bien connu ;
- l'amortissement radiatif est modélisé au moyen de frontières absorbantes, qui peuvent accroître le volume du modèle ;
- le coût du calcul est élevé vu le volume de sol à modéliser et la finesse des discrétisations géométriques et temporelles.

Cette méthode a été utilisée dans des travaux comme : Buehler et al. (2006), Cai et al. (2000), Casciati & Borja (2004), Jeremic et al. (2009), Lu et al. (2005), Saez (2009).



#### *I.2.4.3. Résolution d'un problème d'ISS par le principe de superposition*

Cette méthode est basée sur le principe de superposition de Kausel (1978). La base de cette méthode a été à l'origine développée dans les travaux de Chopra (1973) et Gutierrez (1976).

L'idée de base de cette méthode est de découpler les deux mécanismes de l'interaction sol-structure (l'interaction cinématique et l'interaction inertielle) et de les analyser séparément. Ensuite, les deux solutions sont superposées pour donner la solution globale du problème.

La résolution se fait en 3 étapes principales :

- Etape 1 : Détermination du mouvement appliqué à la fondation :  
On considère le système formé du sol et de la structure rigide sans masse, et on applique une accélération à la base du sol. On déduit ainsi l'accélération à laquelle est soumise la structure. Des méthodes pour trouver cette accélération sont présentes dans Aubry (1986) ou Chebli et al. (2008).
- Etape 2 : Calcul des impédances dynamiques des fondations.  
C'est la fonction complexe qui lie l'effort résultant sur une fondation sans masse, au déplacement de celle-ci. La partie réelle de l'impédance représente la rigidité de la fondation tandis que la partie imaginaire représente l'amortissement. Des exemples de calculs d'impédances sont présentés dans Gazetas (1991) ou Pecker (1984).
- Etape 3 : Superposition  
On calcule la réponse de la structure reliée aux impédances calculées dans la deuxième étape, à la sollicitation trouvée dans la première étape.

Cette méthode, basée sur le principe de superposition, est restreinte aux cas où un comportement élastique linéaire est supposé en tout point du modèle.

Plusieurs travaux sont basés sur cette méthode, parmi lesquels : Estorff & Firuziaan (2000), Halabian & Naggar (2002), Rizos & Wang (2002). Des codes pour étudier l'ISS sont aussi fondés sur cette approche : SASSI, logiciel de calcul développé à l'Université de Californie Berkeley (Lysmer et al, 1981) et MISS3D, logiciel de calcul développé à l'Ecole Centrale de Paris.

#### *I.2.4.4. Résolution d'un problème d'ISS par des méthodes hybrides*

Généralement, les non linéarités intéressantes à l'étude de l'ISS se produisent dans un volume avoisinant de la fondation. Les méthodes hybrides consistent à diviser le sol sous la fondation en deux champs : un champ proche où les non linéarités se produisent et un champ lointain où le comportement reste élastique.

Le champ proche et ses non linéarités sont modélisés à l'aide de méthodes appropriées (éléments finis, éléments spectraux, etc.) et le champ lointain est modélisé à l'aide de fonctions d'impédances analytiques (Figure I-4).

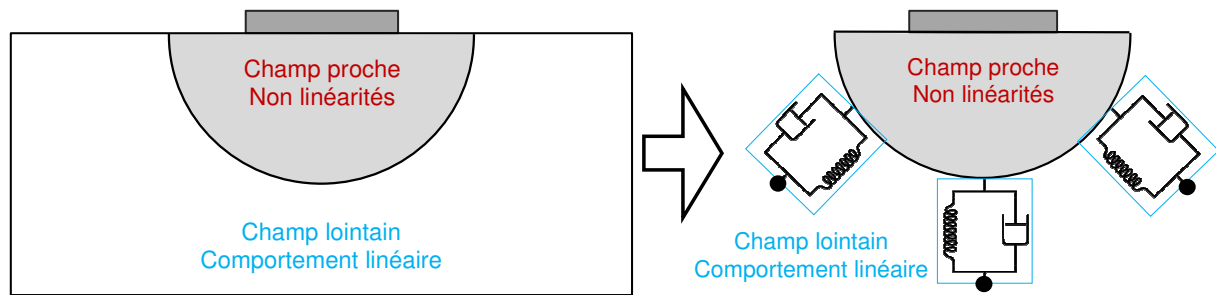


Figure I-4 Modèle hybride pour la résolution d'un problème d'ISS

La modélisation du champ proche peut néanmoins devenir compliquée et coûteuse. Notamment, c'est le cas des comportements fortement non linéaires (fortes inclinaisons de charges, propriétés médiocres du sol, séismes de haute amplitude, etc.) ou bien le cas où un comportement tridimensionnel doit être considéré.

Dans ces cas, les méthodes basées sur le concept du macroélément apportent une alternative intéressante, en permettant de surmonter ce type de problème.

#### 1.2.4.5. Résolution d'un problème d'ISS par le concept du macroélément

##### 1) Le concept du macroélément

Un macroélément est un assemblage de lois de comportement non linéaires liant des déplacements généralisés (translations et rotations) à des efforts généralisés (forces et moments) en des points spécifiques d'une fondation. Le rôle de ces lois de comportement est de modéliser le comportement du champ proche (I.2.4.4) et un comportement élastique linéaire est supposé ailleurs.

Ces lois sont formulées en se basant sur les théories classiques de l'élastoplasticité. Le comportement élastique est défini par les impédances de la fondation, tandis que le comportement plastique est défini par des surfaces de charge et des lois d'écrouissage associées.

Le macroélément peut interagir avec un modèle aux éléments finis en des nœuds spécifiques. Cet aspect sera traité en détail dans le paragraphe II.4.1.

Les premiers modèles ont été développés pour résoudre les problèmes de capacité portante de fondations superficielles sous charges statiques (Nova & Montrasio, 1991 ; Cassidy et al. 2002 ; Martin, 1994). Ensuite, cette approche a été étendue à la résolution de problèmes de chargements cycliques (Pedretti, 1998 ; di Prisco et al., 2002 ; di Prisco & Galli, 2006), et dynamiques (Paolucci & Pecker, 1997 ; Crémer, 2001 ; Crémer et al., 2001, 2002 ; Chatzigogos, 2007a, b ; Grange, 2008 ; Li, 2014).

##### 2) Avantages du concept de macroélément

La méthode du macroélément présente plusieurs avantages, parmi lesquels :

- la réduction du coût du calcul grâce à la condensation des non linéarités en un nombre fini de points et l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire ailleurs,
- la meilleure gestion des non linéarités géométriques (glissement, décollement) : dans les codes de calcul par éléments finis classiques, les éléments d'interface peuvent avoir soit une rigidité élevée, soit une rigidité nulle. Ceci conduit à une gestion binaire de ce problème. L'approche macroélément permet d'affranchir considérablement cette barrière en régissant le décollement par une transition progressive de la raideur de la fondation d'une valeur initiale à une valeur finale faible mais non nulle.
- la formulation en variables généralisées (efforts, déplacements) facilite l'application de l'approche aux vérifications d'ingénierie (portance, tassements et déformations permanentes des fondations).

### 3) *Etat de l'art des méthodes basées sur le concept du macroélément*

#### a) *Macroélément de Nova et Montrasio*

Nova & Montrasio (1991) ont été les premiers à développer un macroélément pour étudier la portance statique d'une fondation superficielle filante rigide, reposant sur un sable lâche. A partir d'une étude expérimentale, une loi de comportement plastique a été développée. Elle est représentée par l'équation (16).

$$\frac{V}{V_M} = 1 - e^{-\frac{R_0 v}{V_M}} \quad (16)$$

$V$  et  $V_M$  sont respectivement l'effort vertical et l'effort vertical maximal que peut supporter la fondation,  $v$  le déplacement vertical, et  $R_0$  la pente à l'origine de la courbe  $V$ - $v$ .

En généralisant le chargement au cas 2D ( $V$ ,  $H$ ,  $M$ ), un critère de rupture écrit en variables adimensionnelles a été proposé (Figure I-5). Dans une étude postérieure, l'étude a été généralisée pour proposer des lois empiriques pour les fondations de forme rectangulaire encastrées, pour différents rapports  $L/B$ , et différentes profondeurs d'encastrement  $d$ .

Ce modèle est bien adapté pour les cas de chargements monotones. Néanmoins, du fait d'un écrouissage purement isotrope, ce modèle n'est pas bien adapté aux chargements cycliques.

Pedretti (1998) a proposé une formulation améliorée de ce modèle, qui permet la prise en compte des chargements cycliques. Il s'agit d'une formulation hypoplastique. De plus, le décollement est pris en compte par une réduction des raideurs.

Par ailleurs, Paolucci & Pecker (1997) ont intégré le concept de couplage des non-linéarités du système sol-fondation et de la superstructure, en les prenant en compte d'une façon simplifiée par une loi de comportement élastique parfaitement plastique. Le modèle proposé (Figure I-6) est constitué d'un oscillateur à un degré de liberté représentant la structure de masse  $m_1$  reposant sur un système non-linéaire à 3 degrés de liberté (déplacements vertical et horizontal, rotation) représentant le système sol-fondation de masse  $m_0$ .

Malgré sa formulation en élasto-plasticité parfaite, ce modèle a mis en évidence l'effet des non-linéarités sur la réponse de la structure.

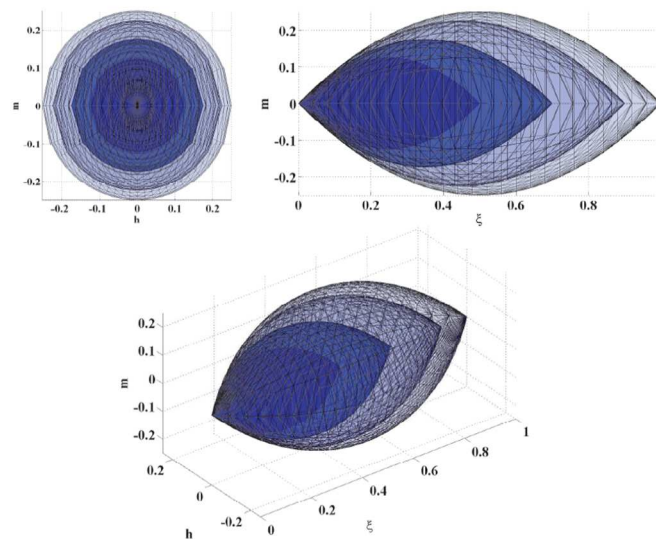


Figure I-5 Critère de rupture et surfaces de charge pour le modèle de Nova et Montrasio (Grange 2008)

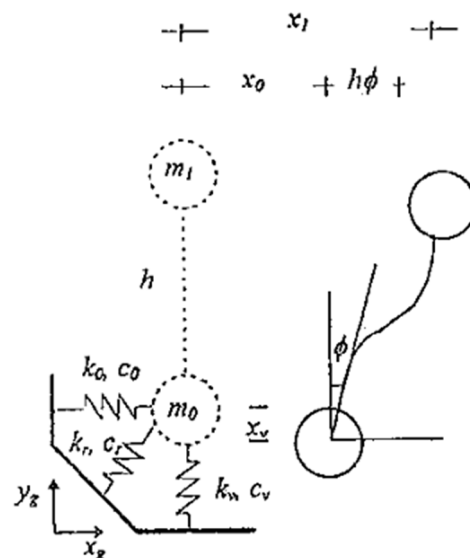


Figure I-6 Macroélément proposé par Paolucci (Grange 2008)

#### b) Macroélément de Gottardi, Cassidy et Martin

Dans cette étude, Gottardi et al. ont formulé le critère de rupture à partir d'essais de balayage de trajets de déformations (*swipe tests*) réalisés sur des fondations circulaires reposant sur des sables ou argiles (Figure I-7).

La loi d'écoulement plastique proposée est exprimée implicitement par un rapport entre les différents termes de déplacements plastiques.

L'avantage de ce modèle est la possibilité de prise en compte des sens des forces horizontales et moments appliqués et du moment de torsion qui est un paramètre important pour l'étude des fondations des ouvrages offshore. Par contre, ce modèle utilise une seule variable d'érouissage isotrope, donc ne peut pas être utilisé pour les chargements dynamiques ou cycliques.

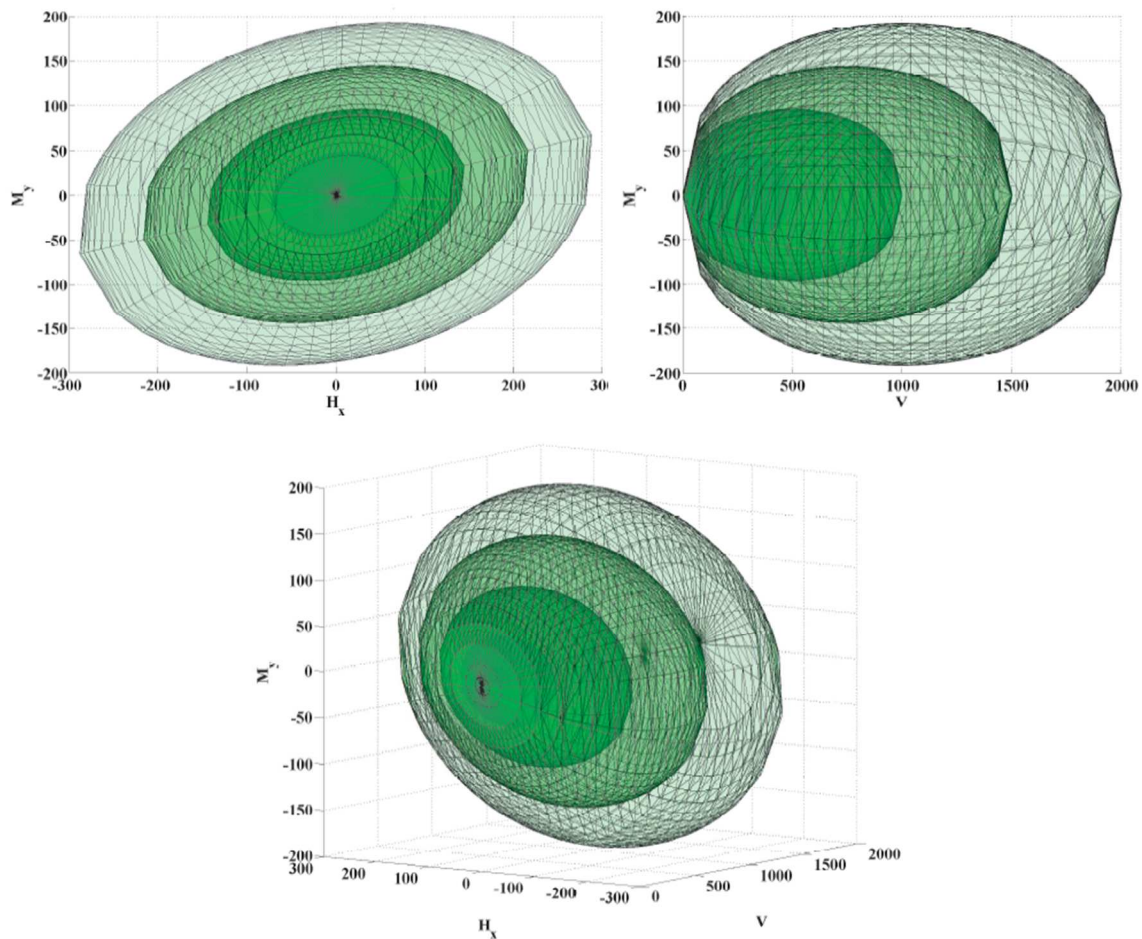


Figure I-7 Critère de rupture et surface de charge pour le macroélément de Gottardi, Cassidy et Martin (Grange 2008).

### c) Macroélément de Crémer

Crémer (2001) a développé un macroélément pour étudier la portance d'une semelle filante soumise à un chargement plan.

Dans ce modèle, les seuils de plasticité du sol sont établis en se basant sur la théorie classique de la plasticité, tandis que le comportement non linéaire est représenté par une utilisation conjuguée de variables d'érouissage cinématique et d'érouissage isotrope. Les surfaces de charge obtenues sont données sur la Figure I-8.

De plus, ce modèle prend en compte les non linéarités matérielles (plasticité dans le sol) ainsi que les non linéarités géométriques (décollement de la fondation). Celui-ci est pris en compte en introduisant un paramètre  $\delta$  qui représente le pourcentage de la surface décollée de la semelle. De plus, le phénomène de décollement est distingué pour les cas d'un sol élastique et un sol plastique : pour un sol élastique, il s'agit d'un phénomène non linéaire réversible, tandis qu'il s'agit d'un phénomène non linéaire irréversible pour les sols plastiques.

Ce modèle est bien adapté pour les chargements dynamiques, du fait qu'il combine les effets de l'écroutissage cinématique et isotrope. De plus, il est plus réaliste que les autres en prenant en compte les deux types de non linéarités en jeu (matérielle et géométriques).

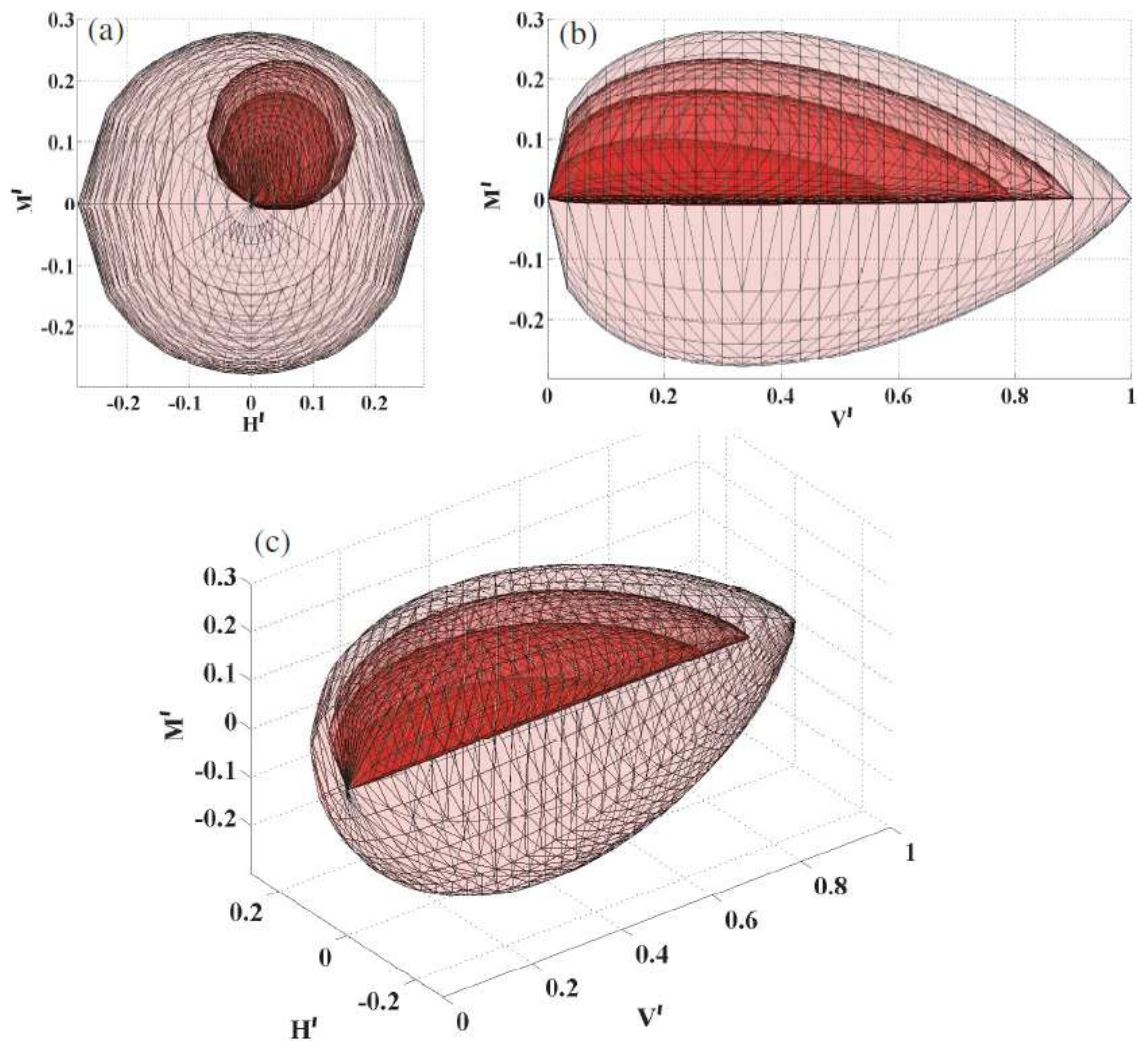


Figure I-8 Critère de rupture et surfaces de charge, Macroélément de Crémer (Grange 2008)

#### d) Macroélément de Chatzigogos

Ce macroélément (Chatzigogos C. , 2007) a été développé pour simuler le comportement d'une fondation circulaire sur un sol cohérent, soumise à un chargement plan, en prenant en compte le décollement selon l'approche développée par Crémer.

La plasticité est prise en compte à partir d'une famille de lois hypo-plastiques établies antérieurement. De plus, le critère de rupture prend en compte le mécanisme de plasticité ainsi que le décollement (en considérant un critère de Tresca sans résistance à la traction).

Ce modèle est novateur, puisqu'il se distingue des autres modèles par la prise en compte de la plasticité d'une façon différente, et est en outre assez simple. Sa principale limitation est de considérer un décollement élastique non linéaire, donc totalement réversible.

#### e) Macroélément de Grange

Ce macroélément (Grange, 2008) a été développé pour étudier la portance d'une fondation circulaire rigide, au centre de laquelle sont concentrées les non-linéarités géométriques et de comportement.

Ce modèle prend en compte la plasticité du sol et le décollement et basculement de la fondation.

La fondation étudiée (Figure I-9) est soumise à un système de chargement en cinq composantes :

- deux forces horizontales suivant  $x$  et  $y$  respectivement,
- une force verticale,
- deux rotations autour des axes  $Ox$  et  $Oy$  respectivement. Le moment de torsion n'est pas pris en compte.

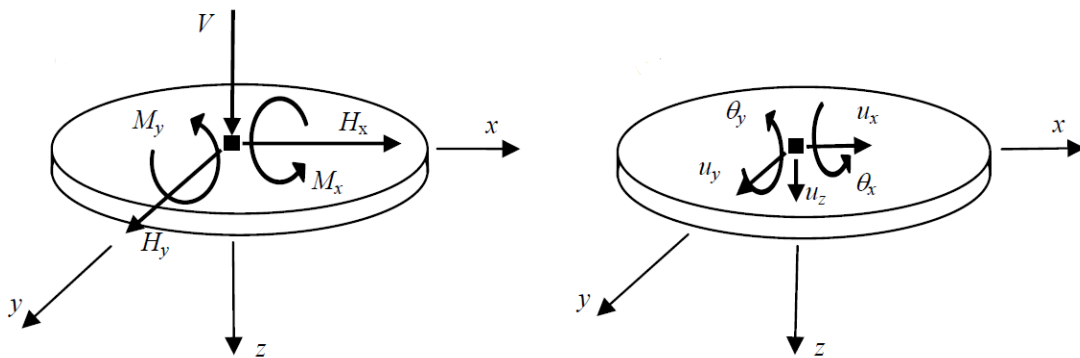


Figure I-9 Schéma de la fondation étudiée dans Grange (2008)

Le critère de rupture et la surface de charge sont ceux utilisés par Crémer (2001), adaptés au cas de fondations circulaires.

La loi d'écoulement plastique est fondée sur 4 paramètres, et prend en compte un écoulement isotrope et un écoulement cinématique.

Des simulations numériques sur FedeesLab, ainsi qu'une reproduction des résultats d'essais déjà conduits dans le cadre du programme européen TRISEE, et CAMUS IV ont montré que le macroélément permet de simuler le comportement non linéaire d'une fondation rigide circulaire sous chargement monotone, statique, ou cyclique dynamique.

### 1.2.4.6. *Prise en compte de l'amortissement radiatif*

#### 1) *Adaptation des frontières du modèle physique*

Les frontières du modèle physique sont ajustées de manière à ce que les ondes incidentes soient atténuées et que leur réflexion soit évitée. Une alternative est d'imposer des conditions aux limites non rigides, permettant une absorption maximale des ondes incidentes. On parle de frontière absorbante.

Une autre alternative consiste à ajouter des couches supplémentaires au modèle physique. La formulation numérique de ces couches peut être adaptée de manière à atténuer les ondes qui s'y propagent : on parle de couches absorbantes parfaitement adaptées (*Perfectly Matched Layers*). Ce concept a été introduit par Berenger (1994) et élargi dans des travaux postérieurs. Notamment, la notion de couches absorbantes multiaxiales parfaitement adaptées (*Multiaxial Perfectly Matched Layers*) a été introduite par Meza-Fajardo et Papageorgiou (2008) afin d'améliorer la performance de ces couches pour des incidences variées et des milieux fortement anisotropes.

D'autre part, ces couches peuvent être formulées de manière classique (FEM, SEM, etc.) mais en leur attribuant des caractéristiques mécaniques qui leur permettent d'atténuer l'onde incidente, jusqu'à ce que son amplitude devienne négligeable.

L'adaptation du modèle physique peut souffrir de quelques limitations. En pratique, l'application de cette méthode nécessite la discrétisation du massif du sol sous la fondation. De plus, l'ajout de couches absorbantes dans un modèle mettant en œuvre la méthode des éléments finis augmente le coût des calculs, vu le grand nombre de nœuds ajoutés. D'ailleurs, la performance de ces couches peut dépendre de l'angle d'incidence de l'onde sismique. Ces limitations peuvent restreindre les applications de cette méthode.

#### 2) *Application du modèle de cône*

Ce modèle a été proposé pour la première fois par Wolf (1994), et a été repris par Semblat et Pecker (2009). Il a l'avantage de formuler d'une manière simplifiée l'amortissement radiatif.

L'approche basée sur ce modèle consiste à considérer un volume conique du sol sous une fondation circulaire de rayon  $R$ , où la propagation des ondes est étudiée. Ce volume conique est assimilé à une poutre unidimensionnelle de section  $S$  variable et de longueur infinie (Figure I-10).

La propagation des ondes dans ce volume conique assimilé à une poutre est décrite par l'équation d'onde en 1D (équation (17)) :

$$\frac{\partial V}{\partial z} = \rho S \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \quad (17)$$



L'expression du déplacement horizontal  $u_x$  à une profondeur  $z$  en fonction du déplacement en surface est obtenue par résolution de l'équation précédente (Pecker A. , 2008). Elle est donnée par l'équation (18) :

$$u_x(z, \omega, t) = \frac{u_x(z_0, \omega)}{z/z_0} \exp\left(-i \frac{\omega}{V_s} (z - z_0)\right) \exp(i\omega t) \quad (18)$$

Dans cette équation,  $V_s$  désigne la vitesse de propagation de l'onde dans le sol,  $\omega$  la pulsation de l'onde.  $z_0$  est la profondeur à laquelle se fait l'interaction entre la fondation et le cône de sol, sa valeur est donnée par l'équation (19).

$$z_0 = \frac{R \pi (2 - \nu)}{8} \quad (19)$$

Dans le cas d'une excitation en surface, cette analyse mène à une valeur de l'impédance dynamique  $F$  de la fondation (équation (20)).

$$F(\omega) = K + i C \quad (20)$$

$C$  désigne le terme d'amortissement. En discrétisant le milieu, on associe à chaque degré de liberté une valeur de  $C$  correspondante. Elle tient compte de la radiation des ondes dans le milieu semi infini suivant ce degré de liberté.

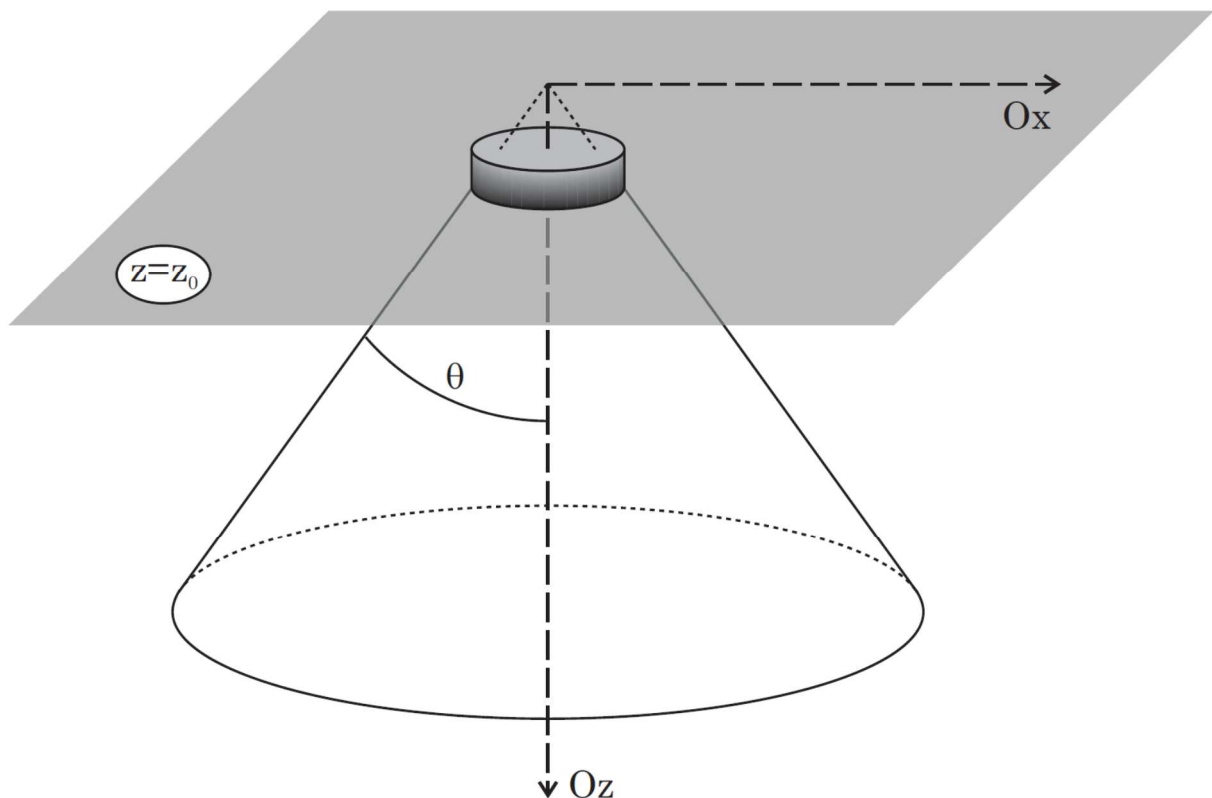


Figure I-10 Modèle du cône pour l'étude de la radiation des ondes (Semblat & Pecker, 2009)

### I.3. Méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles

La vérification de la stabilité globale d'un ouvrage nécessite la vérification de la capacité portante de ses fondations. L'ouvrage transmet à la fondation un torseur d'efforts constitué d'un effort normal, d'un effort horizontal et d'un moment. Dans les normes, trois critères sont à contrôler afin d'assurer la tenue face aux séismes d'une fondation : un critère de capacité portante, un critère de glissement et un critère d'excentrement.

#### I.3.1. Calcul de la capacité portante par des formules analytiques

Les formules de ce type proposées dans la littérature sont basées sur la superposition de 3 termes, représentant chacun un aspect de résistance du sol. Cette superposition a été en premier lieu proposée par Terzaghi (1943), elle est exprimée par l'équation (21).

$$q_{\max} = c N_c + q N_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \quad (21)$$

Le terme  $c N_c$  est un terme de cohésion, il représente la charge ultime d'un sol cohérent et frottant, mais non pesant. Le terme  $q N_q$  est un terme de surcharge, il représente la charge ultime d'un sol uniquement frottant et chargé latéralement. Le terme en  $\frac{\gamma B}{2} N_\gamma$  est un terme de surface, il représente la charge ultime pour un sol pesant et frottant uniquement.

Le facteur  $N_q$  est toujours exprimé par la formule proposée par Prandtl (1928), et  $N_c$  est lié à  $N_q$  par une relation basée sur le principe des états correspondants (équation (22)).

$$\begin{aligned} N_c &= (N_q - 1) \cot(\varphi) \\ N_q &= \exp(\pi \tan(\varphi)) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \end{aligned} \quad (22)$$

Le troisième coefficient  $N_\gamma$  est très variable selon les auteurs, on observe une nouvelle expression construite presque dans chaque étude ou publication (Tableau I-1).

Des coefficients correcteurs sont ajoutés pour tenir compte des différentes formes de semelles (coefficients  $s$ ), de la profondeur d'encastrement (coefficients  $d$ ), de l'inclinaison de la charge appliquée (coefficients  $i$ ), de l'inclinaison de la base de la fondation (coefficients  $b$ ) et de l'inclinaison de la surface du sol (coefficients  $g$ ). La capacité portante est exprimée alors par l'équation (23).

$$q_{\max} = c s_c d_c i_c b_c g_c N_c + q s_q d_q i_q b_q g_q N_q + \frac{\gamma B}{2} s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma N_\gamma \quad (23)$$

Tableau I-1 Expressions pour le terme de surface  $N_\gamma$ 

Référence	Formule de $N_\gamma$
Meyerhof (1963)	$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\varphi)$
Brinch Hansen (1970)	$N_\gamma = 1.5(N_q - 1)\tan(\varphi)$
Vesic (1973)	$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan(\varphi)$
Eurocode 7	$N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan(\varphi)$
Suède	$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan(\varphi) \left( \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{5}\right) \exp(1.5\pi \tan(\varphi)) - 1 \right)$ $(0.0875 + 0.03231 \sin(2\varphi) - 0.04836 \sin^2(2\varphi))$
Chen (1975)	$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan(\varphi) \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{5}\right)$

Le problème d'excentricité de la charge est traité en général d'une manière forfaitaire, en effectuant les calculs sur une surface effective obtenue en diminuant les dimensions de la fondation de deux fois l'excentricité dans chaque direction. Cette approche a été proposée par Meyerhof (1963). En se basant sur cette approche, Costet et Sanglerat (1983) ont proposé des coefficients multiplicateurs correcteurs  $e_c$ ,  $e_q$ ,  $e_\gamma$  pour tenir compte de l'excentricité. Ces coefficients sont intégrés dans la formule de Terzaghi, à l'instar des coefficients  $s$ ,  $d$ ,  $i$ ,  $b$ ,  $g$ . D'autre part, des études menées par DeGeBo (*Deutsche Gesellschaft für Bodenmechanik*, Société Allemande pour la Mécanique des Sols) à Berlin ont proposé une réduction forfaitaire moins sévère, qui consiste à diminuer, de 1.14 fois l'excentricité, les dimensions de la fondation dans chaque direction.

L'annexe C liste différents travaux basés sur cette formulation pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles.

### 1.3.2. Calcul de la capacité portante par des essais *in situ*

Les méthodes de ce type sont basées sur des essais *in situ* sur des sols et/ou des fondations. Des corrélations sont ensuite établies entre les résultats des essais et les paramètres des états de rupture des fondations (capacité portante, tassement limite, etc.).

Plusieurs essais de ce type sont utilisés, parmi lesquels, on distingue l'essai au pressiomètre et l'essai au pénétromètre statique.

#### 1.3.2.1. Essai au pressiomètre

Cet essai est effectué suite à la réalisation d'un forage *in situ*. Il permet d'obtenir, à une profondeur donnée, le module pressiométrique  $E_M$  qui caractérise le comportement élastique du sol, la pression limite  $p_l$  qui caractérise l'état de rupture du sol, et la pression de fluage  $p_f$  qui définit le seuil d'élasticité du sol.

Ce protocole expérimental est développé par Louis Ménard dans les années 1960 (Ménard, 1965). Un forage est réalisé jusqu'à une profondeur donnée, puis une sonde dilatable y est introduite. Cette sonde exerce sur les parois du forage une pression croissante. Les déplacements de la paroi causés par cette pression sont mesurés.

L'annexe D de la NF P94-261 définit les procédures de calcul de la capacité portante d'une fondation à partir des résultats de l'essai au pressiomètre, notamment la pression limite  $p_l$ .

#### *1.3.2.2. Essai au pénétromètre statique*

Cet essai a été développé au Pays-Bas dans les années 50, il permet de déterminer les propriétés mécaniques du sol. Un tube muni d'un embout conique est enfoncé dans le sol à vitesse constante et faible. Durant son enfoncement, la résistance à l'enfoncement est mesurée.

L'annexe E de la NF P94-261 définit les procédures de calcul de la capacité portante d'une fondation à partir des résultats de l'essai au pénétromètre.

### **1.3.3. Calcul de la capacité portante par un calcul à la rupture**

#### *1.3.3.1. Principes du calcul à la rupture*

La théorie de calcul à la rupture est une méthode de calcul qui permet d'approcher le domaine de chargements potentiellement supportables par un milieu connaissant sa géométrie, le chargement qui lui est appliqué, et les capacités de résistance des différents matériaux constitutifs. Une formulation mathématique détaillée de cette théorie a été établie dans les travaux de Salençon (1983, 1990, 2002). L'annexe A donne un aperçu des stratégies de la résolution d'un problème mécanique au moyen de cette méthode.

#### *1.3.3.2. Apport au calcul de la capacité portante des fondations superficielles*

Plusieurs études basées sur le calcul à la rupture ont apporté des modifications et des contributions au calcul de la capacité portante des fondations superficielles.

Salençon et Pecker (1995a) ont utilisé cette méthode pour calculer la capacité portante ultime d'une semelle filante de largeur  $B$  sur un sol homogène purement cohésif obéissant au critère de Tresca, avec une résistance à la traction (pas de décollement au niveau de l'interface).

Cette étude a confirmé l'indépendance de la capacité portante de la semelle au poids volumique du sol. Dans une étude postérieure Salençon & Pecker (1995b) ont considéré le décollement au niveau de l'interface et ont trouvé que le poids volumique du sol est un facteur stabilisant. En effet, la capacité portante augmente avec le poids volumique, mais reste bornée par la capacité portante pour le cas de non-décollement.

Pour une charge centrée verticale, ils ont trouvé que la capacité portante est bornée par la valeur  $(\pi + 2) c B$ , calculée par Prandtl pour ce cas. Cette valeur est indépendante de la prise en compte du décollement au niveau de l'interface.

Pour une charge inclinée (composantes verticale N et horizontale T), la borne supérieure obtenue est exprimée par les équations (24) et (25) .

$$\frac{N}{cB} = \frac{3\pi}{2} + 1 - 2|\delta| + \sin(2|\delta|) \quad (24)$$

$$\frac{T}{cB} = -2 \frac{\delta}{|\delta|} \cos(2|\delta|) \quad (25)$$

Où  $\delta$  désigne l'inclinaison de la charge par rapport à la normale.

Quant à la borne inférieure, elle est calculée en considérant le champ de contraintes de Prandtl (Figure I-11). Elle est exprimée par les équations (26) et (27).

$$N = -B \frac{\Sigma_1 + \Sigma_2 - (\Sigma_1 - \Sigma_2) \cos(2\alpha_1)}{2} \quad (26)$$

$$T = -B \frac{(\Sigma_1 - \Sigma_2) \sin(2\alpha_1)}{2} \quad (27)$$

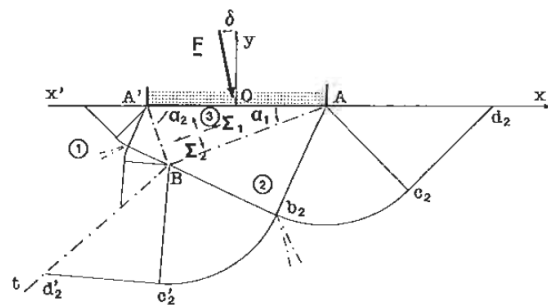


Figure I-11 Champs de contrainte de Prandtl

Dans les équations (26) et (27),  $\Sigma = 2c(1+\alpha)$  pour les deux zones 1 et 2 (Figure I-11).

Dans le cas particulier d'une charge purement tangentielle, la borne inférieure de la capacité portante est égale à  $cB$  (où  $c$  désigne la cohésion du sol, et  $B$  la largeur de la semelle). Cette valeur représente la résistance de l'interface sol-fondation développée par friction.

Ensuite, des approches cinématiques sont appliquées (avec et sans décollement) pour chercher des bornes supérieures de la capacité portante. Quatre mécanismes de rupture différents ont été considérés, et une valeur de la borne supérieure est trouvée pour chacun d'eux.

D'autre part, Pecker et Salençon (1995a, b) ont démontré que l'approche proposée par Meyerhof pour tenir compte de l'excentrement de la charge constitue une borne inférieure de la capacité portante. Par contre, pour le cas de grandes excentricités, cette approche est jugée sévère du fait qu'elle sous-estime la capacité portante (Figure I-12)

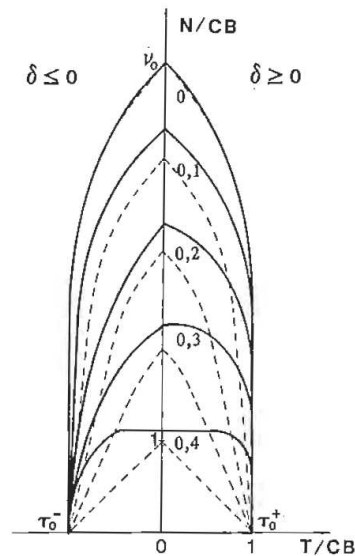


Figure I-12 Capacité portante (borne supérieure en ligne continue) et en appliquant la méthode de réduction forfaitaire (en pointillés) (Pecker et Salençon 1995)

### I.3.3.3. Calcul de la capacité portante sismique des fondations superficielles

La capacité portante sismique est influencée par plusieurs facteurs. Parmi lesquels on peut citer :

- le coefficient de sécurité initial, ainsi que l'excentricité initiale de la charge ;
- la différence entre le torseur de chargements sismiques et celui des chargements statiques : en effet, dans le cas sismique, ce torseur est constitué d'une force verticale, deux forces de cisaillement, deux moments de rotation, et éventuellement un moment de torsion ;
- le niveau élevé des déformations provoquées par le chargement sismique, ainsi que le caractère cyclique de ce chargement : ceci va induire un comportement non linéaire du sol, et une dégradation des propriétés de résistance ;
- la présence de l'eau dans le sol : si le sol est saturé et non cohérent, le risque de liquéfaction devient important et non négligeable ;
- les forces d'inertie induites dans le sol : le passage des ondes sismiques dans le sol va induire des efforts d'inertie. Ces forces réduisent la résistance au cisaillement du sol. Chatzigogos (2007) a calculé la valeur critique des forces d'inertie entraînant la rupture dans le sol. Il a trouvé que, pour les valeurs usuelles de paramètres de sol, cette valeur correspond à un séisme d'accélération de l'ordre de 1g (la plus forte accélération mesurée lors d'une secousse sismique est de 3.8g, lors du séisme Iwate-Miyagi-Neiriku en 2008).

En appliquant la théorie du calcul à la rupture, Pecker (1997) a établi une expression pour la justification de la portance sismique d'une semelle filante. Il s'agit de l'enveloppe des efforts admissibles vis-à-vis des conditions de stabilité sismique (équation (28)). Cette expression a été reprise dans l'annexe F de la partie 5 de l'Eurocode 8.

$$f(\bar{H}, \bar{V}, \bar{M}, \bar{F}) = \frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta\bar{H})^{c_T}}{\bar{V}^a [(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{V}]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{\bar{V}^c [(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{V}]^d} - 1 \leq 0 \quad (28)$$

$$\bar{H} = \frac{H}{V_{\text{lim}}} \quad \bar{V} = \frac{V}{V_{\text{lim}}} \quad \bar{M} = \frac{M}{B V_{\text{lim}}}$$

Dans l'équation (28), H, V et M désignent respectivement l'effort horizontal, l'effort vertical et le moment renversant transmis à une semelle filante de largeur B.  $\bar{H}$ ,  $\bar{V}$  et  $\bar{M}$  désignent les grandeurs normalisées correspondantes. Le terme  $\bar{F}$  désigne les forces d'inertie induites dans le sol lors du passage de l'onde sismique, il est calculé comme suit :

$$\bar{F} = \frac{\rho a_g S B}{c} \quad \text{pour les sols purement cohérents}$$

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \tan(\varphi)} \quad \text{pour les sols purement frottants}$$

Le terme  $a_g$  désigne l'accélération horizontale du sol,  $\rho$  est la masse volumique du sol, S un paramètre caractéristique défini dans le code, B la largeur de la fondation,  $\varphi$  l'angle de frottement interne du sol et c la cohésion du sol.

$V_{\text{lim}}$  désigne la capacité portante ultime de la fondation sous charge verticale centrée.

Les paramètres de l'équation a, b, c, d, e, f, m, k, k',  $c_T$ ,  $c_M$ ,  $c'_M$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  dépendent du type du sol (cohérent ou frottant). Les valeurs de ces paramètres sont données dans le Tableau I-2.  $\gamma_{Rd}$  le coefficient partiel du modèle.

Dans une étude postérieure, Chatzigogos (2007) a adapté cette formule au cas des semelles circulaires. Cette étude traite le cas d'une fondation circulaire de rayon R reposant sur un sol hétérogène purement cohésif, obéissant à un critère de Tresca, avec un gradient vertical positif de cohésion. Le torseur de chargement considéré est constitué d'une force verticale, d'une force horizontale, d'un moment, et de la force d'inertie développée dans le sol suite au passage de l'onde sismique, supposée uniforme. L'interface est considérée sans résistance à la traction, donc un décollement peut y avoir lieu.

L'approche cinématique par l'extérieur du calcul à la rupture est appliquée. L'adaptation proposée consiste à remplacer la valeur de  $V_{\text{lim}}$  donnée par la formule de l'EC8 pour les semelles filantes par une autre valeur donnée par l'expression  $V_{\text{lim}}' = 6.05c \cdot \pi \cdot R^2$ .

Tableau I-2 Paramètres de l'équation de l'annexe F de l'EC8-5

	Sol purement cohérent	Sol purement frottant
<b>a</b>	0,7	0,92
<b>b</b>	1,29	1,25
<b>c</b>	2,14	0,92
<b>d</b>	1,81	1,25
<b>e</b>	0,21	0,41
<b>f</b>	0,44	0,32
<b>m</b>	0,21	0,96
<b>k</b>	1,22	1
<b>k'</b>	1	0,39
<b>Ct</b>	2	1,14
<b>Cm</b>	2	1,01
<b>Cm'</b>	1	1,01
<b>β</b>	2,57	2,9
<b>γ</b>	1,85	2,8

#### 1.3.4. Prise en compte de l'effet 3D pour le calcul de la capacité portante

L'étude du comportement tridimensionnel des fondations superficielles relève de questions sur l'effet de leur forme et sur la non-validité de l'hypothèse des déformations planes. En effet, dans ce cas, les directions horizontales ne sont plus interchangeable à cause de l'absence d'une symétrie axiale (cas de fondations circulaires) ou d'une égalité des dimensions (cas de fondations carrées).

La prise en compte des effets de la forme de la fondation peut être bénéfique : en trois dimensions, les plans de rupture se développent autour de tout le périmètre de la fondation et varient le long de toutes les dimensions, en opposition au cas de déformations planes où les mécanismes se propagent seulement suivant la grande dimension, tout en restant identiques le long de cette dimension. L'hypothèse des déformations planes peut alors entraîner une sous-estimation de la capacité portante. Cet effet bénéfique a été rappelé par Paolucci et Pecker (1997) et par Gourvenec (2006, 2007).

##### 1.3.4.1. Le comportement tridimensionnel dans les normes

Dans les expressions de la capacité portante dans les normes, les effets de forme sont pris en compte en appliquant des coefficients correcteurs ( $s_c$ ,  $s_q$  et  $s_\gamma$ ) qui dépendent du rapport des valeurs des dimensions de la fondation  $B/L$  (équation (29)).

$$q_{\max} = c s_c N_c + q s_q N_q + \frac{\gamma B}{2} s_\gamma N_\gamma \quad (29)$$



Différentes expressions ont été proposées pour ces coefficients correcteurs, elles sont résumées dans le Tableau I-3.

Tableau I-3 Expressions pour coefficients correcteurs relatifs à l'effet de forme

Référence	Expression
<b>Expressions de <math>s_\gamma</math></b>	
DTU 13.12	$s_\gamma = 1 - 0.2B/L$
Normes allemandes	$s_\gamma = 1 - 0.3B/L$
Vésic (1973) – Manuel canadien d'ingénierie des fondations (2013)	$s_\gamma = 1 - 0.4B/L$
Norme de l'ancienne URSS	$s_\gamma = 1 - 0.25B/L$
Meyerhoff (1963)	$s_\gamma = 1 + 0.25 \frac{B}{L} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$
<b>Expression de <math>s_c</math> pour les sols purement cohérents</b>	
Skempton (1951)	$s_c = 1 + 0.2 B/L$
<b>Expression de <math>s_c</math> pour les sols purement frottants</b>	
DTU 13.12	$s_c = 1 + 0.2 B/L$
Norme de l'ancienne URSS	$s_c = 1 + 0.3 B/L$
Skempton (1951)	$s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$
Vesic (1973) – Manuel canadien d'ingénierie des fondations (2013)	$s_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_q - 1} \tan \varphi$
Normes Allemandes – Eurocode 7	$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$ avec $s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \varphi$

#### 1.3.4.2. Le comportement tridimensionnel dans la littérature

Au-delà des normes, la problématique du comportement tridimensionnel est peu traitée dans la littérature.

Gourvenec (2006, 2007) a réalisé une série de simulations numériques sur une fondation rectangulaire pour des ratios B/L différents. Le massif de sol est homogène, il obéit à un critère de Tresca pour un sol cohérent et possède un comportement non drainé.

Les observations montrent que les mécanismes de rupture relatifs à la capacité portante varient en fonction de la forme de la fondation. En effet, la profondeur de la partie au-dessous de la fondation diminue avec l'augmentation du rapport B/L. On observe également un développement de coins de glissement (Figure I-13). L'extension du mécanisme ne varie pas dans la direction longitudinale ( $\approx 0.6 B$ ), tandis qu'elle diminue de  $1.25B$  pour  $B/L=0$  (semelle filante – déformations planes) à  $0.6B$  pour  $B/L=1$  (fondation rectangulaire), indiquant un gain de résistance verticale du système sol fondation (Figure I-14).

D'autre part, les mécanismes de glissement et les mécanismes de renversement sont identiques au cas des déformations planes (Figure I-15).

Les résultats de ces simulations donnés sous forme de courbes dans l'espace des efforts normalisés de champs de vitesse, confirment le caractère bénéfique de la prise en compte du comportement 3D dans le calcul de capacité portante de fondations rectangulaires. En effet, un gain de capacité verticale sur les courbes (H-V) et (V-M) est observé (Figure I-16). La résistance horizontale ne varie pas.

Gourvenec propose une nouvelle expression du coefficient  $s_c$ , afin de limiter les effets de forme bénéfiques pour les fondations rectangulaires ayant des dimensions proches (i.e. quand  $B/L$  tend vers 1) ; cette expression est donnée par l'équation (30).

$$s_c = 1 + 0.214 \frac{B}{L} - 0.067 \left( \frac{B}{L} \right)^2 \quad (30)$$

Une comparaison entre les formules proposées par Gourvenec (2006) et Skempton (1951) pour  $s_c$  est présentée sur la Figure I-17

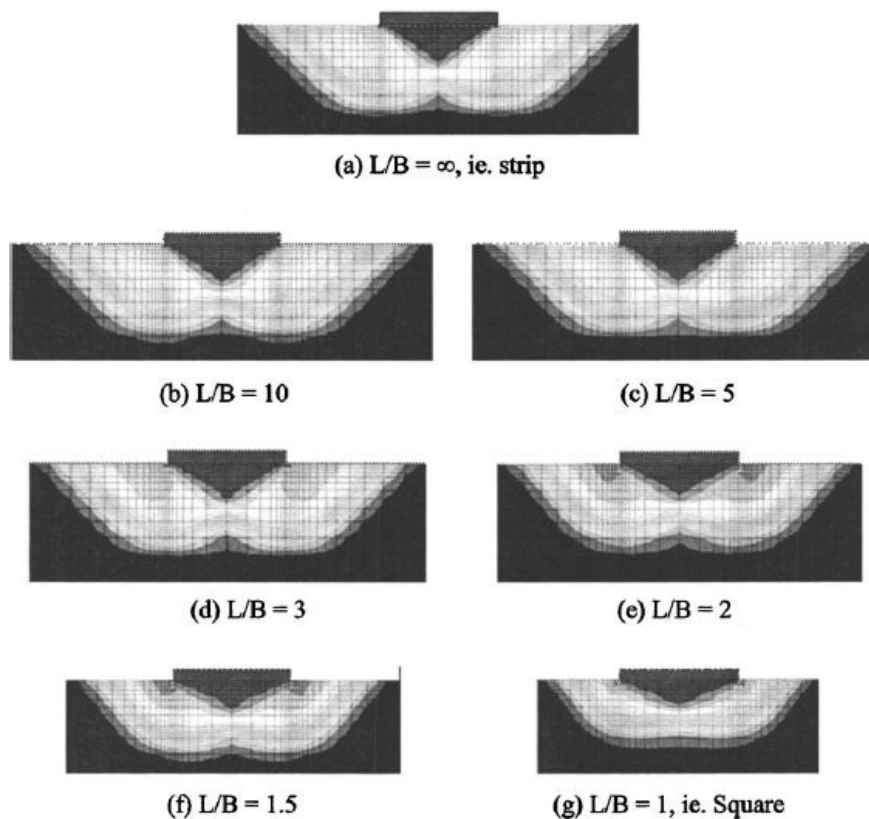


Figure I-13 Mécanismes de rupture pour différents  $L/B$ , coupe transversale (Gourvenec 2006)

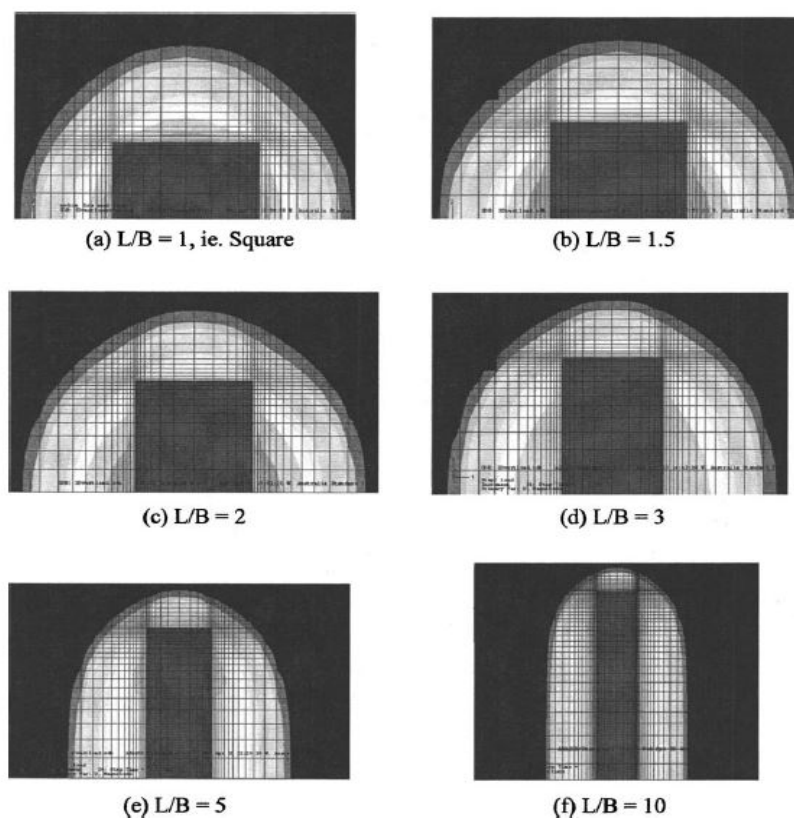


Figure I-14 Mécanismes de rupture pour différents  $L/B$  vue de dessus (Gourvenec 2006)

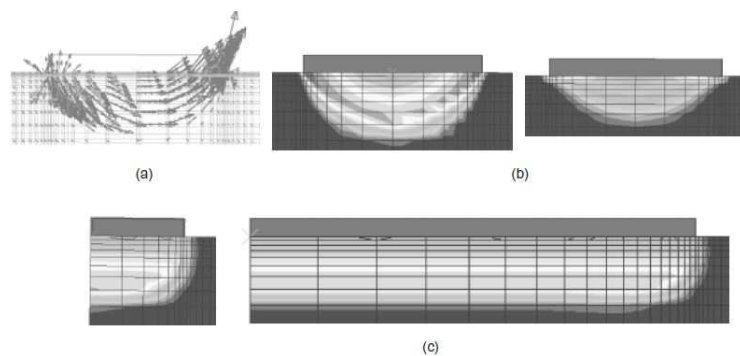


Figure I-15 Mécanismes de rotation, (a) vecteurs déplacement (b) coupes transversales au milieu et au bord de la fondation (c) coupe longitudinale avec zoom sur le bord (Gourvenec 2006)

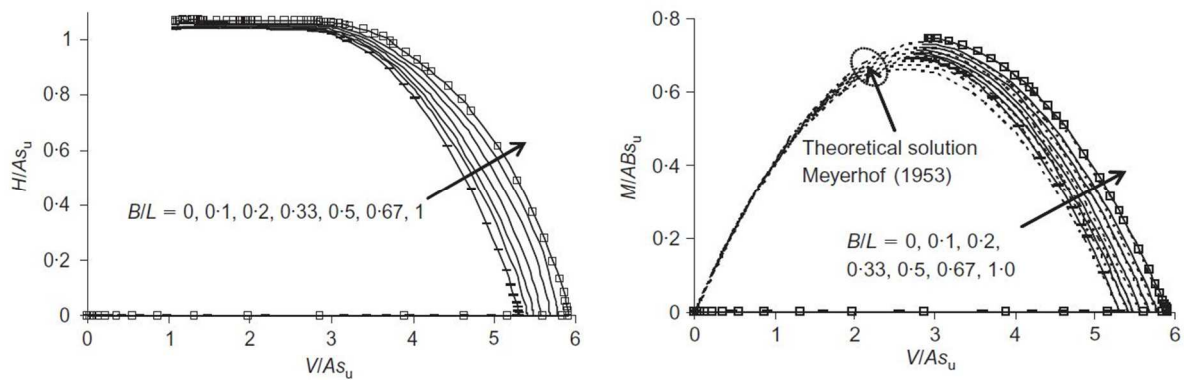


Figure I-16 Courbes V-H et V-M pour différents B/L (Gourvenec 2006)

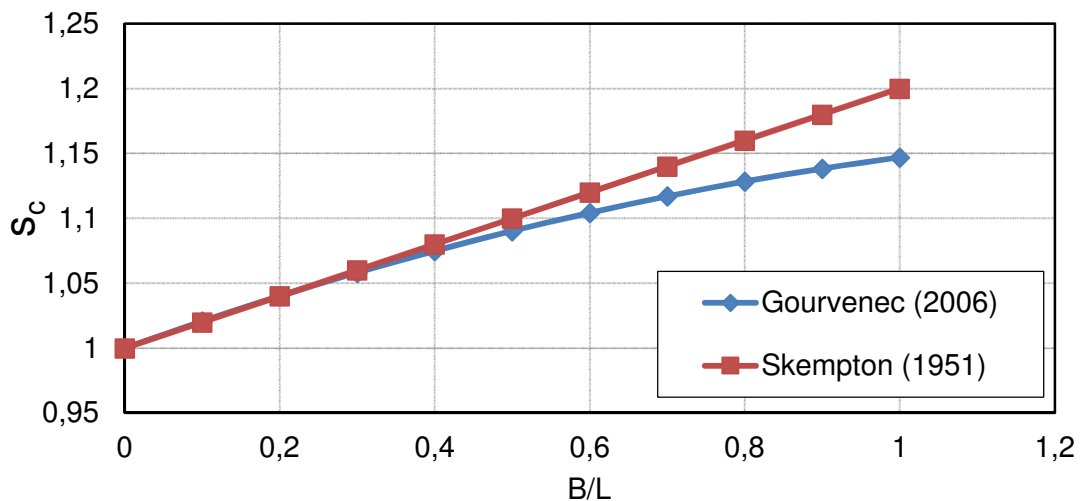


Figure I-17 Expressions proposées par Gourvenec (2006) et Skempton (1951) pour  $s_c$

#### I.3.4.3. Construction des surfaces de charge pour les fondations de forme quelconque

Afin de tenir compte des effets de forme, la surface de rupture pour une fondation rectangulaire peut être construite selon plusieurs méthodes.

##### a) Adaptation des expressions existantes

Cette adaptation se fait en ajoutant des termes qui dépendent de B/L et qui respectent certaines conditions aux limites : celui des semelles filantes quand B/L tend vers 0, et celui des fondations carrées quand B/L tend vers 1.

Cette approche est très simple : un raisonnement analytique suffit pour établir des expressions pour ces termes. En revanche, une telle simplification risque de mener à des erreurs surtout pour les fondations de forme générale (i.e. loin d'être carrées ou filantes).

b) *Construction à partir de simulations et d'essais*

Ceci se fait en réalisant des simulations numériques ou des essais pour balayer la surface suivant différents trajets de déformation. Cette méthode peut donner des résultats proches de la réalité. Néanmoins, elle nécessite une bonne connaissance du comportement du sol dans les conditions de chargement appliquées. Elles peuvent coûter cher en termes de temps de calcul et de mémoire requise pour les simulations numériques et en termes de moyens d'essai pour les campagnes expérimentales.

Grâce à de telles simulations, Gourvenec a construit une surface de rupture pour une fondation rectangulaire avec une interface ayant une résistance nulle à la traction (Figure I-18).

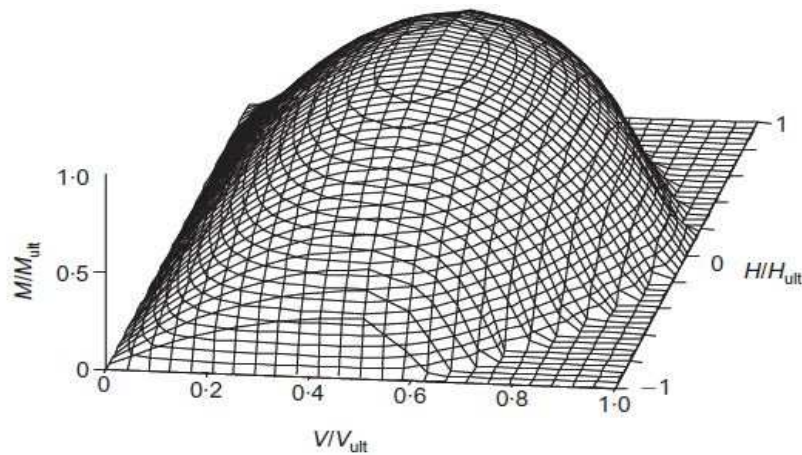


Figure I-18 Surface de rupture d'une fondation rectangulaire (Gourvenec 2006)

c) *Construction à partir du calcul à la rupture*

Cette méthode consiste à effectuer dans le cadre du calcul à la rupture plusieurs simulations faisant intervenir les mécanismes relatifs au cas du comportement tridimensionnel des fondations. Ceci requiert une bonne connaissance des différents mécanismes de rupture (poinçonnement, renversement, glissement), mais peut donner des expressions quasi exactes de la surface de charge.

#### **I.4. Problématique de l'étude du comportement sismique des fondations superficielles**

Cette synthèse bibliographique montre que la simulation du comportement sismique des fondations superficielles et la justification de leur portance vis-à-vis des normes en vigueur mettent en jeu deux aspects à deux échelles variables. Le premier aspect, à l'échelle du site, concerne la propagation des ondes et leur interaction avec la stratigraphie et la topographie du site. Le second aspect, à l'échelle de la structure, concerne son interaction avec le sol suivant plusieurs mécanismes de déformation et de rupture, entraînant des niveaux importants de non linéarités.

La prise en compte de ces aspects nécessite la mise en place de méthodes sophistiquées. En fait, la simulation de la propagation des ondes et la radiation des ondes réfléchies par la structure nécessite la considération d'un volume large de sol dans l'analyse et donc l'utilisation de modèles numériques lourds. De plus, la résolution d'un problème dynamique non linéaire nécessite une discrétisation temporelle assez fine du problème et un calcul itératif pour chacun des pas de temps. On se confronte à des calculs qui peuvent coûter de plus en plus cher en termes de ressources informatiques et de temps.

D'autre part, la justification sismique des fondations superficielles s'effectue à l'aide de méthodes statiques, mettant en œuvre les valeurs maximales des efforts durant l'excitation sismique. Ces efforts sont en général calculés à partir de méthodes négligeant les aspects dynamiques du comportement (ISS, amortissement, etc.). L'inclusion de ces aspects dans la simulation de la réponse sismique des structures et leurs fondations est un verrou important pour des analyses plus réalistes.

Ces points confirment la nécessité de développer des modèles spécifiques pour l'étude du comportement sismique des fondations superficielles. Ces modèles visent à mieux caractériser la réponse sismique des ouvrages et contribuent à l'élaboration de nouvelles normes de justification dynamique tout en gardant la continuité avec les justifications statiques.



Chapitre II :

---

Développement d'un macroélément pour  
les fondations superficielles

---





## II.1. Formulation du macroélément

### II.1.1. Forme de la fondation et variables utilisées

Le macroélément développé dans le cadre de cette thèse permet la simulation du comportement d'une fondation superficielle rectangulaire, soumise à une sollicitation tridimensionnelle statique ou sismique. La formulation du macroélément tient compte de la plasticité du sol sous-jacent et des non linéarités de l'interface sol-fondation.

Le comportement de la fondation est décrit par deux vecteurs de cinq composantes : un vecteur de déplacements  $\{u\}$  et un vecteur d'efforts  $\{F\}$  (Figure II-1). Ces vecteurs sont définis en un ou des points particuliers de la fondation ; un macroélément est installé en chacun de ces points.

Le vecteur  $\{u\}$  (respectivement  $\{F\}$ ) est composé de deux déplacements horizontaux  $u_{hx}$  et  $u_{hy}$  (respectivement deux efforts horizontaux  $H_x$  et  $H_y$ ), un déplacement vertical  $v$  (respectivement un effort vertical  $V$ ), et deux rotations  $\theta_x$  et  $\theta_y$  (respectivement deux moments  $M_x$  et  $M_y$ ). La composante plastique du déplacement est désignée par l'indice *pl*. Ces deux vecteurs sont définis par les équations (31) et (32).

A noter que la rotation autour de l'axe  $z$  (torsion) n'est pas considérée dans cette étude.

$$\{F\} = {}^t(H_x, H_y, V, M_x, M_y) \quad (31)$$

$$\{u\} = {}^t(u_{hx}, u_{hy}, v, \theta_x, \theta_y) \quad (32)$$

$$\{u_{pl}\} = {}^t(u_{hxpl}, u_{hypl}, v_{pl}, \theta_{xpl}, \theta_{ypl})$$

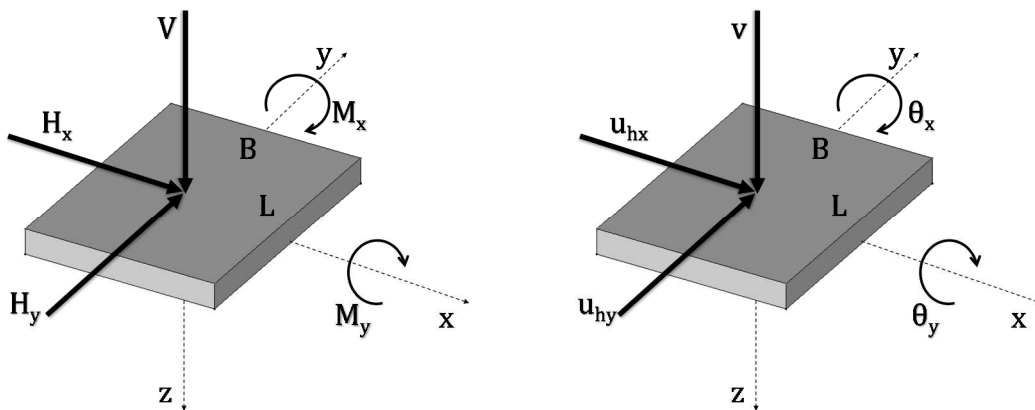


Figure II-1 Définition des variables généralisées qui décrivent le comportement de la fondation

### II.1.2. Comportement élastique de la fondation

A chaque instant, la loi de comportement élastique de la fondation est écrite par l'équation (33).

$$\{F\} = [K] \cdot \{u\} \quad (33)$$

[K] est la matrice de rigidité élastique pour une fondation superficielle, définie par l'équation (34).

$$K = \begin{bmatrix} K_{hx} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{hy} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_v & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{mx} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_{my} \end{bmatrix} \quad (34)$$

Les valeurs des raideurs élastiques sont les parties réelles des impédances fournies par Gazetas (1991).

### II.1.3. Comportement plastique de la fondation

Le comportement plastique de la fondation est décrit par 3 surfaces de charge représentant chacune un mécanisme plastique : glissement, perte de capacité portante et décollement. Ces surfaces définissent, dans l'espace des efforts ( $H_x$ ,  $H_y$ ,  $V$ ,  $M_x$ ,  $M_y$ ), les frontières de la zone dans laquelle un comportement élastique est supposé. Au-delà de cette zone, les surfaces de charges sont susceptibles d'évoluer à l'intérieur d'une zone délimitée par le critère de rupture associé. Les expressions des surfaces de charge et des critères de rupture sont formulées en se basant sur la théorie de plasticité classique et en s'inspirant des prescriptions normatives, notamment celles des Eurocodes. Les projections de ces surfaces dans les plans des efforts sont tracées sur les Figure II-2, Figure II-3 et Figure II-4.

Pour chacune des surfaces, une loi d'écoulement associée est définie. Cette loi donne la direction dans laquelle se développent les déplacements plastiques.

#### II.1.3.1. Glissement

##### 1) Surface de charge

L'expression de cette surface est basée sur le modèle de frottement de Coulomb. Celle-ci est adaptée au cas d'une sollicitation tridimensionnelle (équation (35)).

$$f_s(H, V, M) = \sqrt{H_x^2 + H_y^2} - V \tan(\varphi) - c(BL) \left(1 - 2 \frac{e_B}{B}\right) \left(1 - 2 \frac{e_L}{L}\right) \leq 0 \quad (35)$$

$\varphi$  et  $c$  sont respectivement l'angle de frottement et la cohésion à l'interface sol fondation,  $e_B$  et  $e_L$  sont respectivement les excentricités de la charge verticale suivant les deux directions  $x$  et  $y$ , égales au rapport du moment dans chaque direction à la charge verticale appliquée.

Elles servent à définir la surface résistante au glissement  $A'$ , égale à la surface totale réduite de deux fois l'excentricité (équation (36)).

$$A' = BL \left(1 - 2 \frac{e_B}{B}\right) \left(1 - 2 \frac{e_L}{L}\right) \quad (36)$$

## 2) Loi d'écroûissage cinématique

### Choix de la loi

Afin de prendre en compte les effets cycliques, deux variables d'écroûissage  $q_{hx}$  et  $q_{hy}$  sont ajoutées à la surface de charge en glissement exprimée par l'équation (35). La surface de charge résultante est exprimée par l'équation (37).

$$f_{s-i}(H, V, M, q) = \sqrt{(H_x - q_{hx})^2 + (H_y - q_{hy})^2} - V \tan(\varphi) - c(B - 2e_x)(L - 2e_y) \leq 0 \quad (37)$$

L'expression du critère de rupture correspondant est obtenue en remplaçant  $q_{hx}$  et  $q_{hy}$  par leurs valeurs limites respectives  $q_{hx-lim}$  et  $q_{hy-lim}$  (équation (38)).

$$f_{s-o}(H, V, M, q) = \sqrt{(H_x - q_{hx-lim})^2 + (H_y - q_{hy-lim})^2} - V \tan(\varphi) - c(B - 2e_x)(L - 2e_y) \leq 0 \quad (38)$$

Les variations de  $q_{hx}$  et  $q_{hy}$  sont calculées par l'équation (39).

$$\begin{aligned} dq_{hx} &= dq_h \, du_{hx} / du_h \quad \text{and} \quad dq_{hy} = dq_h \, du_{hy} / du_h \\ du_h &= \sqrt{du_{hx}^2 + du_{hy}^2} \end{aligned} \quad (39)$$

La variable  $dq_h$  définit la variation du centre cinématique dans l'espace des efforts. Sa valeur est définie à partir d'une loi d'écroûissage cinématique (équation (40)). Cette loi est inspirée d'un modèle construit par Armstrong & Frederick (1966) pour la prise en compte de l'effet Bauschinger dans l'écroûissage des matériaux, et présenté dans Lemaitre et Chaboche (2008).

$$\begin{aligned} dq_h &= H_h \exp(-\gamma u_{hpl}^c) du_{hpl} \, \text{signe}(H - q_h) \\ du_{hpl} &= \sqrt{du_{hxpl}^2 + du_{hypl}^2} \end{aligned} \quad (40)$$

Dans l'équation (40),  $H_h$  et  $\gamma$  désignent des paramètres relatifs à la loi d'écroûissage,  $du_{pl}$  l'incrément de déplacement plastique.  $u_{pl}^c$  est le déplacement plastique cumulé à chaque

$$\text{instant : } u_{hpl}^c = \sum_{i=1}^n |du_{hpl}(i)|$$

### Calcul des paramètres $H_h$ et $\gamma$

Les paramètres  $H_h$  et  $\gamma$  de la loi d'écroûissage sont définis à partir de simulation de la réponse d'une fondation sous charge statique. Ils dépendent des caractéristiques du sol sous la fondation.

- A l'instant  $t=0$ , le déplacement plastique cumulé est nul, l'expression de  $dq_h$  est donnée par l'équation (41).

$$dq_h = H_h du_{hpl} \quad (41)$$

Donc  $H_h$  peut être défini comme étant la valeur de la pente à l'origine de la courbe de l'effort horizontal en fonction du déplacement horizontal plastique. Elle peut être prise égale à la valeur de la raideur élastique horizontale, afin d'assurer la continuité de l'allure entre les parties linéaire et non linéaire de cette courbe

- Le paramètre  $\gamma$  est homogène à l'inverse d'un déplacement de référence  $u_{pl}^r = 1/\gamma$ . Le terme  $\exp(-\gamma u_{hpl}^c)$  de l'équation de la loi d'écroûissage (équation (40)) définit la fraction de l'écroûissage cinématique maximal déjà écoulé. L'écroûissage maximal est défini par l'équation (42).

$$q_{lim} = \lim_{n \rightarrow \infty} \sum_{i=1}^n dq_h^i = \frac{H_h}{\gamma} \quad (42)$$

Pour un déplacement plastique cumulé  $u_{pl}^{ult}$  égal à 5 fois  $u_{pl}^r$ , on atteindra 99% de l'écroûissage cinématique limite. On suppose que  $u_{pl}^{ult}$  représente un déplacement horizontal à la rupture et par suite, le paramètre  $\gamma$  peut être calculé par l'équation (43).

$$\gamma = \frac{1}{u_{pl}^r} = \frac{5}{u_{pl}^{ult}} \quad (43)$$

La valeur du déplacement horizontal maximal à la rupture  $u_{pl}^{ult}$  peut être définie à partir de simulations numériques ou calibrée à partir de résultats d'essai. En pratique, elle peut être estimée à la moitié du tassement maximal de la fondation.

#### II.1.3.2. Perte de capacité portante

##### 1) Surface de charge

L'expression de cette surface est inspirée du critère prescrit dans l'Eurocode 7 (CEN, 1996). Elle se base sur la justification de l'effort vertical  $V$  par rapport à une limite d'élasticité sous charge verticale centrée  $V_{lim}$ , réduite en fonction de l'inclinaison et l'excentrement de la charge. L'équation (44) donne l'expression de cette surface.

$$f_b(H, V, M) = V - V_{lim} \left(1 - \frac{4}{\pi} \Theta\right)^2 \left(1 - 2 \frac{e_B}{B}\right) \left(1 - 2 \frac{e_L}{L}\right) \leq 0 \quad (44)$$

La valeur de  $V_{lim}$  est calée à partir de simulations par éléments finis ou de résultats d'essais in situ,  $\Theta$  est l'inclinaison de la charge appliquée sur la fondation en radians et  $e_B$  et  $e_L$  sont respectivement les excentricités de la charge verticale suivant les deux directions  $x$  et  $y$ . Les excentricités sont égales au rapport du moment dans chaque direction à la charge verticale appliquée.

Le critère de rupture associé est donné par l'équation (45).

$$f_{b\infty}(H, V, M) = V - V_r \left(1 - \frac{4}{\pi} \Theta\right)^2 \left(1 - 2 \frac{e_B}{B}\right) \left(1 - 2 \frac{e_L}{L}\right) \leq 0 \quad (45)$$

Où  $V_r$  désigne la charge de rupture sous charge verticale centrée. Le tassement obtenu pour cette valeur de charge est noté  $v_r$ . En pratique, ce tassement est égal au dixième de la petite dimension de la fondation.

## 2) Fonction d'écroûissage isotrope

### Choix de la fonction

Pour reproduire l'évolution des tassements irréversibles dans le sol, une fonction d'écroûissage  $R$  faisant évoluer la surface de charge à l'intérieur du critère de rupture par perte de capacité portante est établie. Elle correspond à une augmentation de la limite d'élasticité sous charge verticale centrée  $V_{lim}$  en fonction du tassement plastique engendré  $v_{pl}$ . Elle est intégrée dans l'expression de la surface de charge (équation (44)), qui devient (équation (46)). :

$$f_{b-i}(H, V, M, R) = V - (V_{lim} + R) \left(1 - \frac{4}{\pi} \Theta\right)^2 \left(1 - 2 \frac{e_B}{B}\right) \left(1 - 2 \frac{e_L}{L}\right) \leq 0 \quad (46)$$

L'expression de la fonction d'écroûissage  $R$  est obtenue à partir de simulations de la réponse de fondations sous charge verticale centrée. Dans notre cas, c'est une fonction hyperbolique donnée par l'équation (47).

$$R(V_r, V_{lim}, v_{pl}, v_0) = (V_r - V_{lim}) \frac{|v_{pl}|}{|v_{pl}| + |v_0|} \quad (47)$$

$V_r$  désigne la charge de rupture, elle correspond à la limite de la charge verticale appliquée à la fondation lorsque le tassement tend vers une valeur maximale de rupture et  $v_{pl}$  représente le tassement plastique de la fondation, c'est la variable d'écroûissage du mécanisme de capacité portante.

$v_0$  est un paramètre qui contrôle la vitesse de variation de la fonction d'écroûissage  $R$ .

*Calcul de  $v_0$* 

Le paramètre  $v_0$  est homogène à un tassement. Sa variation obéit aux conditions limites suivantes :

- Au déclenchement du mécanisme de perte de capacité portante ( $V=V_{lim}$ ,  $v_{pl} = 0$ ), la pente de la courbe de la charge verticale en fonction du tassement est égale à la raideur verticale  $K_v$ . Cette condition se traduit par l'équation (48).

$$v_{0(v_{pl}=0)} = \frac{V_r - V_{lim}}{K_v} \quad (48)$$

- Quand l'état de rupture est atteint ( $V=V_r$ ,  $v_{pl} = v_r - V_{lim}/K_v$ ), la valeur de  $v_0$  sera nulle. Cette condition se traduit par l'équation (49).

$$v_0\left(v_{pl} = v_r - \frac{V_{lim}}{K_v}\right) = 0 \quad (49)$$

Conformément à ces deux conditions, l'évolution de  $v_0$  peut être écrite par l'équation (50).

$$v_0 = \frac{V_r - V_{lim}}{K_v} \left[ 1 - \frac{v_{pl} + \frac{V_{lim}}{K_v}}{v_r} \right] \quad (50)$$

*II.1.3.3. Décollement**1) Surface de charge*

Cette surface de charge est basée sur la vérification que la fraction de surface effective de la fondation, i.e. la surface obtenue en réduisant les dimensions dans les deux directions de deux fois l'excentricité (Figure II-5), est supérieure à une valeur seuil  $\kappa$ . La forme générale du critère s'écrit par l'équation (51).

$$f_o(V, M) = \kappa - \left(1 - 2 \frac{e_B}{B}\right) \left(1 - 2 \frac{e_L}{L}\right) = \kappa - \left(1 - 2 \frac{M_x}{BV}\right) \left(1 - 2 \frac{M_y}{LV}\right) \leq 0 \quad (51)$$

Dans les règles de la NF P94-261, le seuil  $\kappa$  est fixé à 1/15. En deçà de cette valeur, on suppose un renversement de la fondation.

D'autre part, le retour d'expérience sur le décollement des fondations a montré que le décollement est initié pour une surface effective égale à la moitié de la surface de la fondation ( $\kappa = 1/2$ ), et que le renversement survient quand la surface effective s'annule ( $\kappa = 0$ ). Ces valeurs ont été confirmées également à partir des simulations du comportement d'une fondation rectangulaire réalisées à l'aide du logiciel Dynaflo par Crémer (2001).

En se basant sur ces simulations, la surface de charge s'exprime par l'équation (52) :

$$f_o(V, M) = \frac{1}{2} - \left(1 - 2 \frac{e_B}{B}\right) \left(1 - 2 \frac{e_L}{L}\right) = \frac{1}{2} - \left(1 - 2 \frac{M_x}{BV}\right) \left(1 - 2 \frac{M_y}{LV}\right) \leq 0 \quad (52)$$

Le critère de rupture est décrit par l'équation (53).

$$f_{o\infty}(V, M) = - \left(1 - 2 \frac{e_B}{B}\right) \left(1 - 2 \frac{e_L}{L}\right) = - \left(1 - 2 \frac{M_x}{BV}\right) \left(1 - 2 \frac{M_y}{LV}\right) \leq 0 \quad (53)$$

## 2) Loi d'écroissage cinématique

Afin de prendre en compte les effets de dégradation cyclique, deux variables d'écroissage  $q_{M_x}$  et  $q_{M_y}$  sont ajoutées à la surface de charge en décollement (équation (51)). L'expression de la surface résultante est donnée par l'équation (54).

$$f_{o-i}(V, M, q) = \frac{1}{2} - \left(1 - 2 \frac{|M_x - q_{M_x}|}{BV}\right) \left(1 - 2 \frac{|M_y - q_{M_y}|}{LV}\right) \leq 0 \quad (54)$$

Les variations des variables  $q_{M_x}$  et  $q_{M_y}$  sont décrites par une loi qui dérive d'une relation liant le moment et la rotation d'une fondation. Cette relation a été établie à partir de simulations numériques réalisées par Crémer (2001) et s'écrit par l'équation (55).

$$\frac{M}{M_0} = 2 - \frac{\theta_0}{\theta} \quad (55)$$

Où  $M_0$  et  $\theta_0$  sont respectivement le moment d'initiation du décollement de la fondation et la rotation correspondante. Les indices x et y correspondant aux moments autour des deux axes x et y sont négligés. En posant  $M = M_0 + q_M$  et  $\theta = \theta_0 + \theta_{pl}$ , on obtient l'expression de l'équation (56).

$$q_M = M_0 \left(1 - \frac{\theta_0}{\theta_0 + \theta_{pl}}\right) \quad (56)$$

Et sous forme incrémentale (équation (57)).

$$dq_M = M_0 \frac{\theta_0}{(\theta_0 + \theta_{pl})^2} d\theta_{pl} \quad (57)$$

La Figure II-2 montre la surface de charge initiale ( $f_s$ ) et actuelle ( $f_{s-i}$ ) ainsi que la surface de rupture ( $f_{s\infty}$ ) pour le critère de rupture en glissement. La Figure II-3 montre la surface de charge initiale ( $f_b$ ) et actuelle ( $f_{b-i}$ ) ainsi que la surface de rupture ( $f_{b\infty}$ ) pour le critère de rupture par perte de capacité portante. La Figure II-4 montre la surface de charge initiale ( $f_o$ ) et actuelle ( $f_{o-i}$ ) ainsi que la surface de rupture ( $f_{o\infty}$ ) pour le critère de rupture en décollement.



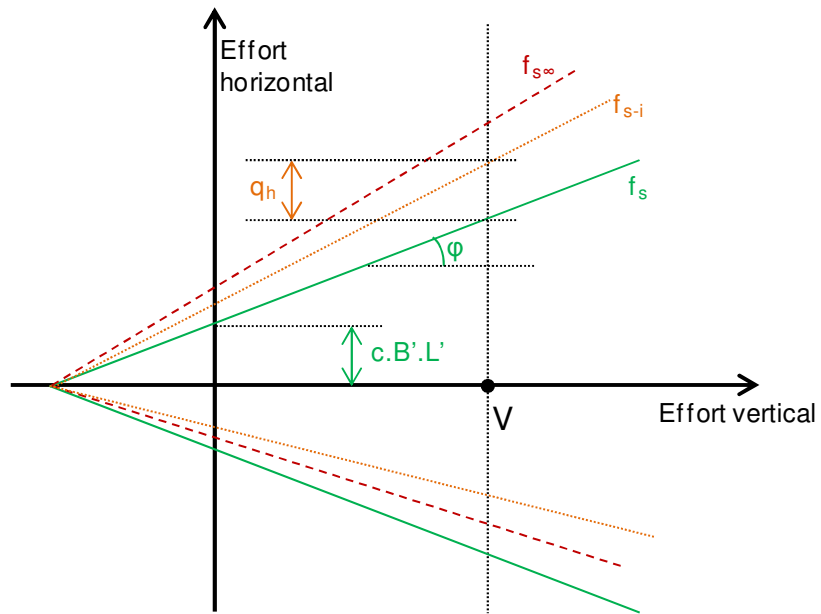


Figure II-2 Surfaces de charges pour le mécanisme de glissement

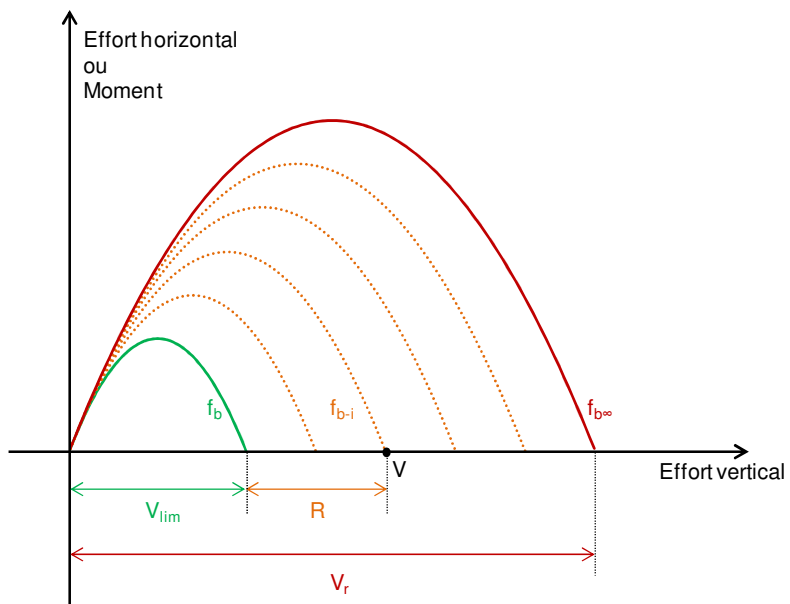


Figure II-3 Surfaces de charges pour le mécanisme de capacité portante

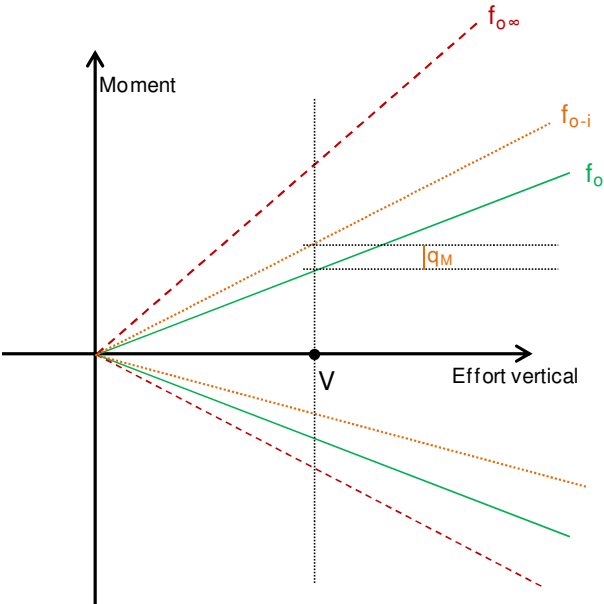


Figure II-4 Surfaces de charges pour le mécanisme de décollement

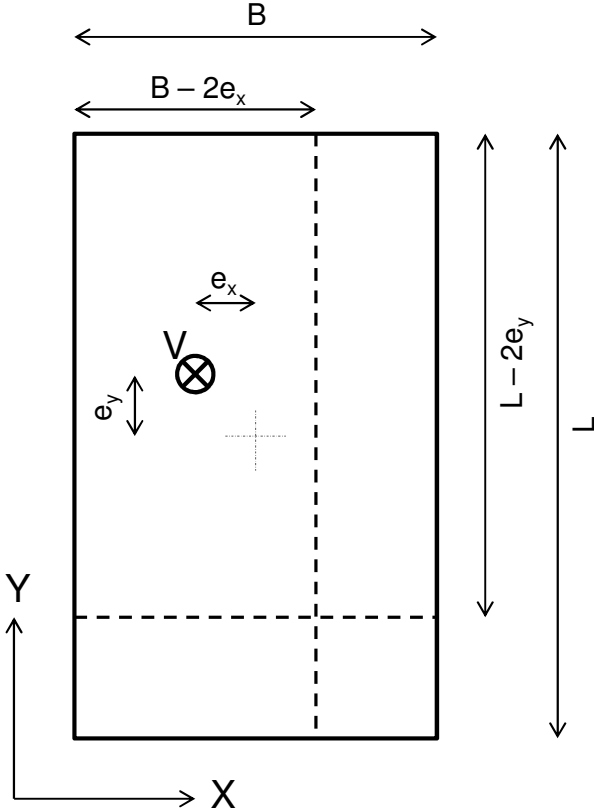


Figure II-5 Définition de la surface de semelle effective

## II.2. Prise en compte de l'encastrement

La prise en compte de l'effet de la profondeur d'encastrement des fondations est un sujet important de l'ingénierie des fondations. Cet effet est toujours bénéfique, et contribue à la stabilité des fondations sous charges statique et sismique.

Pour prendre en compte cet effet dans un macroélément, il convient d'étudier l'influence de l'encastrement sur les raideurs, la capacité portante et la résistance au glissement.

### II.2.1. Effet de l'encastrement sur les raideurs élastiques

L'encastrement d'une fondation superficielle conduit à l'augmentation des raideurs élastiques de la fondation due aux effets du confinement. Dans la littérature, il existe des expressions des raideurs de fondations encastrees. Cette raideur est majorée par rapport à celle d'une fondation superficielle proportionnellement à la profondeur d'encastrement.

D'autre part, Bell (1991) a montré à partir de simulations par éléments finis que des termes de couplage doivent être ajoutés à la matrice de raideur. Ces termes servent à coupler la translation  $u_{hx}$  (resp.  $u_{hy}$ ) et la rotation  $\theta_x$  (resp.  $\theta_y$ ). Des expressions pour ces termes sont trouvées dans la littérature (Gazetas, 1991). La matrice de raideur pour une fondation encastree est donnée par l'équation (58) :

$$K = \begin{bmatrix} K_{hx} & 0 & 0 & K_{hmx} & 0 \\ 0 & K_{hy} & 0 & 0 & K_{hmy} \\ 0 & 0 & K_v & 0 & 0 \\ K_{hmx} & 0 & 0 & K_{mx} & 0 \\ 0 & K_{hmy} & 0 & 0 & K_{my} \end{bmatrix} \quad (58)$$

### II.2.2. Effet de l'encastrement sur la capacité portante

Un autre effet de l'encastrement des fondations superficielles est l'augmentation de la capacité portante sous charge verticale centrée de la fondation. Dans les expressions pour le calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle, l'encastrement est pris en compte par un terme de profondeur. Ce terme est exprimé en fonction de la profondeur d'encastrement, de la masse volumique du sol, et d'un terme  $N_q$  et d'un coefficient correcteur  $d_q$ .

De plus, les autres termes (de cohésion et de surface) sont majorés au moyen de coefficients correcteurs  $d_c$  et  $d_\gamma$  pour tenir compte de l'encastrement. Des expressions pour ces termes sont présentes dans la littérature.

En résumé, cet effet est considéré dans le macroélément en ajoutant aux valeurs des capacités portantes  $V_{lim}$  et  $V_r$  le terme de profondeur  $qN_q d_q$  (équation (59)).

$$V'_{lim,r} = V_{lim,r} + qN_q d_q \quad (59)$$

### II.2.3. Effet de l'encastrement sur la résistance au glissement

Quand une fondation encadrée est excitée horizontalement par un séisme, les couches de sol adjacentes vont induire d'une part un effort de poussée qui s'ajoute à l'effort horizontal, et d'autre part, un effort de butée qui s'ajoute à la résistance au glissement de la fondation.

En prenant en compte ces deux efforts, l'expression de la surface de charge relative au mécanisme de glissement sera donnée par l'équation (60).

$$f_s(H, V, M) = \sqrt{H_x^2 + H_y^2} - V \tan(\varphi) - c(BL) \left(1 - 2 \frac{e_B}{B}\right) \left(1 - 2 \frac{e_L}{L}\right) - \frac{1}{2} \gamma D^2 (K_{ad} - K_{pd}) \leq 0 \quad (60)$$

où  $K_{ad}$  et  $K_{pd}$  désignent les coefficients de poussée et de butée dynamiques du sol dans lequel la fondation est encadrée,  $D$  est la profondeur d'encastrement et  $\gamma$  est le poids volumique du sol.

## II.3. Adaptation aux chargements dynamiques

### II.3.1. Prise en compte de la viscoplasticité

#### II.3.1.1. Effet de la vitesse de chargement sur le comportement

La viscoplasticité désigne la dépendance du comportement non élastique vis-à-vis de la vitesse de chargement. Un comportement viscoplastique se caractérise par une augmentation de la résistance apparente au cisaillement proportionnelle à la vitesse de chargement. Dans les lois de comportement, cette dépendance est prise en compte par une adaptation du critère de rupture ou de la loi d'écoulement du sol (I.1.2.4).

#### II.3.1.2. Introduction d'une variable d'écrouissage viscoplastique

Afin de prendre en compte l'effet de la vitesse de chargement sur le comportement du sol, une variable d'écrouissage est ajoutée à l'expression de la surface de charge relative au mécanisme de rupture par perte de capacité portante (équation 43).

Cette variable est définie conformément aux règles de viscoplasticité classique. Elle permet de reproduire l'augmentation de la résistance apparente du sol dans le même sens que la vitesse du chargement appliqué. Du point de vue rhéologique, ceci est équivalent à l'ajout d'un amortisseur en parallèle du mécanisme de plasticité correspondant.

L'expression de la surface de charge avec la variable d'écrouissage viscoplastique est donnée par l'équation (61).

$$f(H, V, M) = V - \left( \frac{\dot{v}_{pl}}{v_{pl0}} \right)^\alpha (V_{lim} + R) \left(1 - \frac{4}{\pi} \Theta\right)^2 \left(1 - 2 \frac{e_x}{B}\right) \left(1 - 2 \frac{e_y}{L}\right) \quad (61)$$

### II.3.1.3. Détermination des paramètres de la variable viscoplastique

La variable d'érouissage viscoplastique utilisée met en jeu 2 paramètres :

- $v_{pl0}$  : une vitesse de déplacements plastiques de référence :

Cette valeur définit le seuil au-delà duquel l'effet de la viscosité est observé. En deçà de cette valeur, le chargement est suffisamment lent pour que l'effet viscoplastique soit négligeable.

- $\alpha$  : un paramètre caractéristique de la viscosité du sol :

Ce paramètre est défini de la manière suivante : on considère un intervalle de vitesse de chargement  $[\dot{v}_{pl1}, \dot{v}_{pl2}]$  sur lequel la résistance apparente est multipliée par un coefficient  $k$ . D'après l'expression de la surface de charge viscoplastique, la valeur de  $\alpha$  est calculée par l'équation (62).

$$\alpha = \frac{\ln(k)}{\ln\left(\frac{\dot{u}_{pl2}}{\dot{u}_{pl1}}\right)} \quad (62)$$

La Figure II-6 donne les variations de la variable d'érouissage  $\left(\frac{\dot{v}_{pl}}{v_{pl0}}\right)^\alpha$  pour différentes valeurs de  $\alpha$  (avec  $v_{pl0} = 1 \times 10^{-3}$ ) et  $v_{pl0}$  (avec  $\alpha = 0.04$ ).

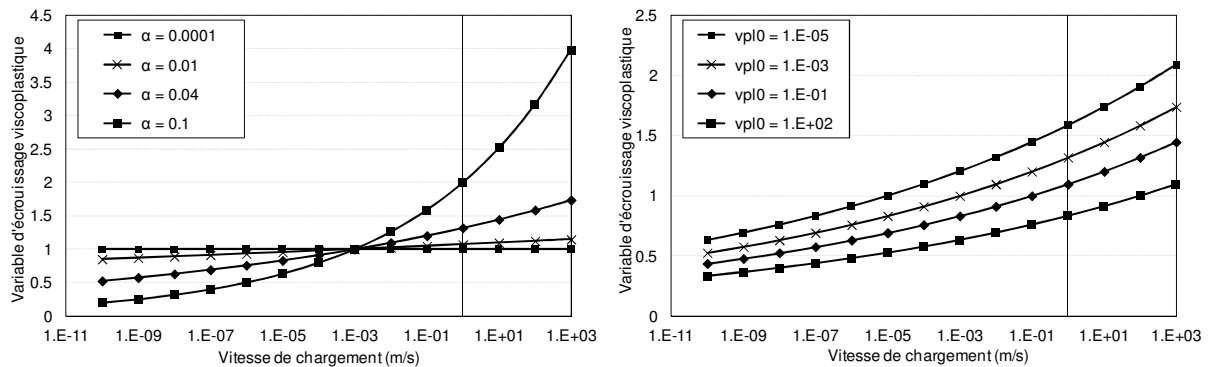


Figure II-6 Effet de la viscoplasticité sur la résistance du sol

### II.3.2. Prise en compte des efforts d'inertie dans le sol

Pendant un séisme, le passage des ondes sismiques dans le sol donne lieu à des forces d'inertie. Celles-ci sont équilibrées par des contraintes dynamiques, qui mobilisent une partie de la résistance au cisaillement du sol entraînant une diminution de la capacité portante du sol sous la fondation.

### II.3.2.1. Prise en compte des efforts d'inertie dans l'Eurocode 8

Afin de tenir compte de la diminution de la capacité portante causée par les efforts d'inertie sismique, le Manuel canadien d'ingénierie des fondations (2013) recommande une réduction forfaitaire de 15 à 20% de la capacité portante statique.

D'autre part, l'équation du critère de rupture par perte de capacité portante donnée dans l'annexe F de la partie 5 de l'Eurocode 8 prend en compte l'effet des efforts d'inertie sismiques dans le sol explicitement (équation (63)).

$$f(\bar{H}, \bar{V}, \bar{M}, \bar{F}) = \frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta\bar{H})^{c_T}}{\bar{V}^a [(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{V}]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{\bar{V}^c [(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{V}]^d} - 1 \leq 0 \quad (63)$$

$$\bar{H} = \frac{H}{V_{\text{lim}}} \quad \bar{V} = \frac{V}{V_{\text{lim}}} \quad \bar{M} = \frac{M}{B V_{\text{lim}}}$$

Dans l'équation (63), H, V et M désignent respectivement l'effort horizontal, l'effort vertical et le moment renversant transmis à une semelle filante de largeur B.  $\bar{H}$ ,  $\bar{V}$  et  $\bar{M}$  désignent les grandeurs normalisées correspondantes. Le terme  $\bar{F}$  désigne les forces d'inertie induites dans le sol lors du passage de l'onde sismique, il est calculé comme suit :

$$\bar{F} = \frac{\rho a_g S B}{c} \quad \text{pour les sols purement cohérents}$$

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \tan(\varphi)} \quad \text{pour les sols purement frottants}$$

Le terme  $a_g$  désigne l'accélération horizontale du sol,  $\rho$  est la masse volumique du sol, S un paramètre caractéristique défini dans le code, B la largeur de la fondation,  $\varphi$  l'angle de frottement interne du sol et c la cohésion du sol.

Le critère de rupture dépend alors d'une accélération de calcul  $a_g$  (équation (63)). Les limites acceptables pour la charge verticale, son inclinaison et son excentrement diminuent quand cette accélération augmente. La Figure II-7 donne la projection du critère dans les plans V-M et V-H pour un sol frottant, et pour différentes accélérations du sol. Les valeurs des accélérations considérées correspondent aux limites des zones réglementaires en France Métropolitaine.

### II.3.2.2. Prise en compte des efforts d'inertie dans le macroélément

#### 1) Calcul avec une capacité portante réduite

Dans l'équation de l'annexe F de la partie 5 de l'Eurocode 8,  $V_{\text{lim}}$  représente la capacité portante verticale de la semelle étudiée. Cette valeur peut être calculée par plusieurs méthodes.

Pour le cas des sols frottants,  $N_\gamma$  est le coefficient qui domine le calcul de cette valeur. Ce coefficient est calculé à partir de formules très variables. La courbe de la Figure II-8 représente graphiquement les variations de  $N_\gamma$  pour différents angles de frottement interne et différentes formules. Les écarts observés entre les différentes expressions sont calculés dans le Tableau II-1.

Pour les valeurs de  $\phi$  de l'ordre de 30 à 40°, un écart de l'ordre de 30% peut être obtenu sur la valeur de  $N_\gamma$  et par suite pour la valeur de la capacité portante statique verticale  $V_{lim}$ . Pour montrer l'effet de cet écart sur le calcul de la portance sismique, la formule de l'EC8 est utilisée pour calculer la capacité portante sismique d'une fondation sur un sol purement frottant. La fondation est de 2 m de largeur, elle est posée sur un sol purement frottant de masse volumique 1400 Kg/m<sup>3</sup>. L'angle de frottement interne est égal à 35°.

Les courbes V-M obtenues pour différentes valeurs de  $a_g$  sont comparées aux courbes obtenues en appliquant une réduction forfaitaire à la valeur de  $V_{lim}$  (10%, 20%, 30%) sous accélération nulle. Ces comparaisons sont montrées sur la Figure II-9.

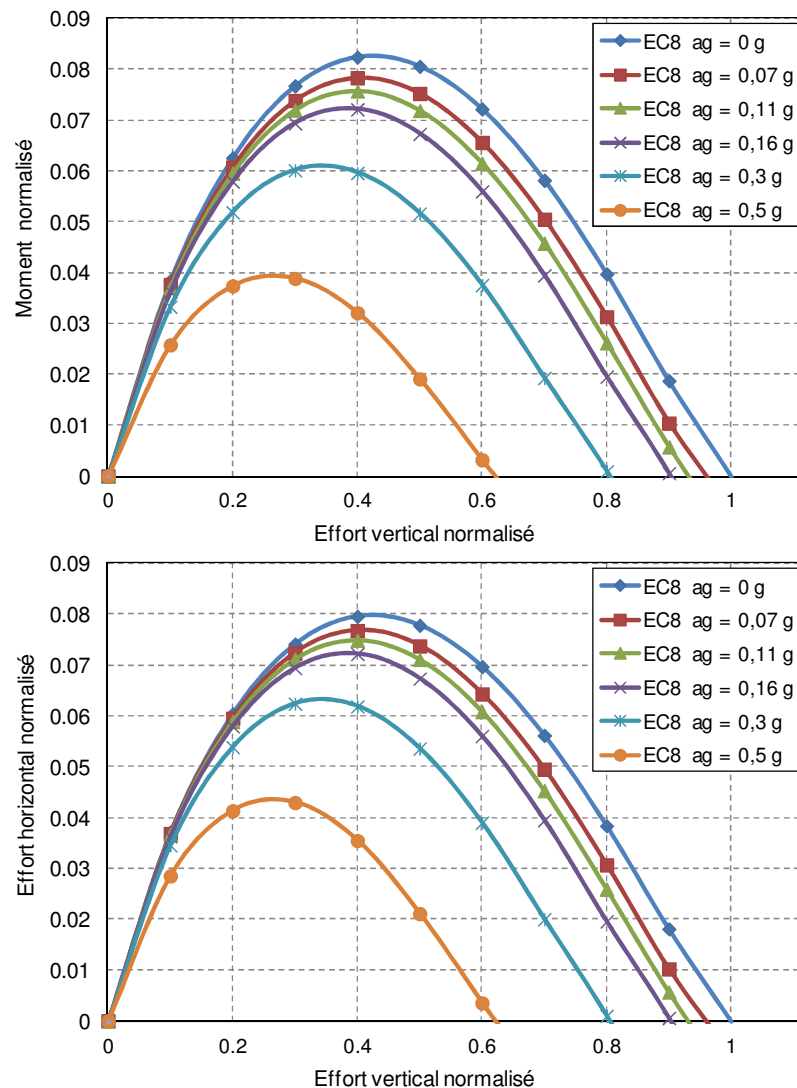


Figure II-7 Courbes V-M et V-H pour différentes accélérations

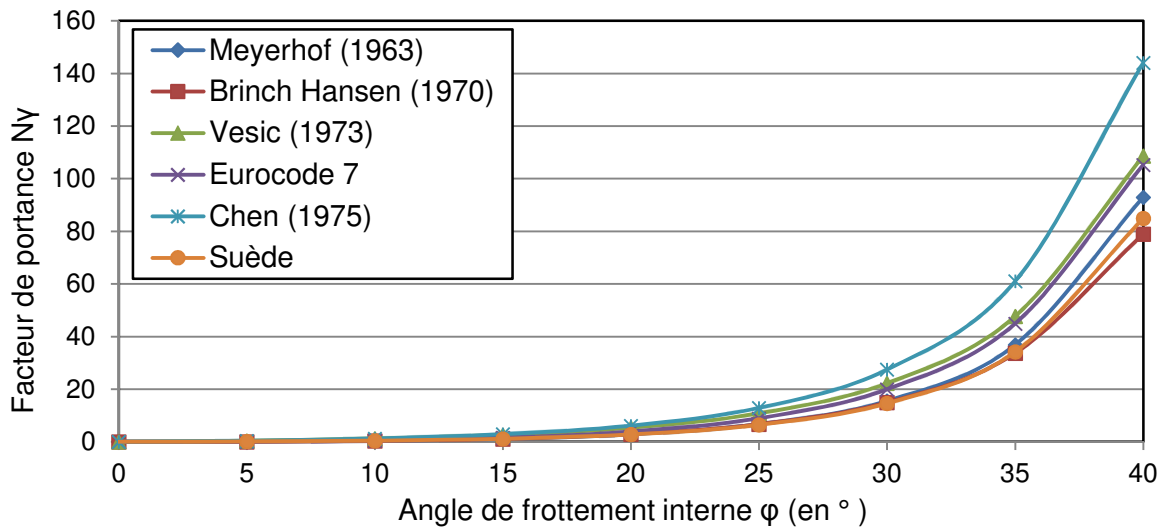


Figure II-8 Variation du terme de surface  $N_\gamma$  pour différents angles de frottement

Tableau II-1 Ecart maximal entre les valeurs de  $N_\gamma$  pour les différentes valeurs de  $\phi$

$\phi$ (en °)	5	10	15	20	25	30	35	40
<b>Ecart (%)</b>	84,6	70,1	57,4	47,3	40,4	34,3	29,4	27,3



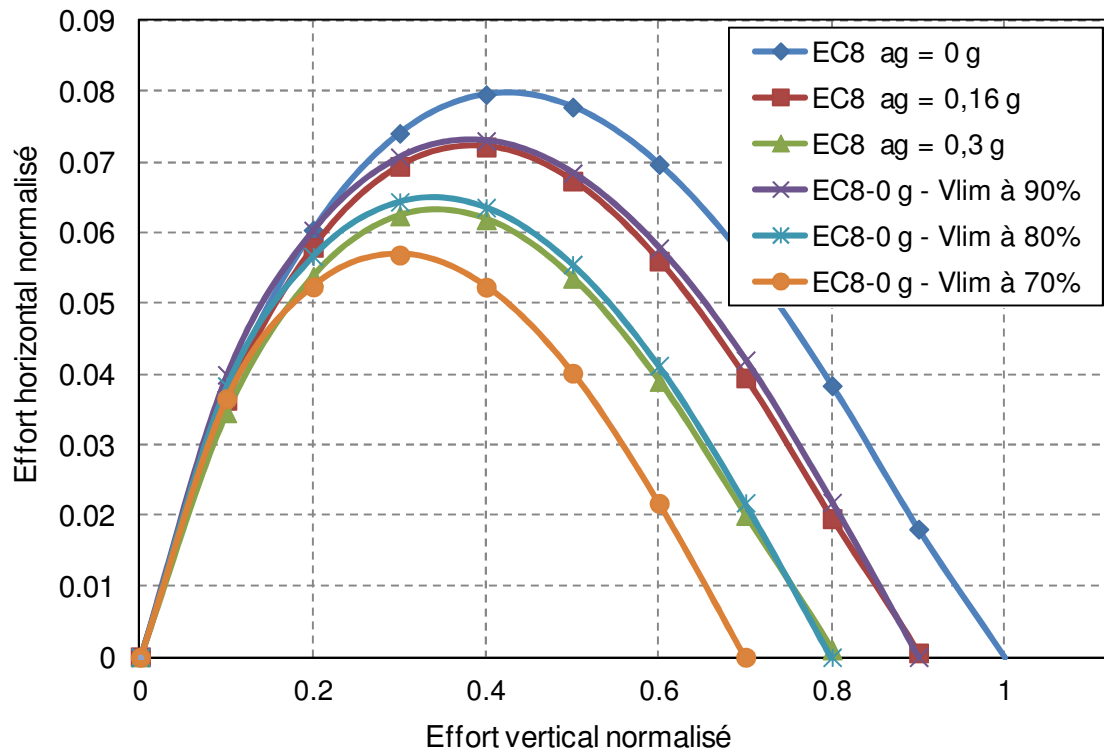
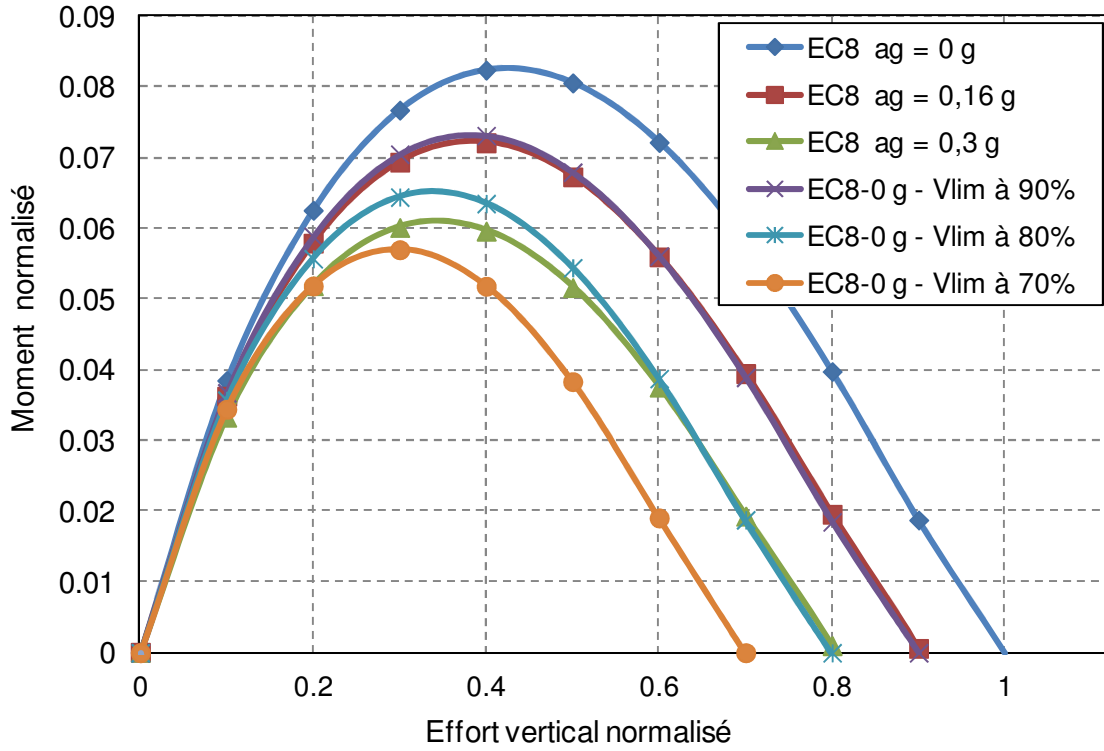


Figure II-9 Calcul de la résistance sismique avec une capacité portante statique réduite

Les courbes M-V et H-V obtenues après la réduction forfaitaire de 20% de la capacité portante limite sous charge verticale centrée coïncident avec les courbes correspondant à une accélération du sol de 1.6 m/s<sup>2</sup> (limite de la zone de sismicité modérée).

Ce résultat a servi comme base de réflexions à la méthodologie qui doit être mise en place afin de prendre en compte les efforts d'inertie. Il peut également servir à des vérifications rapides pour des fondations en zones de sismicité faible, voire modérée.

## 2) *Modification du critère de rupture par perte de capacité portante*

Dans ce contexte, une approche qui consiste à appliquer des transformations homothétiques à la surface de charge  $f_b$  sous chargement statique afin de prendre en compte l'effet des forces d'inertie est proposée. Ces transformations sont définies par des coefficients exprimés en fonction de l'accélération dans le sol lors du séisme. La définition de ces coefficients se base sur les formules de l'Eurocode 8.

Pour cela, on s'appuie sur les deux points suivants :

- la diminution de la capacité portante verticale doit être correctement reproduite,
- les diminutions de l'excentrement et de l'inclinaison maximaux doivent être correctement reproduites.

Comme la valeur de la capacité portante verticale est définie par l'intersection de la courbe V-M (ou V-H) avec l'axe V, une première modification consiste à réduire la capacité portante par un facteur multiplicatif comme le montre l'équation (64).

$$V'_{lim} = \alpha(a_g) V_{lim} = V_{lim} (1 - m \bar{F}(a_g))^k \quad (64)$$

$\bar{F}$  désigne la force d'inertie dans le sol, fonction de l'accélération; m, k, et k' sont des coefficients dépendants du type du sol.

D'autre part, afin de tenir compte de la variation du moment maximal, une deuxième modification consiste à réduire le pic de la courbe V-M en fonction de l'accélération. Dans l'expression de la surface de charge considérée, ceci consiste à appliquer un coefficient multiplicateur  $\beta(a_g)$  à la valeur de l'excentrement de la charge comme le montre l'équation (65).

$$M'_{x,y} = \beta(a_g) M_{x,y} = M_{x,y} \left[ 1 + \exp(\eta(a_g - a_{g0})) \right] \quad (65)$$

k et  $a_{g0}$  sont calées analytiquement pour représenter la diminution du moment normalisé acceptable en fonction de l'accélération de calcul  $a_g$ . L'expression de la surface de charge pour le critère de capacité portante sera donnée par l'équation (66).

$$f_b(H, V, M, R) = V - \alpha(V_{lim} + R) \left( 1 - \frac{4}{\pi} \Theta \right)^2 \left( 1 - 2 \frac{\beta e_B}{B} \right) \left( 1 - 2 \frac{\beta e_L}{L} \right) \leq 0 \quad (66)$$

### 3) Définition de l'accélération de calcul $a_g$

Les modifications appliquées au critère de rupture relatif à la capacité portante dépendent d'une valeur de l'accélération du sol  $a_g$ . La prise en compte appropriée de l'effet des efforts d'inertie dans le sol nécessite donc une définition appropriée de la valeur de  $a_g$ . Pour cela, différentes alternatives peuvent être considérées. Dans la suite, l'accélérogramme  $Acc$  utilisé comme donnée d'entrée du calcul sismique est supposé être discrétisé en  $n$  pas de temps, l'accélération à un instant donné  $t$  est notée  $a(t)$ .

*$a_g$  égale au PGA du signal sismique*

Dans les cas courants, la valeur  $a_g$  est égale à la valeur absolue maximale de l'accélérogramme  $Acc$  (équation (67)).

$$a_g(t) = \max_{i=[1,n]} |a(i)| \quad (67)$$

Cette définition de  $a_g$  est simple, mais peut entraîner une surestimation des effets du mouvement sismique incident, et par suite de la réduction du critère de rupture, d'autant que la valeur maximale du signal est atteinte pour une courte durée.

*$a_g$  égale au maximum actuel du signal sismique*

Pour pallier le problème précédent, une autre alternative pour définir  $a_g$  est proposée. Elle consiste à prendre une valeur  $a_g$  égale à la valeur absolue maximale actuelle du signal sismique (équation (68)).

$$a_g(t) = \max_{i=[1,t]} |a(i)| \quad (68)$$

Cette définition pour  $a_g$  est moins conservatrice que la dernière définition. Néanmoins, elle peut entraîner des surestimations des effets du mouvement sismique du fait que la valeur maximale du signal sismique est souvent atteinte durant les premières phases du chargement. Cette valeur sera prise en compte dans le calcul pour la suite de l'étude, qui en général, correspond aux phases moins fortes de  $Acc$ .

*$a_g$  égale à l'accélération à l'instant courant*

La définition de  $a_g$  comme étant un maximum absolu ou actuel du signal sismique peut entraîner des surestimations significatives de la réduction appliquée au critère de rupture. Pour éviter ces surestimations, une alternative consiste à considérer l'accélération du sol  $a_g$  égale à la valeur absolue de l'accélération du signal sismique à tout instant  $t$  (équation (69)).

$$a_g(t) = |a(t)| \quad (69)$$

Cette définition de  $a_g$  permet d'éviter des surestimations, mais par contre entraîne une forte variation du critère de rupture. En effet, des réductions et des majorations de la capacité portante peuvent se suivre durant le calcul, ce qui est incompatible avec le principe de l'irréversibilité des déplacements plastiques. De plus, l'accélération à l'instant courant du signal, qui est une donnée d'entrée de l'étude sismique, n'est pas nécessairement égale à

l'accélération actuelle de la fondation à ce même instant, d'où la nécessité d'une proposition plus adéquate qui vérifie l'équilibre au niveau de la loi de comportement ainsi qu'au niveau du modèle global.

*a<sub>g</sub> est calculée à partir de l'algorithme de calcul plastique*

Pour éviter les problèmes liés à la surestimation possible des efforts d'inertie sismique et au non-respect de l'équilibre au niveau de la loi de comportement, une nouvelle alternative est proposée, où l'accélération de calcul a<sub>g</sub> est égale à la dérivée seconde du déplacement plastique par rapport au temps à chaque instant t (équation (70)).

$$a_g(t) = \frac{d^2 v_{pl}}{dt^2} \quad (70)$$

Dans cette alternative, la valeur de a<sub>g</sub> est considérée comme une variable d'écroûissage, elle régit l'évolution du critère de rupture dans l'espace des chargements. Elle est exprimée en fonction du multiplicateur plastique et est calculée à partir de l'application du principe de la consistance à chaque instant. L'algorithme de résolution permettant le calcul de la valeur de a<sub>g</sub> à chaque instant est expliqué dans le paragraphe II.4.3.4.

### ***II.3.3. Prise en compte de la radiation des ondes dans le sol***

Dans le paragraphe I.2.4.6, des méthodes permettant la prise en compte de l'amortissement radiatif ont été citées. L'usage de l'une ou l'autre de ces méthodes dépend du cas d'étude, et la manière dont le sol est modélisé.

Pour adapter le macroélément à la prise en compte de cet effet, les deux méthodes sont utilisées séparément en fonction de la configuration du modèle sol fondation (II.4.1).

Dans le cas où le sol est modélisé aux éléments finis, une frontière absorbante est ajoutée à ses bords. Il s'agit d'une couche de sol ayant les mêmes propriétés mécaniques que le sol adjacent, en plus de paramètres d'amortissement qui permettent une atténuation de l'onde incidente. Ces termes sont calibrés en se basant sur le modèle d'amortissement de Rayleigh. Ce modèle décompose l'amortissement en deux termes : le premier dépend de la raideur et le second dépend de la masse. L'amortissement est écrit par l'équation (71).

$$[C] = a[M] + b[K] \quad (71)$$

Où [C], [M] et [K] sont respectivement la matrice d'amortissement, de masse et de raideur d'un élément de la couche absorbante ; a et b sont les coefficients d'amortissement de Rayleigh. Les termes sont calibrés pour que l'amortissement réduit ait une valeur quasi constante sur une gamme de fréquence prédéfinie. L'amortissement réduit  $\xi$  pour une pulsation  $\omega$  est défini par l'expression de l'équation (72).

$$\xi(\omega) = \frac{a}{2\omega} + \frac{b\omega}{2} \quad (72)$$

Le doublet  $a=100$  et  $b=0.005$  permet d'avoir un amortissement réduit  $\xi=1$  pour une large gamme de fréquence (Figure II-10). Il sera utilisé pour les simulations où le sol est modélisé explicitement.

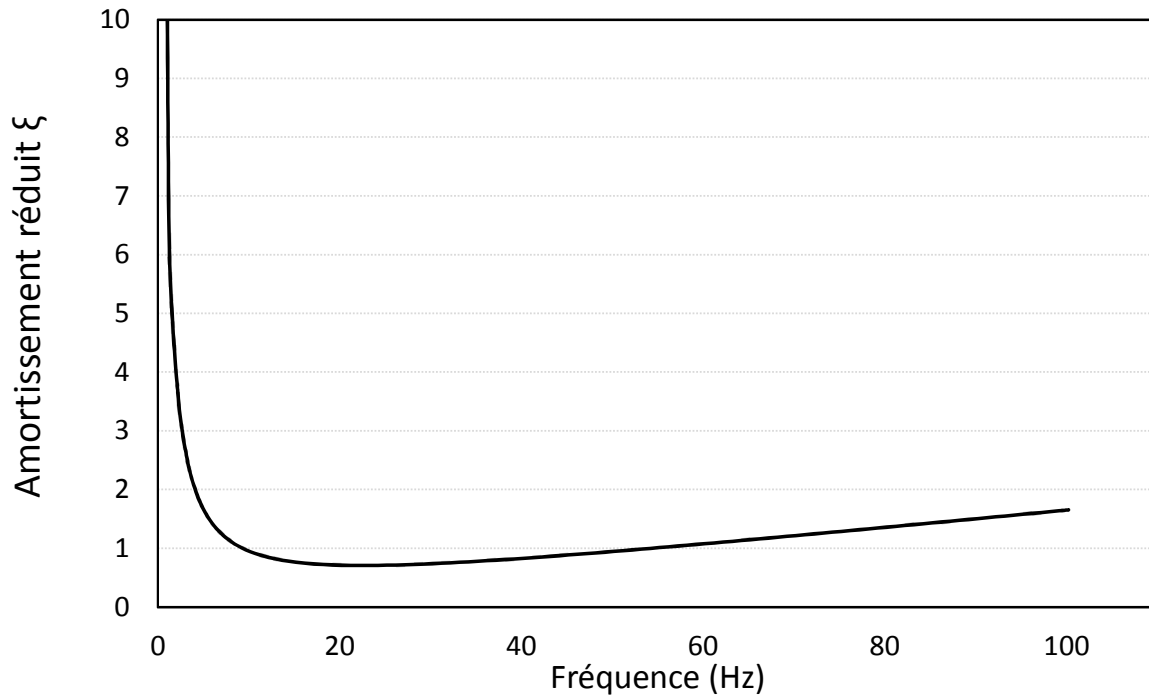


Figure II-10 Coefficients d'amortissement pour la couche absorbante

Dans le cas où le sol n'est pas modélisé aux éléments finis, l'impédance complexe de la fondation est considérée. La partie imaginaire de cette impédance qui définit l'amortissement relatif à une pulsation  $\omega$  est calculée à partir du modèle de cône (équation (73)).

$$C = K \cdot \frac{(2 - \nu) \pi \omega V_s}{8 R} \quad (73)$$

Où  $K$  désigne la raideur statique de la fondation circulaire équivalente de rayon  $R$ ,  $V_s$  la vitesse de propagation des ondes dans le sol,  $\nu$  le coefficient de Poisson du sol.

## II.4. Implémentation numérique du macroélément

### II.4.1. Différentes configurations de modèles sol-fondation

Dans ce paragraphe, trois alternatives pour la modélisation d'un problème d'ISS au moyen d'un macroélément sont présentées :

- un modèle avec un **macroélément concentré** ;
- un modèle avec des **macroéléments distribués** ;
- un modèle avec un **macroélément hybride** : un modèle EF couplé à un macroélément.

Pour chaque alternative, le macroélément est couplé différemment au sol, en fonction du niveau de complexité requis. Pour les trois alternatives, le comportement des différents éléments est supposé linéaire élastique. C'est l'intervention du macroélément qui va apporter la contribution des non linéarités au comportement.

#### II.4.1.1. Modèle avec un macroélément concentré (Single Macroelement Model SMM)

Dans ce modèle, la fondation est supposée infiniment rigide. Son comportement est formulé au moyen de variables généralisées (forces et déplacements) définies en son centre. Un macroélément placé en ce point simule l'interaction dynamique non linéaire entre la fondation et le sol sous-jacent (Figure II-11). La radiation des ondes dans le milieu semi infini est représentée par des fonctions d'impédances complexes.

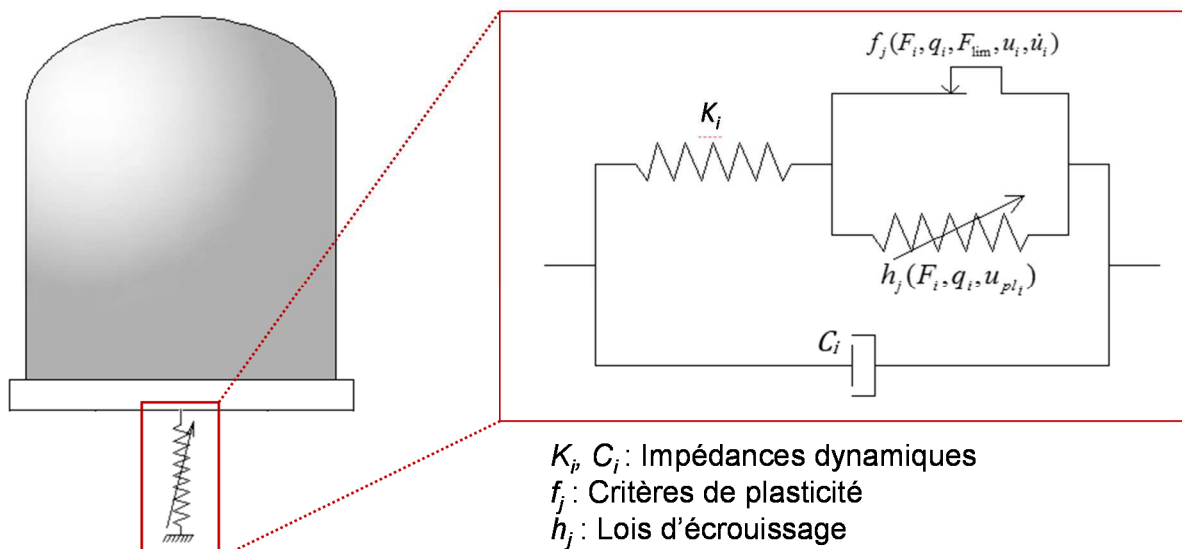


Figure II-11 Modèle avec un macroélément concentré (SMM)

L'hypothèse de la rigidité infinie de la fondation limite l'application de ce modèle à des fondations de petites dimensions. Les effets des hétérogénéités dans le sol ne sont pas directement pris en compte.

### II.4.1.2. Modèle avec des macroéléments distribués (Distributed Macroelements Model DMM)

Ce modèle se présente comme une généralisation du modèle précédent. Dans ce modèle, le comportement de la fondation est formulé au moyen de variables généralisées (forces et déplacements) définies en plusieurs points de l'interface sol fondation. Des macroéléments placés en ces points simulent l'interaction dynamique non linéaire entre la fondation et le sol sous-jacent (Figure II-12). La radiation des ondes dans le milieu semi infini est représentée par des fonctions d'impédances complexes. Si la fondation est supposée rigide, les macroéléments auront les mêmes propriétés. Dans le cas contraire, chaque macroélément aura des propriétés différentes, dépendantes de son emplacement.

Les nombreux macroéléments permettent la représentation de la variabilité spatiale du comportement et de l'excitation sismique. Ce modèle est très adapté pour l'étude des fondations de grandes dimensions et des structures sur plusieurs appuis (immeubles de hauteur moyenne, ponts, etc.).

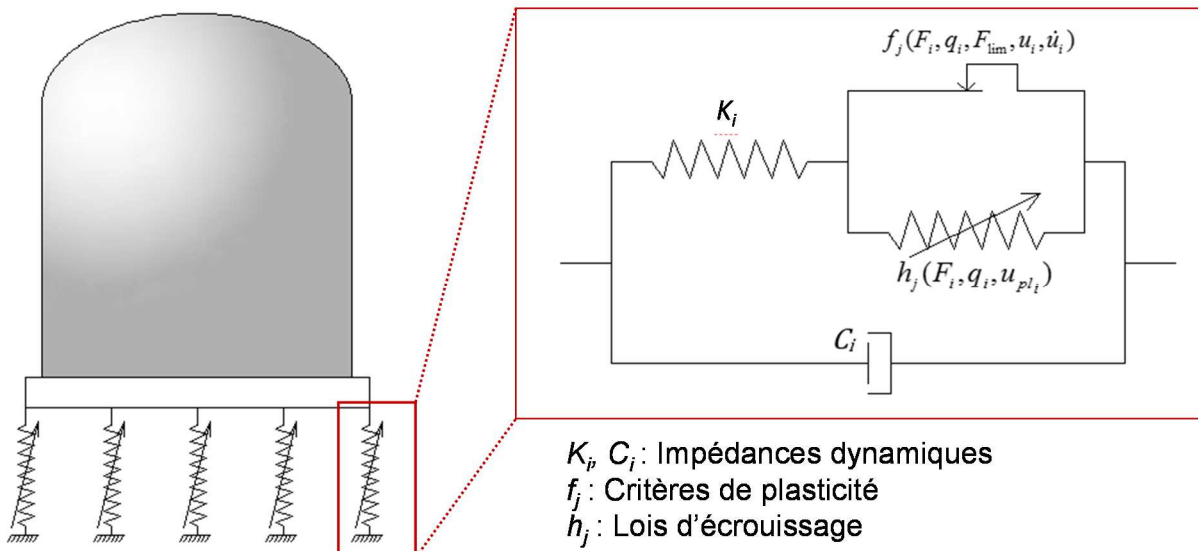


Figure II-12 Modèle avec des macroéléments distribués (DMM)

### II.4.1.3. Modèle avec un macroélément hybride (Hybrid Macroelement Model HMM)

Dans ce modèle, la fondation repose sur un massif de sol discrétisé en éléments finis. Le comportement de la fondation est formulé au moyen de variables généralisées (forces et déplacements) définies au centre de la fondation, ou en plusieurs nœuds de l'interface. Les non linéarités sont concentrées en ces nœuds, et le comportement du sol est supposé élastique linéaire (Figure II-13). La propagation des ondes est directement modélisée par éléments finis, et des couches absorbantes sont ajoutées aux bords du modèle pour éviter les réflexions parasites.

Cette configuration est adaptée aux cas des fondations d'ouvrages réels et de grandes dimensions, elle permet de plus une modélisation directe des hétérogénéités dans le sol. L'excitation enregistrée en profondeur peut être appliquée directement à la base du massif.

Néanmoins, le coût du calcul reste relativement élevé, vu le grand nombre de nœuds en jeu. De plus, les frontières absorbantes doivent être proprement définies.

Le Tableau II-2 résume les 3 approches avec leurs avantages et inconvénients

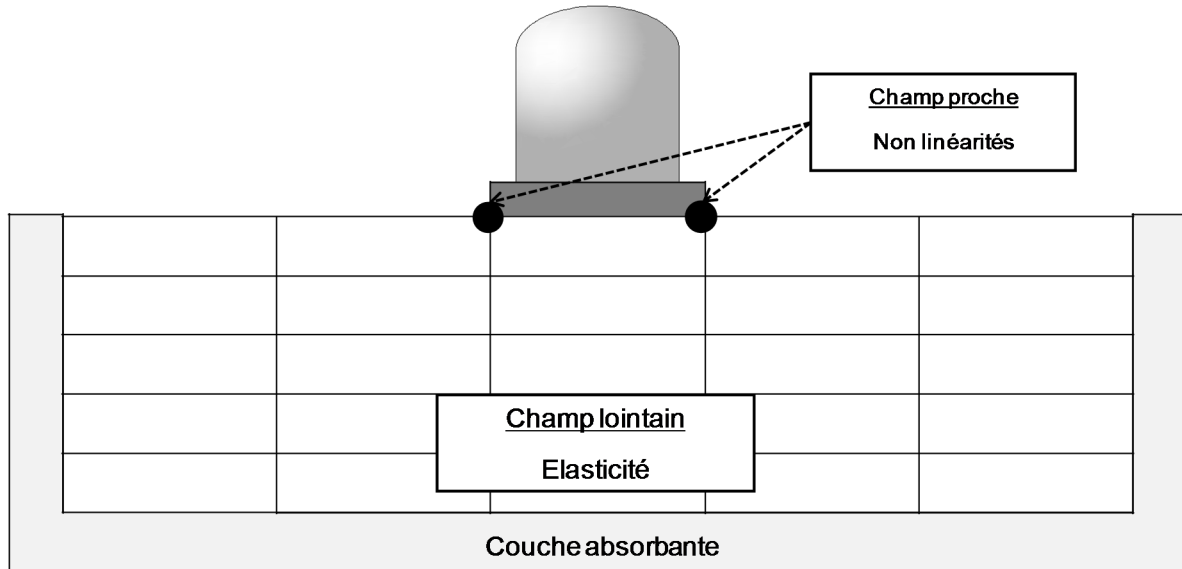
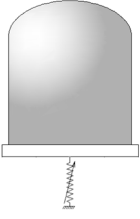
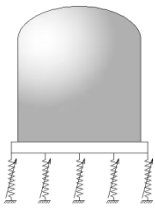
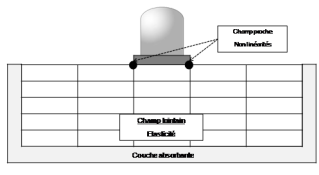


Figure II-13 Modèle avec un macroélément hybride (HMM)



Tableau II-2 Comparaison entre les 3 alternatives pour modéliser un problème d'ISS

<b>Configuration</b>			
<b>Implémentation</b>	Logiciel de calcul EF, Excel, Matlab	Logiciel de calcul EF	
<b>Coût de calcul</b>	Significativement réduit		Faiblement réduit
<b>Sollicitation appliquée</b>	Enregistrement en surface		Onde incidente ou mouvement fond de puits
<b>Radiation des ondes</b>	Fonctions d'impédance		Frontières absorbantes
<b>Applicabilité aux ouvrages réels</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- L'ouvrage peut être représenté par un (des) oscillateur(s)</li> <li>- L'ouvrage peut être modélisé en vraie grandeur.</li> </ul>		
<b>Applicabilité aux grandes dimensions</b>	Pas adaptée (fondation infiniment rigide)	Adaptée (représentation directe de la fondation)	
<b>Modélisation des sols multicouches</b>	Nécessite le calcul de nouvelles valeurs d'impédances		Directe

#### II.4.2. Emplacement dans le code EF

Le macroélément est implémenté au sein de la méthode des éléments finis. Il est installé au niveau d'un ensemble prédéfini de nœuds dénoté ME. La définition de l'ensemble ME varie selon le modèle ISS adopté : il s'agit du centre de la fondation pour un modèle SMM, de points particuliers de l'interface sol fondation pour un modèle DMM et des nœuds du champ proche pour un modèle HMM. On suppose que les non-linéarités sont concentrées en ces nœuds et un comportement élastique linéaire est supposé ailleurs. Les étapes de calcul visualisées par l'organigramme de la Figure II-14 sont les suivantes :

- Etape 1 : Récupération des déplacements nodaux  
Les déplacements nodaux aux nœuds de l'ensemble ME sont récupérés. Pour chaque nœud, il s'agit d'un vecteur de déplacement 3D calculé par le code de résolution dynamique.
- Etape 2 : Calcul du vecteur des déplacements généralisés  
Le vecteur de déplacements généralisés  $\{u\}$  est calculé à partir des déplacements nodaux
- Etape 3 : Calcul du vecteur des efforts généralisés  
Un vecteur d'efforts généralisés d'essai  $\{F\}^T$  est calculé en multipliant  $\{u\}$  par la matrice de rigidité élastique  $[K]$

- Etape 4 : Vérification du vecteur  $\{F\}^tr$  vis-à-vis des critères de plasticité
  - o Si tous les critères de plasticité sont vérifiés,  $\{F\}$  sera égal à  $\{F\}^tr$ .
  - o Si au moins un critère de plasticité est dépassé, un algorithme de calcul plastique est appliqué dans le but de corriger le vecteur d'efforts généralisés d'essai  $\{F\}^tr$ . Cet algorithme dépend du nombre de mécanismes plastiques actifs, il est détaillé dans le paragraphe II.4.3.

- Etape 5 : Injection du vecteur d'efforts généralisés dans le modèle global  
Le vecteur d'efforts généralisés calculé est ensuite injecté dans le modèle global sous forme de forces nodales aux nœuds ME. Afin d'assurer la reprise des efforts par le macroélément seul, les efforts internes aux nœuds ME sont considérés comme nuls dans la procédure de résolution du problème d'équilibre par la méthode des éléments finis.

Dans le cadre du principe des travaux virtuels appliqué au modèle de calcul dénoté  $\Omega$ , ceci est équivalent à une modification du travail des forces internes (équation (74)).

$$\int_{\Omega-\{ME\}} [K^E] \{u\} + \sum_{ME} \{F\} = \int_{\Omega} f_{vol} + \int_{\partial\Omega} f_{sur} \quad (74)$$

Dans cette équation, ME représente l'ensemble des nœuds où le (les) macroélément(s) est (sont) installé (s) et  $\sum_{ME} \{F\}$  le vecteur d'efforts généralisés retourné par le macroélément.  $[K^E]$  est la matrice de rigidité élémentaire,  $\bar{u}$  est le vecteur de déplacement et  $\int_{\Omega} f_{vol}$ ,  $\int_{\partial\Omega} f_{sur}$  sont les forces extérieures de volume et de surface appliquées au volume  $\Omega$ .

Dans le cas où tous les critères de plasticité sont vérifiés, le vecteur  $\{F\}$  retourné par le macroélément sera égal au vecteur de forces nodales déjà calculé aux nœuds ME. Dans le cas contraire, la modification des forces nodales permettra la prise en compte des non linéarités.

- Etape 6 : Vérification de l'équilibre global  
Après la modification des forces nodales aux nœuds ME, l'équilibre global du système est vérifié. L'algorithme de résolution par éléments finis réitérera jusqu'à l'atteinte de l'équilibre défini par des indicateurs de convergence.

Cette méthode est compatible avec tout code de calcul par éléments finis. Dans le cadre de cette thèse, elle a été implémentée dans le code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC, développé par l'IFSTTAR.

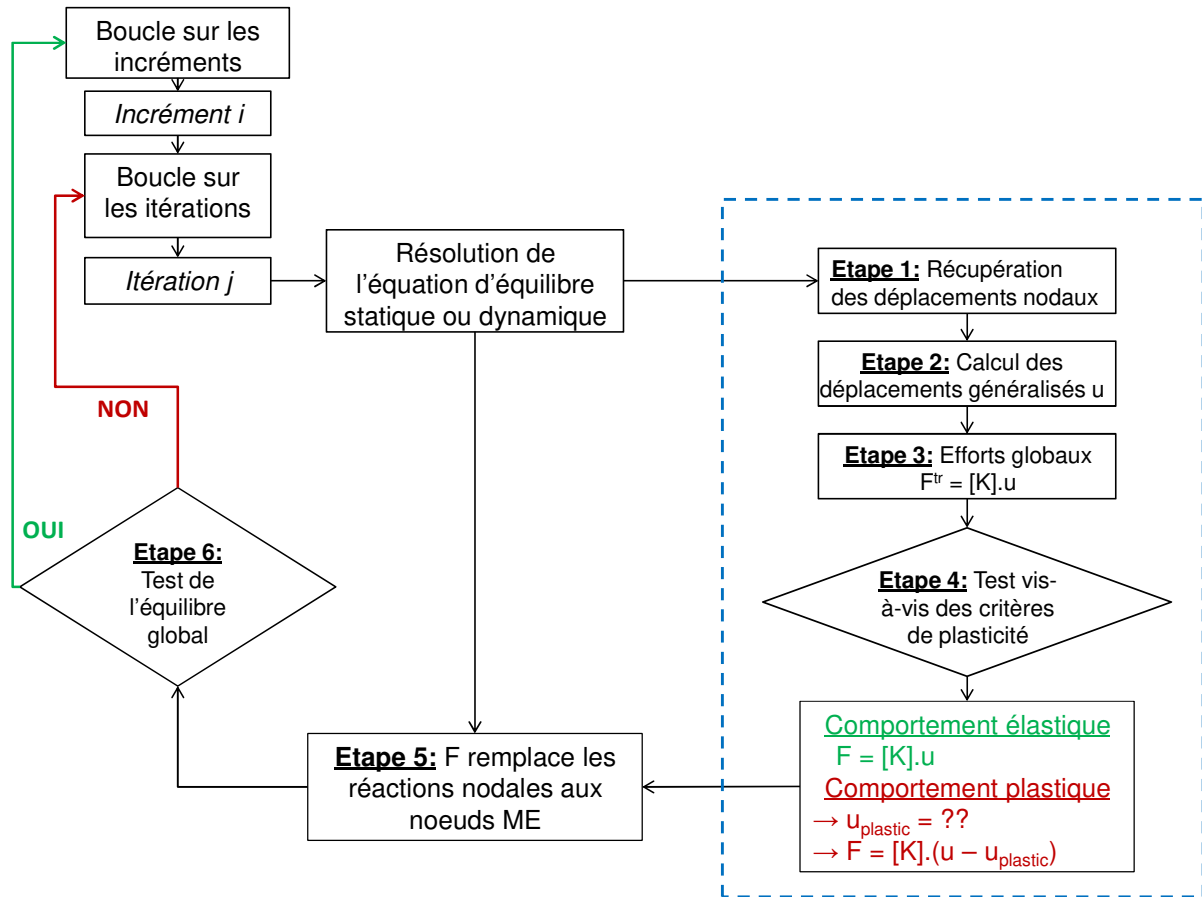


Figure II-14 Emplacement du macroélément dans l'algorithme de calcul par éléments finis

### II.4.3. Correction des efforts généralisés au moyen d'algorithmes de calcul plastique

Afin de corriger les efforts généralisés pour tenir compte de la réponse non linéaire de la fondation, un algorithme de calcul plastique est mis en jeu. L'objectif d'un tel algorithme est de calculer le vecteur d'efforts généralisés  $\{F\}^{n+1}$  à l'instant  $n+1$  à partir du dernier état convergé  $n$ , défini par son vecteur d'efforts  $\{F\}^n$ , ses déplacements  $\{u\}^n$  et les variables d'érouissage  $\{q\}^n$ ; et des efforts d'essai à l'état actuel  $\{F\}^tr$  (équation (75)).

$$\{F\}^{n+1} = \{F\}^tr - [K]\{du_{pl}\} \quad (75)$$

Ces calculs sont basés sur la théorie de la plasticité (Koiter, 1960) et présentés dans Simo et Hughes (1998). Pour chaque mécanisme plastique actif, un multiplicateur plastique  $\lambda$  est calculé. Ce multiplicateur sert à définir les déplacements plastiques engendrés en appliquant la loi de normalité (équation (76)).

$$\{u_{pl}\} = \lambda \frac{\partial g}{\partial F} = \lambda \frac{\partial f}{\partial F} \quad (76)$$

Une fonction d'érouissage  $h$  est définie par l'équation (77).

$$\{dq\} = \lambda \{h\} \quad (77)$$

#### II.4.3.1. Cas de la plasticité unidimensionnelle

Dans ce cas, le comportement plastique est défini par un critère de plasticité  $f(F, q)$ . L'expression de  $f$  dépend du vecteur d'efforts généralisés  $F$  et des variables d'érouissage  $q$ . Pour un comportement plastique (c.-à-d.  $f(F^{\text{trial}}, q^n) > 0$ ), on cherche à résoudre l'équation (78).

$$f(F_{n+1}, q^n) = 0 \quad (78)$$

Afin de résoudre cette équation, un développement de Taylor autour du point courant  $(F^{\text{tr}}, q^n)$ , on obtient l'équation (79).

$$f(F^{\text{trial}}, q^n) - \frac{\partial f}{\partial F} \Delta\lambda [K] \frac{\partial g}{\partial F} + \frac{\partial f}{\partial q} \Delta\lambda h = 0 \quad (79)$$

D'où la valeur du multiplicateur plastique (équation (80)).

$$\Delta\lambda = \frac{f(F^{\text{trial}}, q^n)}{\frac{\partial f}{\partial F} [K] \frac{\partial g}{\partial F} - \frac{\partial f}{\partial q} h} \quad (80)$$

#### II.4.3.2. Cas de la plasticité multidimensionnelle

Dans le cas de plasticité multidimensionnelle, plusieurs mécanismes plastiques peuvent être activés simultanément. Pour cela, la loi de normalité est généralisée, en ajoutant la contribution de chaque mécanisme actif au vecteur de déplacements plastiques (équation (81)).

$$\{u_{pl}\} = \sum_{m=1}^M \Delta\lambda_m \frac{\partial g_m}{\partial F} = \sum_{m=1}^M \Delta\lambda_m \frac{\partial f_m}{\partial F} \quad (81)$$

L'indice  $m \in [1, M]$  désigne un mécanisme plastique actif et  $M$  désigne le nombre de mécanismes actifs simultanément.

Similairement au cas de plasticité unidimensionnelle, l'équation  $f_m(F_{n+1}, u_{pl\ n+1}) = 0$  est résolue par développement de Taylor autour du point actuel  $(F^{\text{tr}}, q_n)$  pour chaque mécanisme. On obtient le système d'équations suivant :

$$f_m(F^{\text{trial}}, q^n) - \frac{\partial f_m}{\partial F} [K] \sum_{i=1}^M \Delta\lambda_i \frac{\partial f_i}{\partial F} + \frac{\partial f_m}{\partial q} \Delta\lambda_m h = 0 \quad m \in [1, M] \quad (82)$$

Ce système de  $M$  équations linéaires à  $M$  inconnues est résolu pour déterminer les valeurs de  $M$  multiplicateurs plastiques  $\lambda_m, m \in [1, M]$ . Les valeurs de ces multiplicateurs servent au

calcul des valeurs des déplacements plastiques, des variables d'écroissance et des efforts généralisés.

Il peut arriver que le système d'équations qui sert au calcul des multiplicateurs plastiques ne soit pas inversible. Dans ce cas, on suppose que les valeurs des  $M$  multiplicateurs plastiques  $\lambda_m$ ,  $m \in [1, M]$  sont identiques (équation (83)).

$$\Delta\lambda_m = \frac{1}{M} \quad (83)$$

#### II.4.3.3. Cas de la viscoplasticité

Dans le cas d'un comportement viscoplastique, le comportement plastique est défini par un critère de plasticité  $f(F, q, \dot{u}_{pl})$ . L'expression de  $f$  dépend du vecteur d'efforts généralisés  $\{F\}$ , des variables d'écroissance  $\{q\}$  et de la vitesse de chargements plastiques  $\dot{u}_{pl}$ . L'expression de la vitesse de chargements plastiques dérive de la loi de normalité (équation (84)).

$$\{\dot{u}_{pl}\} = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial F} = \dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial F} \quad (84)$$

Le développement de Taylor autour du point courant  $(F^{tr}, q^n, \dot{u}_{pl})$  conduit à une équation différentielle (équation (85)).

$$f(F^{tr}, q^n, \dot{u}_{pl}) - \frac{\partial f}{\partial F} \Delta\lambda [K] \frac{\partial g}{\partial F} + \frac{\partial f}{\partial q} \Delta\lambda h + \frac{\partial f}{\partial \dot{u}_{pl}} \Delta\dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial F} = 0 \quad (85)$$

Cette équation peut être exprimée sous la forme suivante  $b\dot{\lambda} + c\lambda + d = 0$

Où

$$b = -\frac{\partial f}{\partial \dot{u}_{pl}} \frac{\partial g}{\partial F} \quad c = \frac{\partial f}{\partial F} [K] \frac{\partial g}{\partial F} - \frac{\partial f}{\partial q} h \quad d = -f(F^{tr}, q^n, \dot{u}_{pl})$$

Après résolution de l'équation (85), on obtient l'expression de  $\lambda$  (équation (86)).

$$\Delta\lambda = -\frac{d}{c} [1 - \exp(r_2 \Delta t)] \quad (86)$$

Où  $r_2 = -c/b < 0$ . La valeur de  $\Delta t$  est égale à celle du pas de temps courant.

#### II.4.3.4. Cas de la viscoplasticité avec prise en compte des efforts d'inertie

Pour tenir compte de l'effet de la viscoplasticité et des forces d'inertie sismique dans le sol sur la capacité portante, l'expression du critère de rupture  $f$  dépend du vecteur d'efforts généralisés  $F$ , des variables d'écroissance  $q$ , de la vitesse de chargements plastiques  $\dot{u}_{pl}$  et de

sa dérivée par rapport au temps  $a_g$ . Cette dernière est définie à partir de la loi de normalité (équation (87)).

$$a_g = \ddot{u}_{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial F} \quad (87)$$

Dans ce cas, l'équation différentielle qui dérive du développement limité de l'expression de  $f_2$  et qui sert au calcul du multiplicateur plastique est donnée par l'équation (88).

$$f^{\text{trial}} - \frac{\partial f}{\partial F} \Delta \lambda [K] \frac{\partial g}{\partial F} + \frac{\partial f}{\partial u_{pl}} \Delta \lambda \frac{\partial g}{\partial F} + \frac{\partial f}{\partial \dot{u}_{pl}} \Delta \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial F} + \frac{\partial f}{\partial \ddot{u}_{pl}} \Delta \ddot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial F} = 0 \quad (88)$$

Cette équation peut être exprimée sous la forme suivante :

$$a \ddot{\lambda} + b \dot{\lambda} + c \lambda + d = 0 \quad (89)$$

Où

$$a = -\frac{\partial f}{\partial \ddot{u}_{pl}} \frac{\partial g}{\partial F} < 0 \quad b = -\frac{\partial f}{\partial \dot{u}_{pl}} \frac{\partial g}{\partial F} > 0 \quad c = \frac{\partial f}{\partial F} [K] \frac{\partial g}{\partial F} - \frac{\partial f}{\partial u_{pl}} \frac{\partial g}{\partial F} > 0 \quad d = -f^{\text{trial}} < 0$$

Après résolution de l'équation, on obtient l'expression de  $\lambda$  (équation (90)).

$$\Delta \lambda = -\frac{d}{c} [1 - \exp(r_2 \Delta t)] \quad (90)$$

Où  $r_2 = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} < 0$  et  $\Delta t$  est le pas de temps courant.



## Chapitre III :

---

# Potentialités du macroélément sous différentes sollicitations

---





Dans ce chapitre, le macroélément est testé sous différents types et chemins de chargement. L'utilisation du macroélément pour la simulation du comportement statique et sismique d'une fondation nécessite une étape de calibration préalable. Il s'agit de la détermination des valeurs des paramètres dans les domaines élastique (II.1.2) et plastique (II.1.3) de la loi de comportement. Il est montré qu'une calibration appropriée du macroélément permet une reproduction de la réponse d'une fondation sous différents types de chargements, statiques et dynamiques. Cela permet de nombreuses applications : études paramétriques, balayage fin de différents chemins de chargement, etc.

### III.1. Détermination des paramètres du macroélément

Les paramètres du macroélément sont déterminés en se basant sur une réponse statique de la fondation concernée ; cette réponse est obtenue à partir d'une simulation par éléments finis ou bien issue d'un essai sur un modèle à échelle réelle ou réduite de la même fondation. Le Tableau III-1 résume les différents paramètres à déterminer, leur signification physique, ainsi que la manière dont leurs valeurs sont définies. Les courbes de la Figure III-1 à la Figure III-3 détaillent les stratégies pour la définition de ces paramètres à partir des courbes caractérisant la réponse d'une fondation superficielle (Effort horizontal en fonction du déplacement horizontal, effort vertical en fonction du tassement et moment en fonction de la rotation).

Tableau III-1 Détermination des paramètres du macroélément

Paramètre	Signification physique	Identification
$K_{hx}$	Raideur horizontale suivant x	Calculée à partir des formules de la littérature ou des logiciels de calcul analytique
$K_{hy}$	Raideur horizontale suivant y	
$K_v$	Raideur verticale	
$K_{mx}$	Raideur en rotation autour de y	
$K_{my}$	Raideur en rotation autour de x	
c	Cohésion à l'interface sol - fondation	Egale à la cohésion du sol en surface
$\varphi$	Angle de frottement à l'interface sol - fondation	Egal à l'angle de frottement interne du sol en surface
$V_{lim}$	Limite d'élasticité pour un chargement vertical centré	- Calibrées à partir de simulations numériques ou essais - Définies par des méthodes semi empiriques
$V_r$	Capacité portante ultime pour un chargement vertical centré	
$v_r$	Tassement à la rupture de la fondation	Egal au dixième de la petite dimension de la fondation
$H_h$	Pente de la partie non linéaire de la courbe H-h	Egale à la raideur horizontale de la fondation
$\gamma$	$\gamma = 5 / u_{pl}^{ult}$ où $u_{pl}^{ult}$ est le déplacement horizontal maximal	$u_{pl}^{ult}$ estimé à la moitié du tassement à la rupture $v_r$

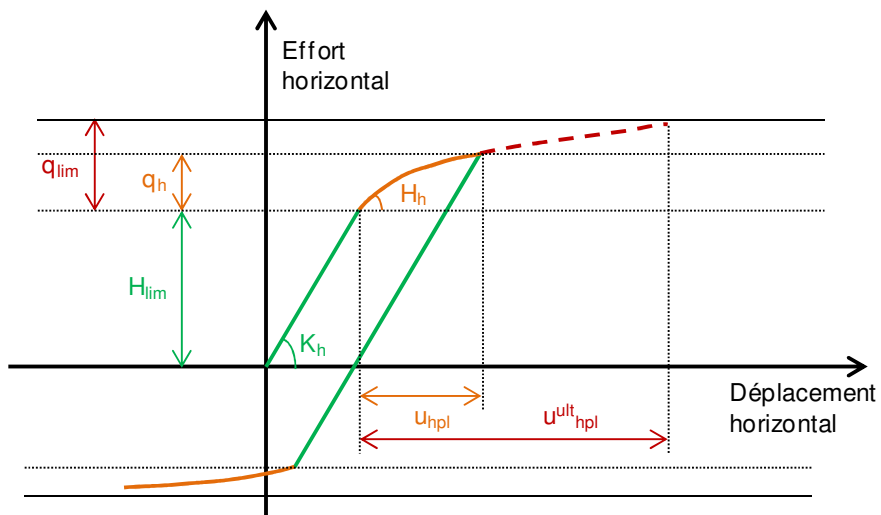


Figure III-1 Détermination des paramètres du mécanisme de glissement

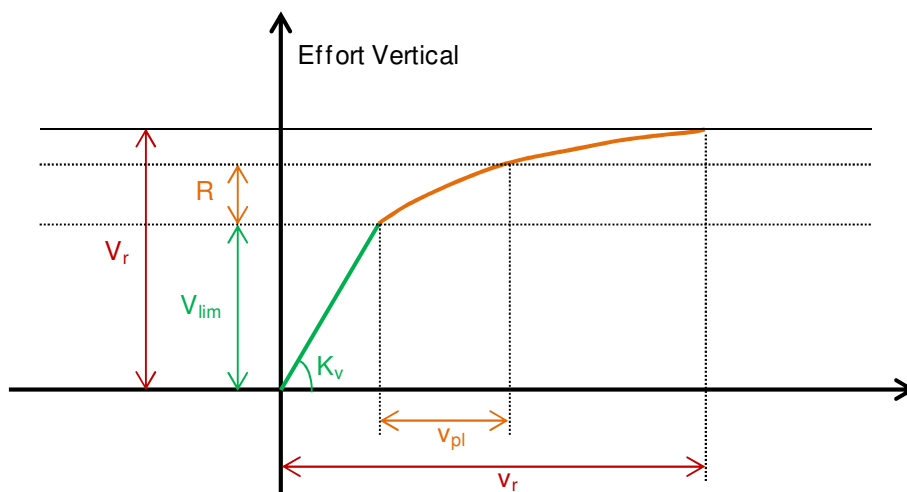


Figure III-2 Détermination des paramètres du mécanisme de capacité portante

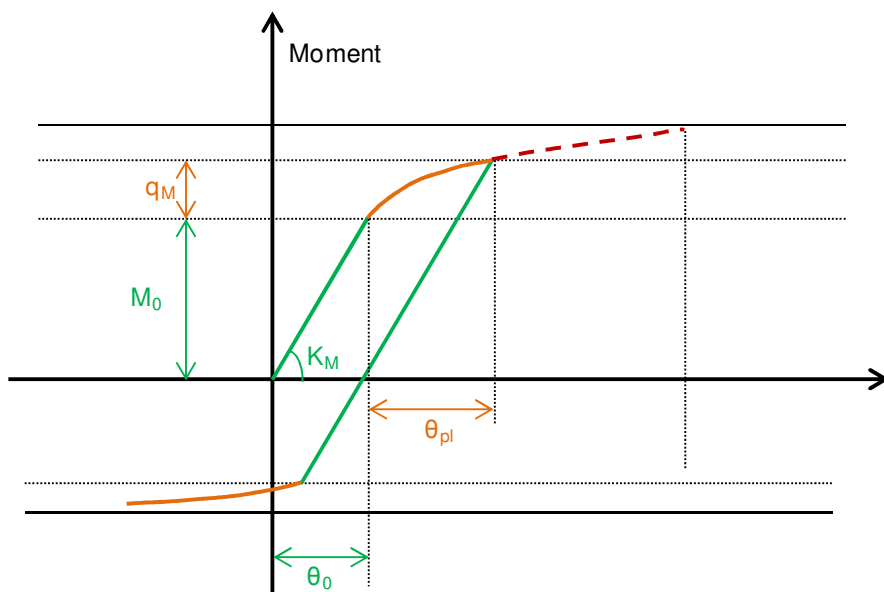


Figure III-3 Détermination des paramètres du mécanisme de décollement

### III.2. Potentialités du macroélément sous charge statique

Dans ce paragraphe, la réponse d'une fondation de 3 m x 4 m sous différents chemins de chargement statique obtenue à partir d'une simulation par macroélément est comparée à la réponse obtenue à partir de simulations conventionnelles par éléments finis. Les chemins de chargement considérés sont des chargements monotones suivant une ou plusieurs directions successivement et des chargements radiaux.

Un chargement monotone consiste à solliciter la fondation suivant une direction jusqu'à une valeur donnée. Cette sollicitation peut être appliquée sous forme d'une charge suivant une ou plusieurs directions (verticale, horizontale ou rotation). Les charges dans les différentes directions peuvent être appliquées simultanément, en gardant les rapports entre les amplitudes des sollicitations dans chaque direction constants ; on parle d'un chargement radial. En outre, ces charges peuvent être appliquées successivement : une charge verticale est d'abord appliquée suivie d'une combinaison entre une charge horizontale et un moment. Ce type de chargement est nommé *swipe-test* dans les sources écrites en anglais, il sera nommé chargement de balayage dans la suite.

Ces chemins de chargement permettent de balayer les différentes surfaces de rupture dans l'espace des efforts. En fonction des niveaux de charge suivant chaque direction, l'un ou l'autre des mécanismes plastiques peut être activé. La comparaison de la réponse obtenue par macroélément pour ces deux types de chargement à la réponse obtenue par simulations aux éléments finis conventionnelles permet de vérifier la pertinence du modèle plastique et de l'algorithme de résolution correspondant.

Une fondation de 3 m x 4 m est étudiée. Le sol sous-jacent a une masse volumique 1400 kg/m<sup>3</sup>, ayant un module d'Young de 10 MPa, un coefficient de Poisson de 0.35. Le comportement plastique de ce sol est défini par un critère de Mohr Coulomb, avec une cohésion de 50 kPa et un angle de frottement interne de 10 °.

Le Tableau III-2 liste les propriétés des matériaux utilisés dans les simulations par éléments finis et le Tableau III-3 donne les paramètres du macroélément correspondants à ce cas. Les chemins de chargement appliqués sont décrits dans le Tableau III-4 et les potentialités du macroélément sous charge statique sont étudiées dans le paragraphe III.2.5.

Tableau III-2 Propriétés des matériaux utilisés dans les simulations

Propriétés élastiques du sol	Module d'Young	10 MPa
	Coefficient de Poisson	0.35
	Masse volumique	1400 kg/m <sup>3</sup>
Propriétés plastiques du sol (Critère de Mohr Coulomb)	Cohésion	50 kPa
	Angle de frottement interne	10°
	Angle de dilatance	0°
Propriétés mécaniques du béton	Module d'Young	32000 MPa
	Coefficient de Poisson	0.2
	Masse volumique	2500 kg/m <sup>3</sup>

Tableau III-3 Paramètres d'un macroélément pour une fondation de 3 m x 4 m

Matrice de rigidité		Mécanisme de Glissement		Mécanisme de capacité portante	
$K_{hx}$	45 MN/m	c	50 kPa	$V_{lim}$	4100 kN
$K_{hy}$	46 MN/m	$\varphi$	10°	$V_r$	8800 kN
$K_v$	60 MN/m	$H_h$	35 MN/m	$v_r$	0.3 m
$K_{mx}$	135 MN/m	$\gamma$	33 m <sup>-1</sup>		
$K_{my}$	240 MN/m				

Tableau III-4 Chemins de chargements appliqués à la fondation

Type de sollicitation	Facteur de sécurité vertical	Notation		Chargement						
		Sans macroélément	Avec macroélément	Charge verticale (kN)	Ordre d'application	Charge horizontale (kN)	Ordre	Moment renversant (kN.m)	Ordre d'application	
Charge centrée	1.0	VER-FE	VER-ME	8800	①					
Charge inclinée	1.5	RDH-L-FE	RDH-L-ME	5600	①	1700	①			
	3.5	RDH-H-FE	RDH-H-ME	2400	①	1200	①			
	1.5	SWH-L-FE	SWH-L-ME	5600	①	1700	②			
	3.5	SWH-H-FE	SWH-H-ME	2400	①	1200	②			
Charge excentrée	1.5	RDM-L-FE	RDM-L-ME	5600	①			5600	①	
	3.5	RDM-H-FE	RDM-H-ME	2400	①			2400	①	
	1.5	SWM-L-FE	SWM-L-ME	5600	①			5600	②	
	3.5	SWM-H-FE	SWM-H-ME	2400	①			2400	②	
Charge inclinée et excentrée	1.5	RDD-L-FE	RDD-L-ME	5600	①	1500	①	4000	①	
	3.5	RDD-H-FE	RDD-H-ME	2400	①	1100	①	2300	①	
	1.5	SWD-L-FE	SWD-L-ME	5600	①	1000	②	4800	②	
	3.5	SWD-H-FE	SWD-H-ME	2400	①	1200	②	2800	②	

### III.2.1. Modélisation du comportement sous charge verticale centrée

Une charge verticale centrée d'amplitude 8800 kN est appliquée à la fondation. Les réponses obtenues à partir de simulations par éléments finis et de simulations par macroélément sont comparées (Figure III-4). La valeur de 8800 kN est choisie puisqu'elle correspond à un état où un tassement égal à 10% de la petite dimension de la fondation est induit.

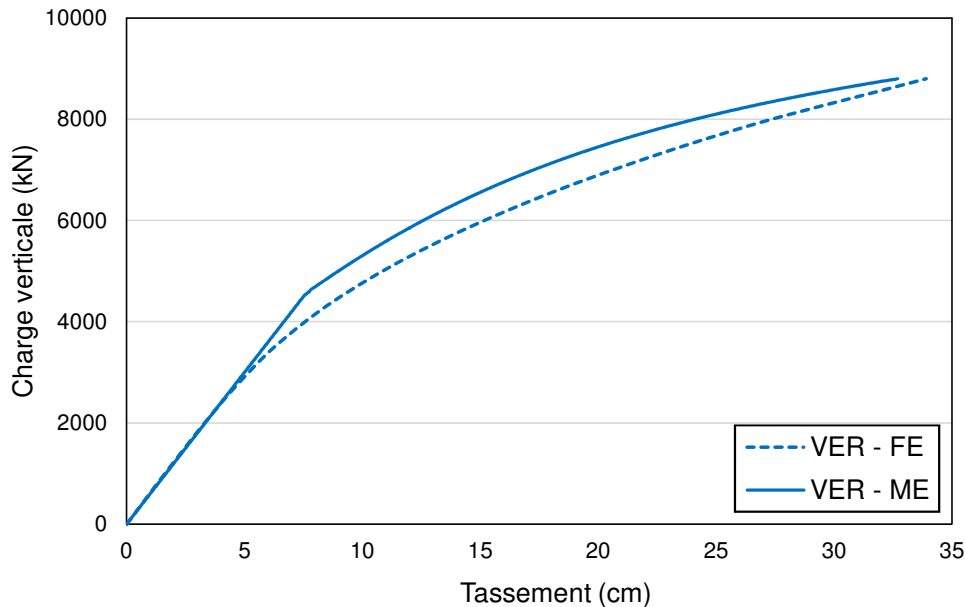


Figure III-4 Réponse de la fondation à une charge verticale centrée

### III.2.2. Modélisation du comportement sous charge inclinée

Une charge inclinée est appliquée à la fondation de deux manières différentes. D'abord, une charge verticale de 2400 kN (resp. 5600 kN) est appliquée simultanément avec une charge horizontale de 1200 kN (resp. 1700 kN), les résultats sont montrés sur les Figure III-5a et Figure III-6a. Ensuite, une charge verticale de 2400 kN (resp. 5600 kN) est appliquée, suivie d'une charge horizontale de 1200 kN (resp. 1700 kN), les résultats sont montrés sur les Figure III-5b et Figure III-6b.

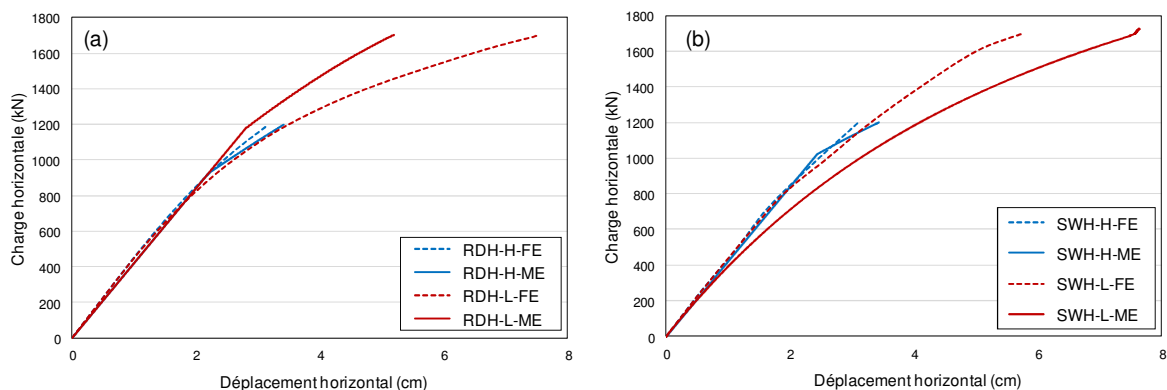


Figure III-5 Réponse de la fondation à une charge inclinée – Effort horizontal en fonction du déplacement horizontal : (a) Chargement radial, (b) chargement de balayage

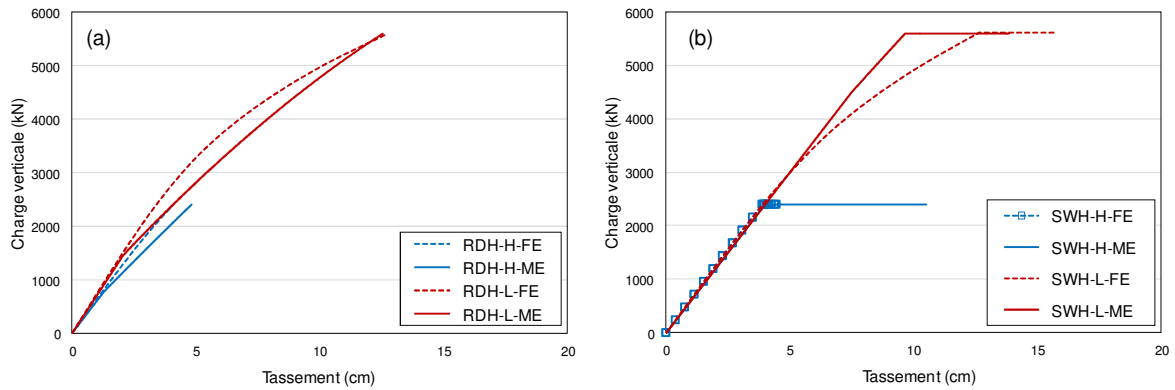


Figure III-6 Réponse de la fondation à une charge inclinée – Effort vertical en fonction du déplacement vertical : (a) Chargement radial, (b) chargement de balayage

### III.2.3. Modélisation du comportement sous charge excentrée

Une charge excentrée est appliquée à la fondation de deux manières différentes. D’abord, une charge verticale de 2400 kN (resp. 5600 kN) est appliquée simultanément avec un moment de 2400 kN.m (resp. 5600 kN.m), les résultats sont montrés sur les Figure III-7a et Figure III-8a. Ensuite, une charge verticale de 2400 kN (resp. 5600 kN) est appliquée, suivie d’un moment de 2400 kN.m (resp. 5600 kN.m), les résultats sont montrés sur les Figure III-7b et Figure III-8b.

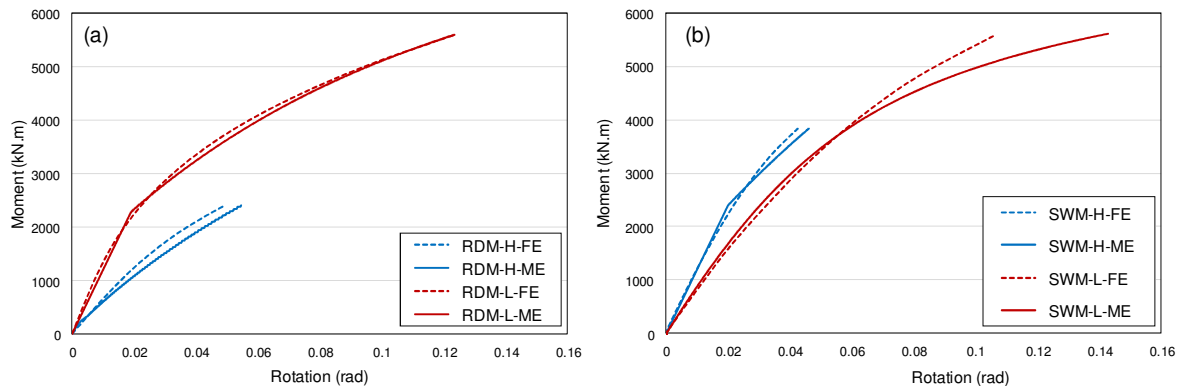


Figure III-7 Réponse de la fondation à une charge excentrée – Moment en fonction de la rotation : (a) Chargement radial, (b) chargement de balayage

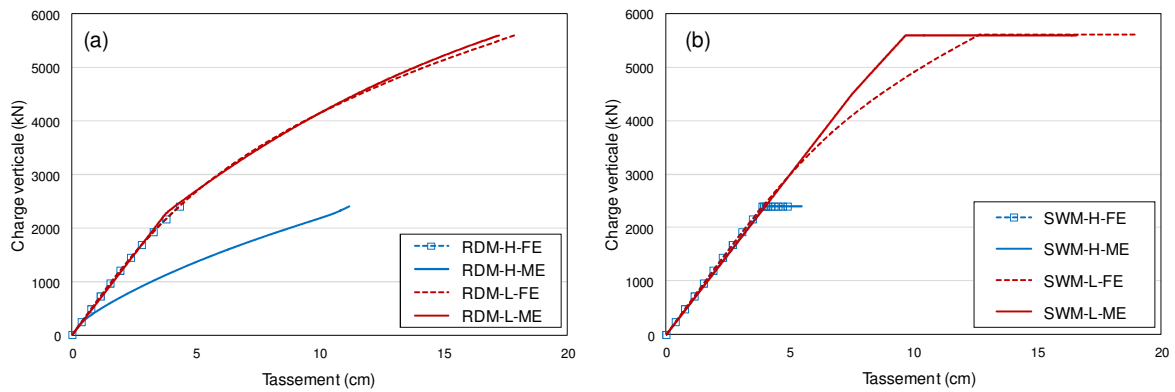


Figure III-8 Réponse de la fondation à une charge excentrée – Effort vertical en fonction du déplacement vertical : (a) Chargement radial, (b) chargement de balayage

#### III.2.4. Modélisation du comportement sous charge inclinée et excentrée

Une charge inclinée et excentrée est appliquée à la fondation de deux manières différentes. D'abord, une charge verticale de 2400 kN (resp. 5600 kN) est appliquée simultanément avec une charge horizontale de 1100 kN (resp. 1500 kN) et un moment de 2300 kN.m (resp. 4000 kN.m), les résultats sont montrés sur les Figure III-9a, Figure III-10a et Figure III-11a. Ensuite, une charge verticale de 2400 kN (resp. 5600 kN) est appliquée, suivie d'une charge horizontale de 1200 kN (resp. 1000 kN) et un moment de 2800 kN.m (resp. 4800 kN.m), les résultats sont montrés sur les Figure III-9b, Figure III-10b et Figure III-11b.

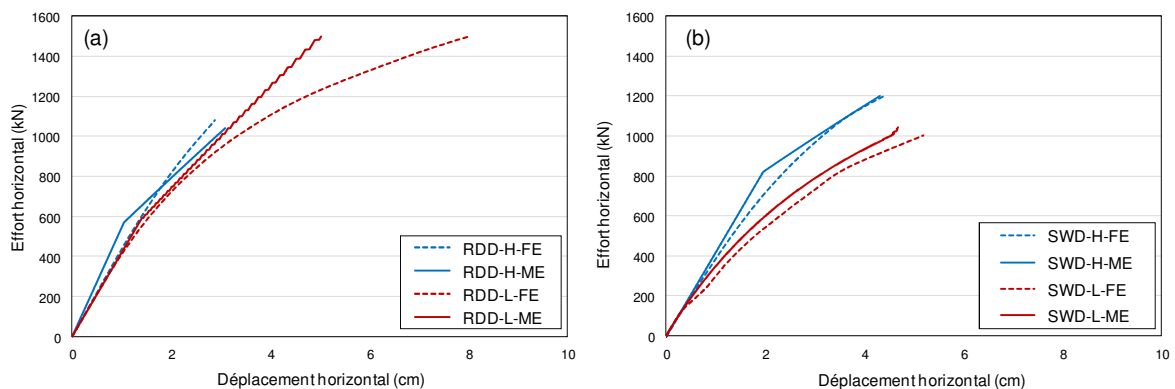


Figure III-9 Réponse de la fondation à une charge inclinée et excentrée – Effort horizontal en fonction du déplacement horizontal : (a) Chargement radial, (b) chargement de balayage



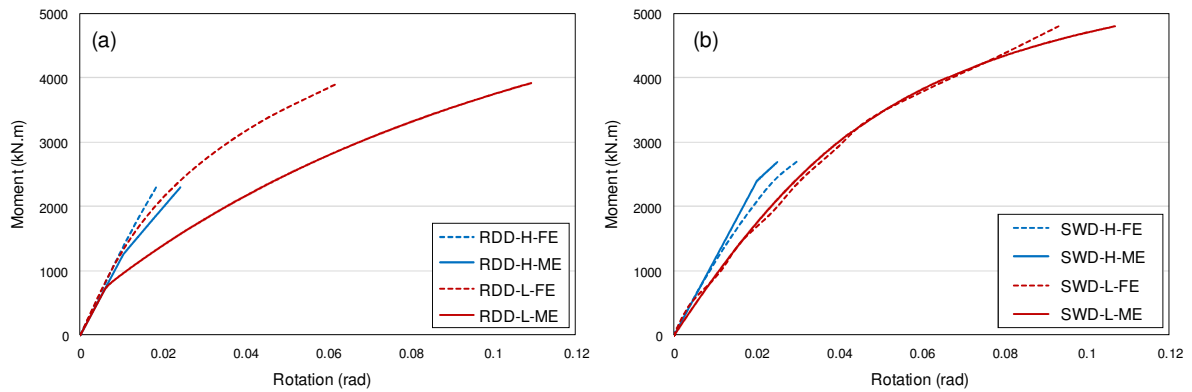


Figure III-10 Réponse de la fondation à une charge inclinée et excentrée – Moment en fonction de la rotation : (a) Chargement radial, (b) chargement de balayage

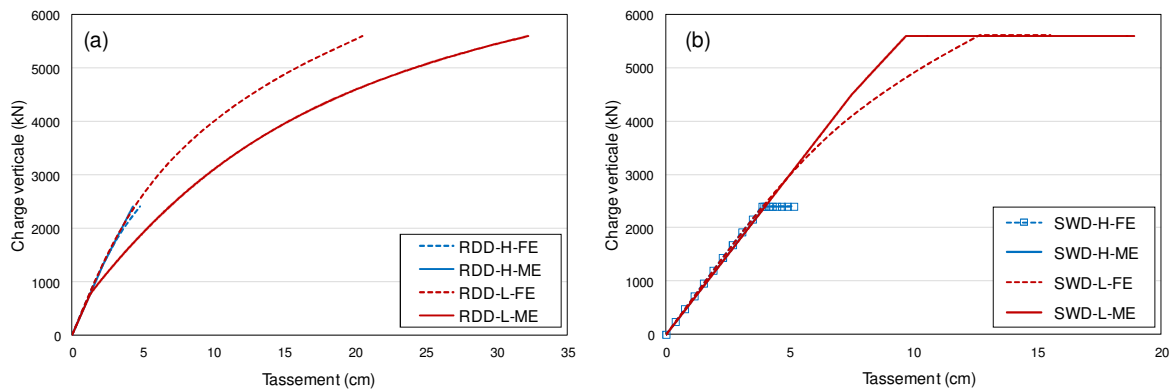


Figure III-11 Réponse de la fondation à une charge inclinée et excentrée – Effort vertical en fonction du déplacement vertical : (a) Chargement radial, (b) chargement de balayage

### III.2.5. Observations sur la potentialité du macroélément sous charge statique

Les comparaisons présentées dans les paragraphes III.2.1 à III.2.4 montrent les potentialités du macroélément sous différents chemins de chargement statique. Pour une charge verticale centrée, la réponse de la fondation est reproduite avec une exactitude suffisante : la partie élastique et le comportement à la rupture sont bien représentés. Quant à la partie non linéaire, son allure est bien modélisée avec un écart de l'ordre de 5% entre la réponse obtenue par éléments finis et celle obtenue par macroélément. Pour des chargements inclinés et/ou excentrés, l'évolution du tassement est bien représentée pour un certain nombre d'entre eux, tandis que pour des autres, les simulations par macroélément semblent surestimer les tassements. D'autre part, pour le cas des chargements de balayage où un chargement incliné ou excentré est appliqué suite à un chargement vertical de 5600 kN, il semble que la réponse par macroélément sous-estime les tassements. En fait, cette observation est due à la sous-estimation du tassement induit par le chargement vertical seul ; le tassement induit par le chargement horizontal ou le moment appliqué est bien modélisé.

En outre, la comparaison entre les réponses en translation de la fondation obtenues par éléments finis et par macroélément montre des différences notables. Pour le cas d'un chargement excentré et incliné, le macroélément semble sous-estimer le déplacement horizontal obtenu à partir de la méthode des éléments finis. La génération de ces

déplacements est due en partie à la diminution de la surface de contact contribuant à la résistance au cisaillement de l'interface sol fondation à cause du moment appliqué (II.1.3.1). L'évolution de ces déplacements est liée au développement d'un écrouissage. Normalement, cet écrouissage doit être limité dans le cas où un moment est appliqué. Mais la loi d'écrouissage cinématique associée au critère de plasticité par glissement dans la formulation du macroélément ne dépend pas du moment. Cette indépendance explique le fait que le macroélément sous-estime les déplacements horizontaux engendrés dans le cas d'un chargement excentré et incliné.

Pour le cas d'un chargement horizontal suivant un chargement vertical, la simulation par éléments finis semble sous-estimer les déplacements horizontaux générés. En effet, la loi de comportement utilisée pour ces simulations permet un écrouissage (et par suite une augmentation de la résistance au cisaillement du sol) qui croît avec l'effort vertical appliqué. A contrario, le macroélément impose que la résistance au cisaillement soit une fonction parabolique de l'effort vertical. L'augmentation de l'effort vertical n'induit pas une augmentation de la résistance au cisaillement du sol.

Quant aux réponses en rotation de la fondation, un très bon accord est observé entre les simulations par éléments finis et les simulations par macroélément. Pourtant, il semble que le couplage entre les trois directions pour un chargement radial n'est pas suffisant en éléments finis : les rotations obtenues à partir de cette réponse sont inférieures à celles obtenues par macroélément.

### **III.3. Modélisation de l'effet de la vitesse de chargement**

Dans cette partie, la fondation présentée dans le paragraphe III.2 est étudiée sous différents chargements dynamiques. Le but est de montrer la potentialité du macroélément pour tenir compte des effets des propriétés dynamiques du sol.

Dans ce paragraphe, on étudie l'effet de la vitesse de chargement sur le comportement élastoplastique de la fondation. Dans le macroélément, cet effet est pris en compte au moyen d'une variable d'écrouissage viscoplastique (II.3.1). Cette variable d'écrouissage définit le gain de résistance obtenu dans le cas de chargements suffisamment rapides, elle dépend de la vitesse de déplacement plastique, et de deux paramètres  $v_{p10}$  et  $\alpha$ . Il s'agit dans ce paragraphe d'étudier l'effet de la variation des paramètres  $v_{p10}$  et  $\alpha$  sur la réponse viscoplastique d'une fondation. Pour cela, deux chemins de déplacement monotones sont considérés : les déplacements sont respectivement une fonction exponentielle et une fonction tangente hyperbolique du temps (Figure III-12). Les évolutions des efforts et des déplacements plastiques en fonction du temps sont comparées pour les deux sollicitations et pour différentes valeurs de  $v_{p10}$  et  $\alpha$ .

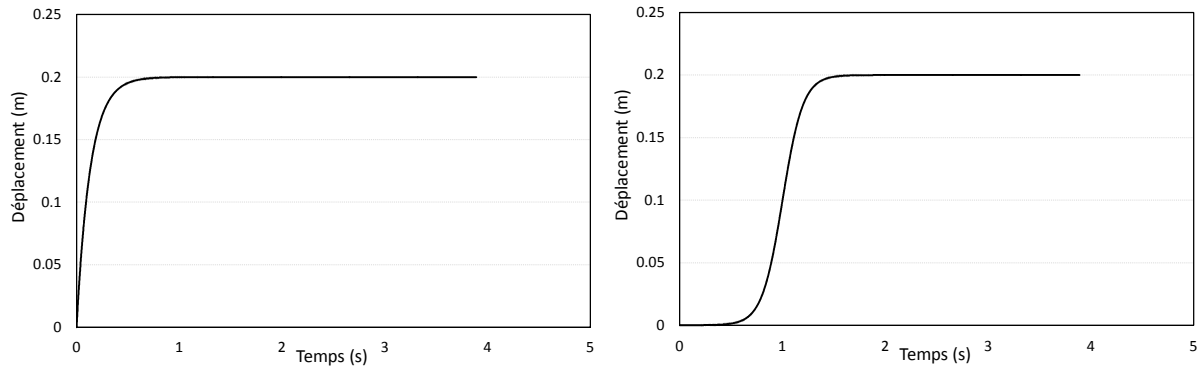


Figure III-12 Chemins de déplacement appliqués à la fondation : fonction exponentielle (à gauche) et fonction hyperbolique (à droite)

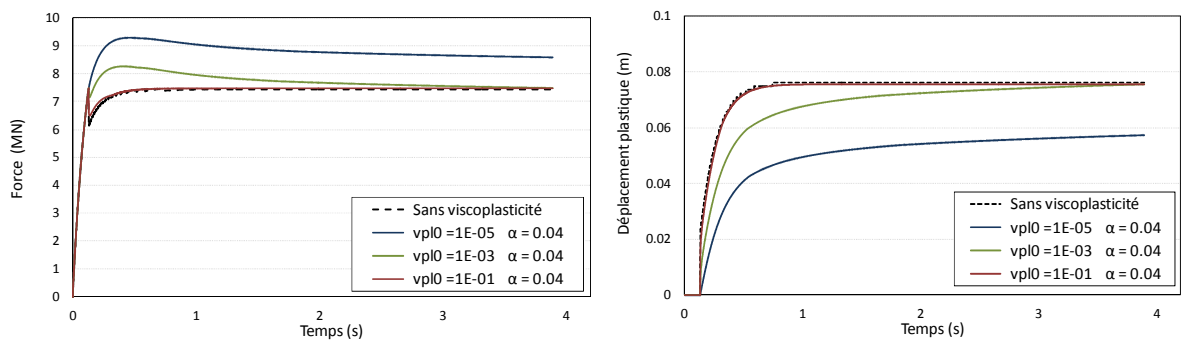


Figure III-13 Réponse de la fondation à un déplacement exponentiel avec  $v_{pl0}$  variable

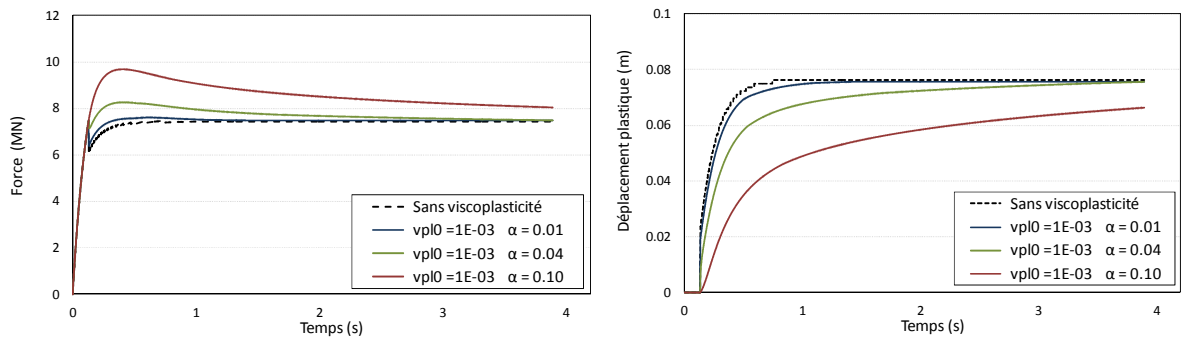


Figure III-14 Réponse de la fondation à un déplacement exponentiel avec  $\alpha$  variable

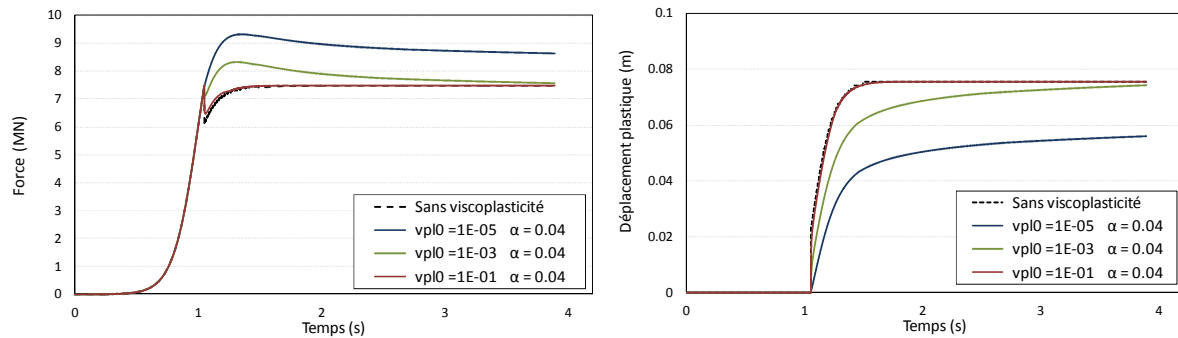


Figure III-15 Réponse de la fondation à une sollicitation tangente hyperbolique avec  $v_{pl0}$  variable

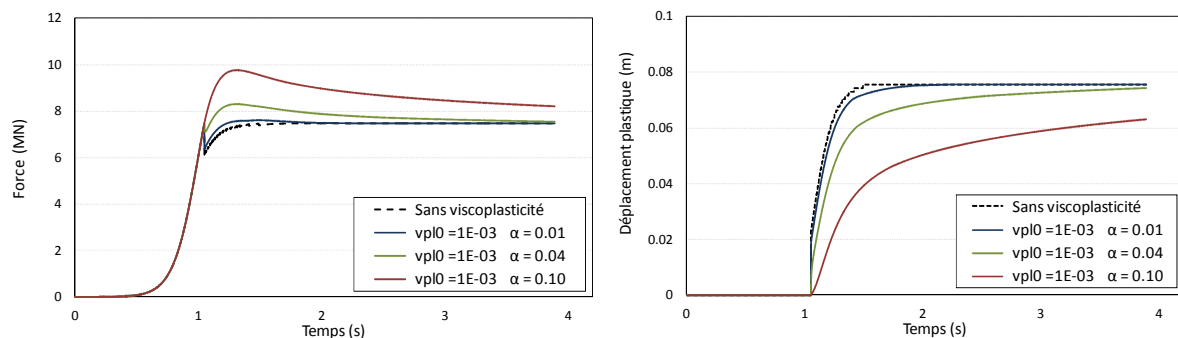


Figure III-16 Réponse de la fondation à une sollicitation tangente hyperbolique avec  $\alpha$  variable

D'après les courbes de la Figure III-13, Figure III-14, Figure III-15 et Figure III-16, on peut observer un gain de résistance et de rigidité dû à l'effet de la viscoplasticité. En effet, la force est plus importante, et les déplacements plastiques sont réduits temporairement. Après un laps de temps suffisant, les valeurs des efforts et des déplacements plastiques tendent vers la valeur correspondante au cas où la viscoplasticité est négligée. Ce laps de temps dépend des paramètres utilisés dans le modèle viscoplastique.

On remarque que l'effet de la viscosité commence à devenir négligeable lorsque la valeur de  $v_{pl0}$  augmente. Ceci est dû au fait que la valeur de la vitesse de chargement tombe sous le seuil de prise en compte de la viscoplasticité que représente  $v_{pl0}$ .

D'autre part, on observe que l'effet de la viscosité augmente avec la valeur de  $\alpha$ . En effet,  $\alpha$  représente le gain de résistance observé pour une augmentation donnée de la vitesse de chargement.

Ces résultats montrent que la méthode proposée pour la prise en compte de l'effet de la vitesse de chargement permet de simuler cet effet de manière appropriée.

### **III.4. Etude de l'ISS dynamique au moyen du macroélément**

Dans le but de présenter les potentialités du macroélément sous charge dynamique, les résultats obtenus à partir de la simulation du comportement d'une structure en utilisant les trois alternatives présentées dans le paragraphe II.4.1 sont comparés. Pour chacune des alternatives, les réponses linéaire et non linéaire sont étudiées. La réponse linéaire, obtenue à partir d'une simulation incluant seulement la partie élastique du macroélément, vise à vérifier la pertinence des alternatives d'implémentation, tandis que la réponse non linéaire, obtenue à partir d'une simulation incluant les parties élastique et plastique du macroélément vise à vérifier la pertinence des alternatives d'implémentation et du modèle de comportement non linéaire.

#### ***III.4.1. Structure étudiée***

La structure étudiée est un portique en béton armé sur une fondation de 3 m x 4 m. Les poutres du portique ont une section carrée de 30 cm x 30 cm. Le sol sous-jacent est décrit dans le paragraphe III.2. La masse volumique du sol est de 1400 kg/cm<sup>3</sup>, son module d'élasticité est de 10 MPa et son coefficient de Poisson est de 0.35. Le comportement plastique de ce sol est exprimé par un critère de Mohr Coulomb, où la cohésion vaut 50 kPa et l'angle de frottement interne vaut 10°. Une vue d'ensemble de la structure et le sol maillé par éléments finis est présentée sur la Figure III-19.

La Figure III-20 et la Figure III-21 présentent les paramètres de chacune des alternatives SMM, DMM et HMM : la modélisation de la radiation des ondes sismiques, le nombre de macroéléments ainsi que le nombre de nœuds de l'ensemble ME où le macroélément est installé (II.4.2).

#### ***III.4.2. Signal d'excitation***

Le système étudié est soumis à une excitation dynamique issue de l'accélérographe enregistré à la station Gemona durant le séisme du Frioul en 1976. Cet accélérographe est mis à l'échelle pour obtenir une accélération maximale de 0.11 g (Figure III-17a). Le diagramme de déplacements issu de la double intégration de l'accélérographe est donné sur la Figure III-17b.

Le Tableau III-5 présente un bilan des différentes simulations réalisées, ainsi que les paramètres liés à chacune d'elles.

Le signal de la Figure III-17b est appliqué à la base du modèle physique pour les simulations où le sol est modélisé par des éléments finis volumiques ayant un comportement linéaire élastique. Pour les autres cas, le déplacement obtenu en champ libre (Figure III-18a) est injecté directement à la fondation. Ce signal est obtenu à partir d'une simulation du comportement du massif de sol en absence de fondation.

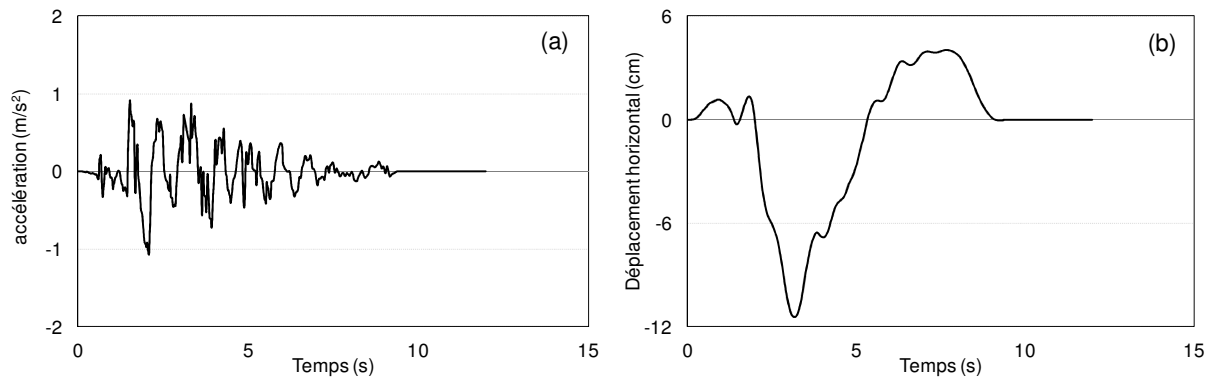


Figure III-17 (a) Accélérogramme retenu - GEMONA 0.11 g ; (b) diagramme de déplacements obtenu

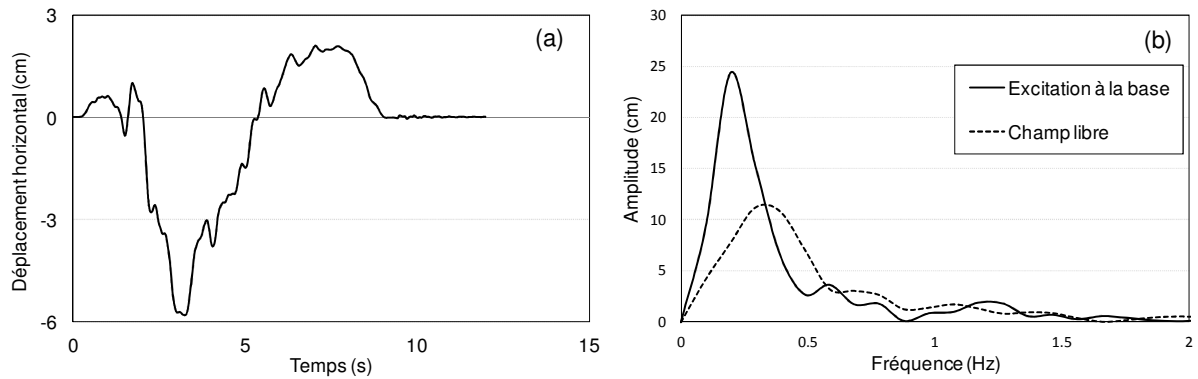


Figure III-18 (a) Déplacement en champ libre ; (b) Transformées de Fourier de l'excitation (Figure III-17b) et du champ libre

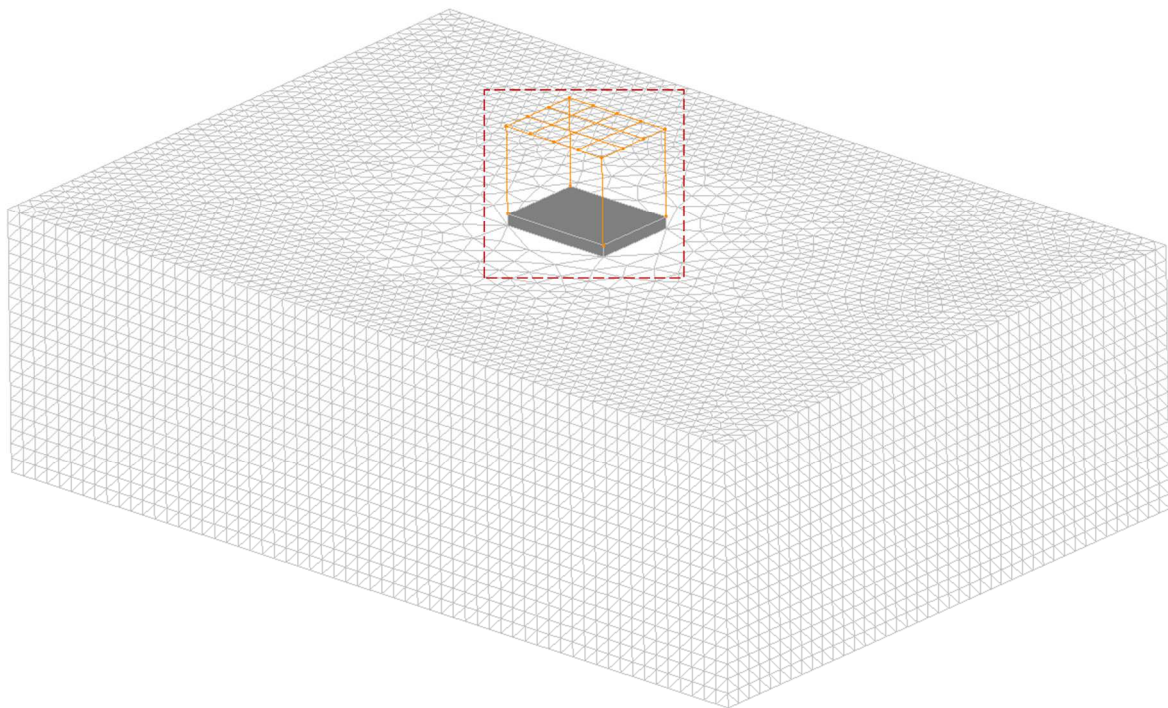
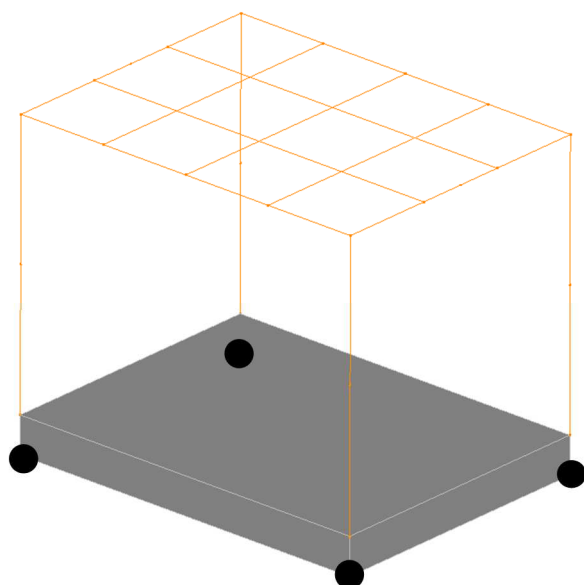


Figure III-19 Vue du modèle utilisé dans FEM et HMM : structure sur un sol maillé par éléments finis – le cadre en rouge désigne la zone représentée dans la Figure III-21

Tableau III-5 Bilan des simulations de l'ISS dynamique

		ISS linéaire		ISS non linéaire	
		Excitation	Comportement des différents éléments	Excitation	Comportement des différents éléments
Simulation sans macroélément (FEM)		Déplacement à la base du sol (Figure III-17b)	Comportement élastique dans le sol	Champ libre à la fondation (Figure III-18a)	Comportement élastoplastique dans le sol
Simulations avec macroélément	SMM	Champ libre à la fondation (Figure III-18a)	Macroélément linéaire	Champ libre à la fondation (Figure III-18a)	Macroélément non linéaire
	DMM	Champ libre à la fondation (Figure III-18a)	Macroéléments linéaires	Champ libre à la fondation (Figure III-18a)	Macroéléments non linéaires
	HMM	Déplacement à la base du sol (Figure III-17b)	- Comportement élastique dans le sol, - macroélément linéaire	Déplacement à la base du sol (Figure III-17b)	- Comportement élastique dans le sol, - macroélément non linéaire
Résultats		Figure III-22, Figure III-23		Figure III-24, Figure III-25, Figure III-26	

**Modèle SMM :**

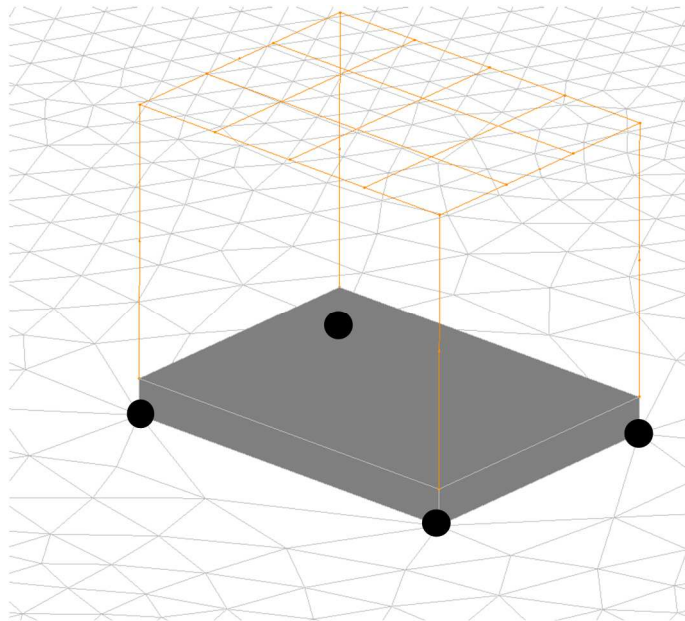
**1 macroélément interagit avec les 4 nœuds marqués en noir**

**Modèle DMM :**

**1 macroélément interagit avec chacun des 4 nœuds marqués en noir**

**Pour les deux cas, la radiation des ondes est prise en compte dans le macroélément**

Figure III-20 Modèles SMM (1 macroélément sur 4 noeuds) et DMM (4 macroéléments sur 4 noeuds)

**Modèle HMM :**

**1 macroélément interagit avec les 4 noeuds marqués en noir**

**La radiation des ondes est prise en compte directement à l'aide du maillage EF.**

**Une frontière absorbante est ajoutée aux bords du maillage.**

*Figure III-21 Modèle HMM (1 macroélément sur 4 noeuds, connecté à un maillage EF)*

En effet, pour les approches où le sol n'est pas modélisé par des éléments finis volumiques (i.e. SMM et DMM), l'utilisation du champ libre de déplacement comme signal d'entrée est évidente. Pour les simulations non linéaires sans macroélément, le champ libre est utilisé pour éviter l'effet de la plasticité du sol sur l'onde incidente à la fondation. En effet, cette plasticité, non prise en compte dans les autres approches, tend à réduire l'énergie transmise par l'onde sismique à la fondation suite à des mécanismes plastiques dissipatifs en profondeur. Cet effet a été mis en évidence à partir d'une simulation sans macroélément avec excitation à la base du massif de sol.

### ***III.4.3. Simulation de l'ISS linéaire par trois alternatives***

Dans ce paragraphe, la réponse de la fondation obtenue à partir des trois alternatives (SMM, DMM et HMM) est comparée à la réponse obtenue à partir d'une simulation par éléments finis conventionnelle pour ce qui est des déplacements horizontaux (Figure III-22). La comparaison montre un accord en ce qui concerne la tendance et l'amplitude des différentes réponses. Plus précisément, le déplacement observé atteint un minimum d'amplitude égale à 5 cm à 4 s, puis un maximum d'amplitude égale à 2 cm vers 7 s, pour revenir à zéro au bout de 9 s. Cela confirme la capacité du macroélément à simuler correctement le comportement linéaire de la fondation sous réserve d'une calibration appropriée des paramètres du comportement élastique linéaire i.e. les raideurs de la fondation.

Cet accord peut être également observé en comparant les transformées de Fourier des réponses obtenues par SMM, DMM et HMM et celle obtenue par FEM (Figure III-23). On observe un pic qui varie entre 10 et 15 cm pour une fréquence autour de 0.4 Hz, les amplitudes deviennent négligeables au-delà de 2 Hz.



#### III.4.4. Simulation de l'ISS non linéaire par trois alternatives

Dans ce paragraphe, la réponse de la fondation obtenue à partir des trois alternatives (SMM, DMM et HMM) est comparée à la réponse obtenue à partir d'une simulation par éléments finis conventionnelle pour ce qui est déplacements horizontaux (Figure III-24) et des tassements induits par le séisme (Figure III-25). La comparaison montre un accord en ce qui concerne la tendance générale, l'amplitude et la valeur du déplacement final observé. En effet, le déplacement atteint un minimum d'amplitude égale à 6 cm à 4 s, puis un maximum d'amplitude presque nulle à 7 s, pour revenir à une valeur de déplacement résiduel d'environ 2 cm. Il convient de souligner l'augmentation de l'amplitude maximale du déplacement et l'apparition d'un déplacement résiduel quand les non linéarités sont prises en compte dans l'analyse.

Cet accord peut être également observé en comparant les transformées de Fourier des réponses obtenues par SMM, DMM et HMM et celle obtenue par FEM (Figure III-26). Un pic d'amplitude supérieure à 20 cm apparaît pour une fréquence autour de 0.1 Hz. Le décalage du pic vers des fréquences plus basses met en évidence les effets d'une plastification : celle-ci peut être vue comme une diminution de la rigidité de la fondation, et par suite une diminution de la fréquence propre du système sol fondation structure.

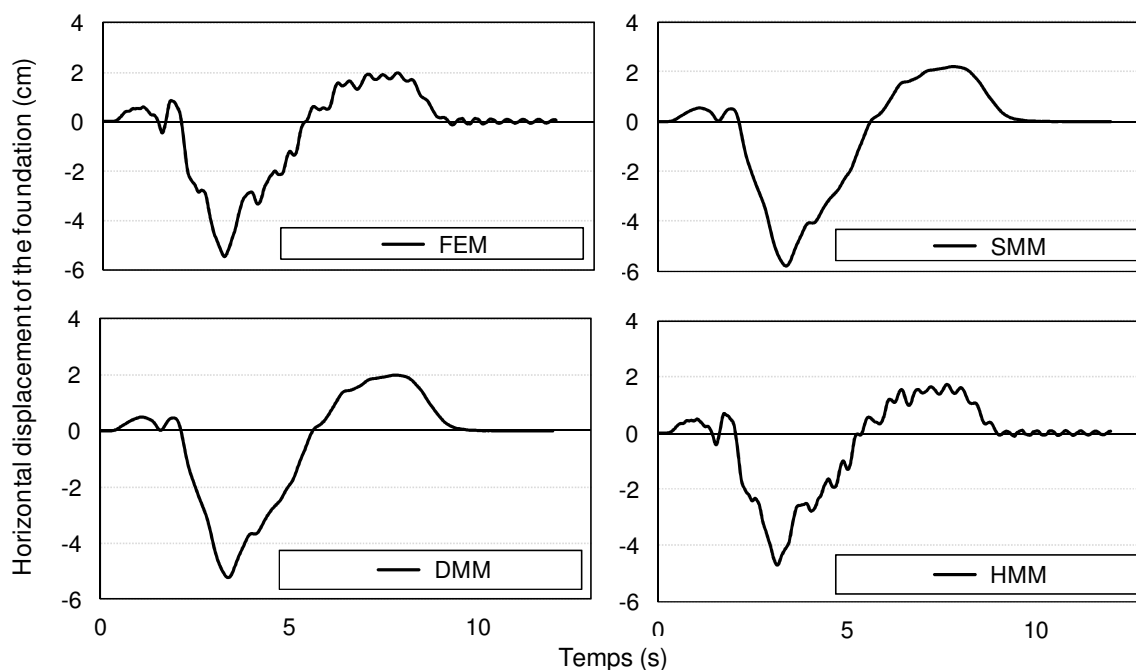


Figure III-22 Déplacement horizontal de la fondation obtenu par FEM, SMM, DMM et HMM – Réponse linéaire

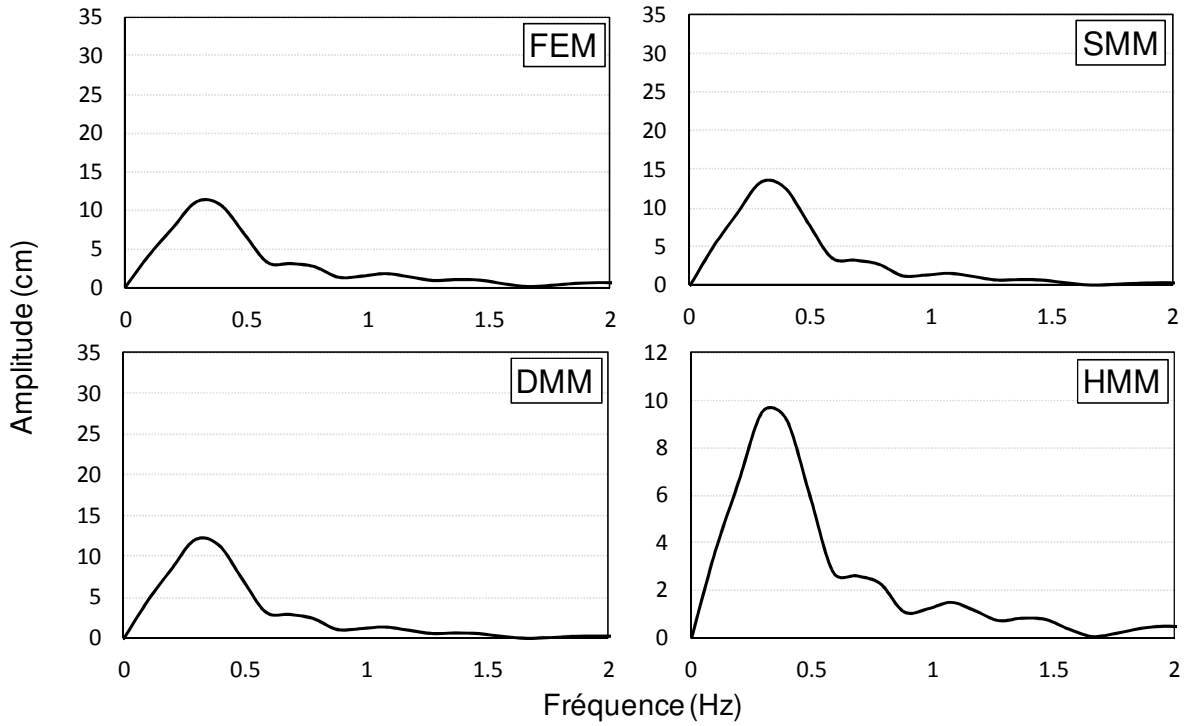


Figure III-23 Transformées de Fourier des déplacements horizontaux de la fondation obtenus par FEM, SMM, DMM et HMM – Réponse linéaire

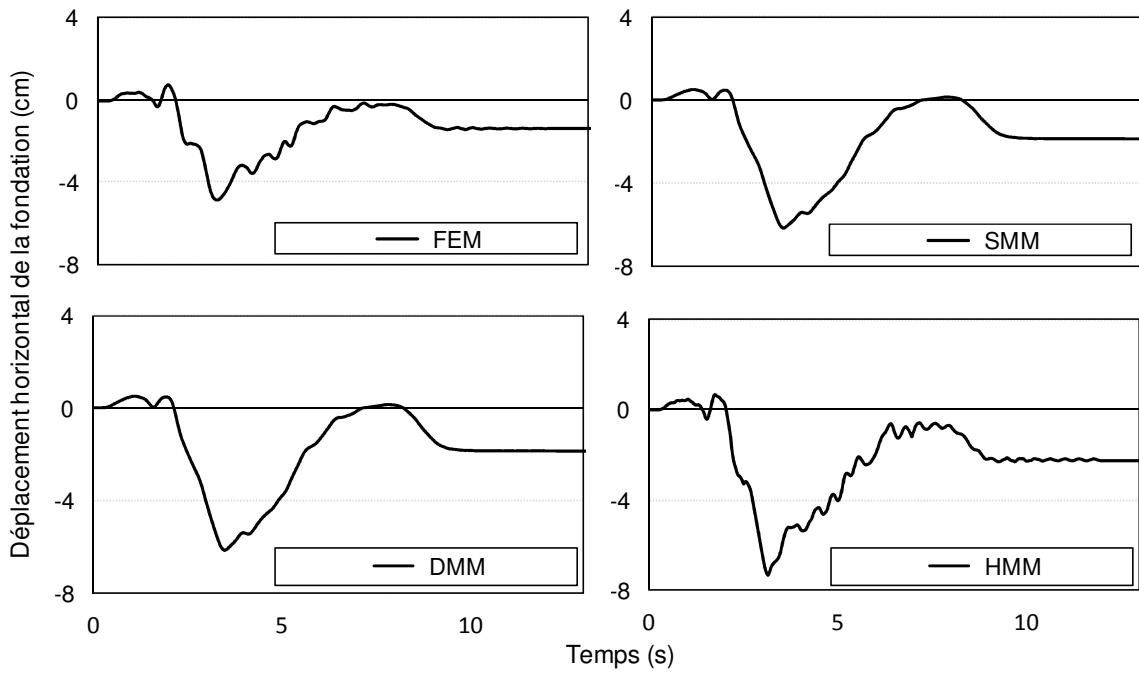


Figure III-24 Déplacement horizontal de la fondation obtenu par FEM, SMM, DMM et HMM – Réponse non linéaire

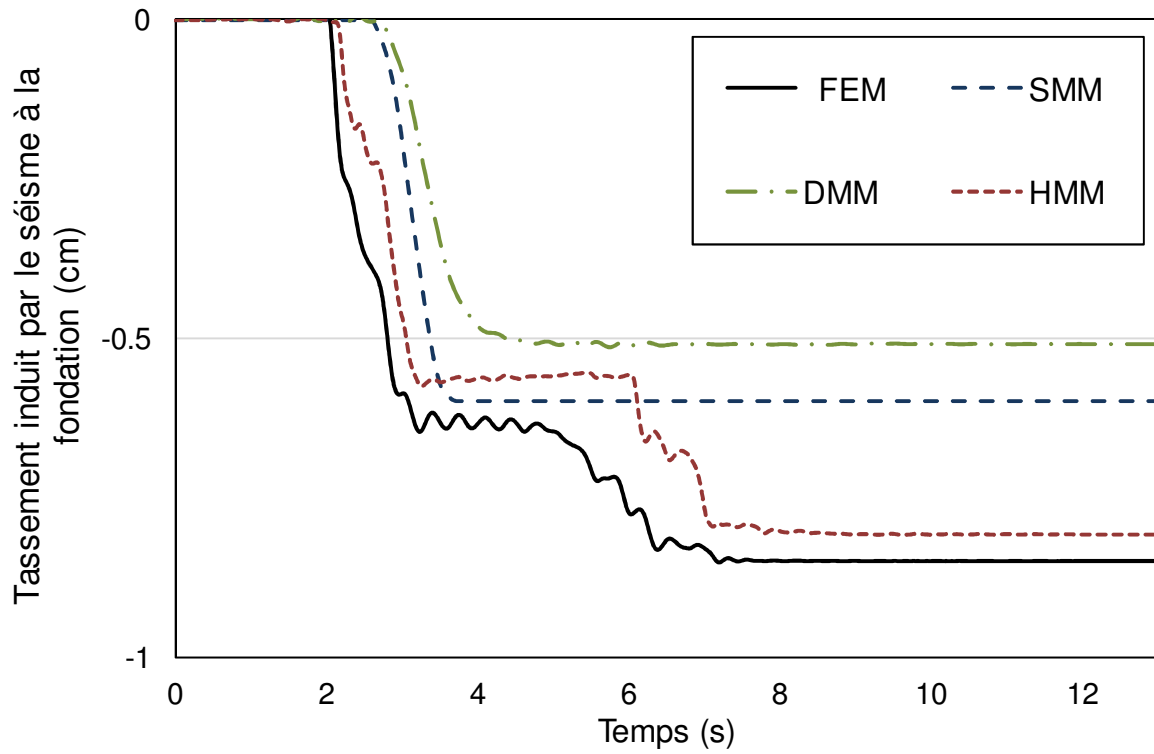


Figure III-25 Tassement de la fondation induit par l'excitation obtenu par FEM, SMM, DMM et HMM

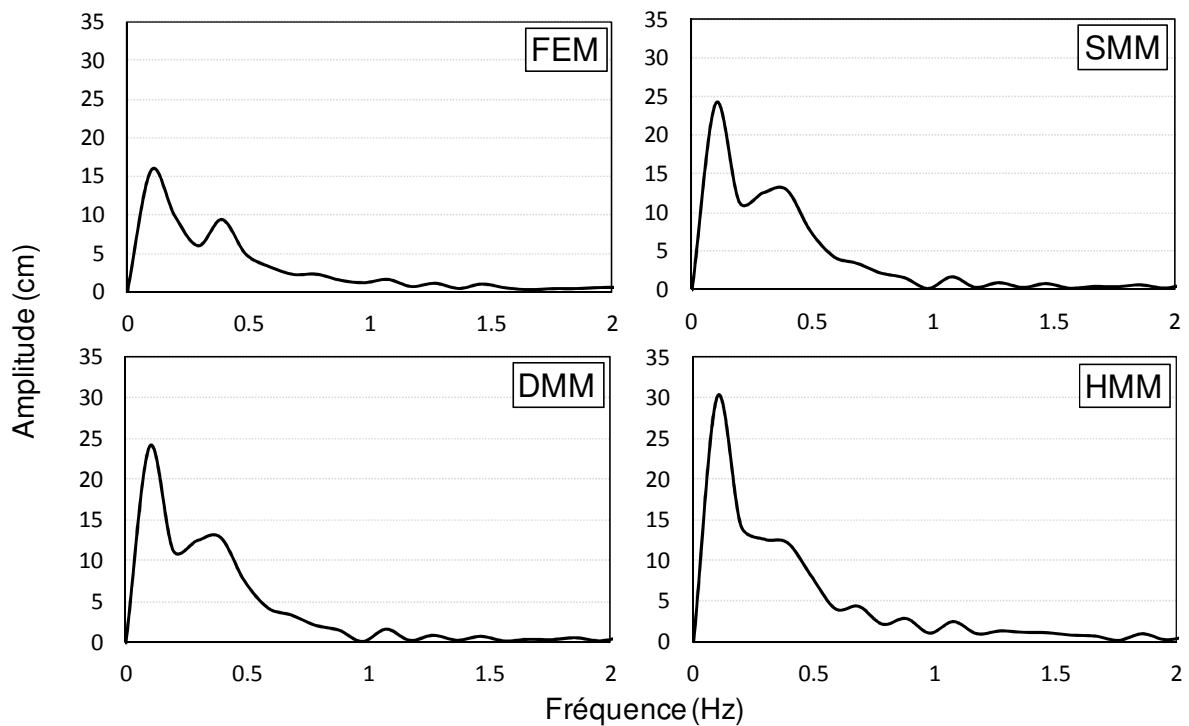


Figure III-26 Transformées de Fourier des déplacements horizontaux de la fondation obtenus par FEM, SMM, DMM et HMM – Réponse non linéaire

D'autre part, l'évolution du tassement induit par le séisme qui constitue une variable importante pour les conceptions et les analyses des ouvrages en zone sismique est étudiée. Pour les analyses linéaires, l'excitation sismique n'induit aucun tassement puisque le degré de liberté en translation verticale n'est pas couplé avec les autres degrés de liberté pour un comportement élastique. Ce n'est pas le cas pour les analyses non linéaires, où tous les degrés de liberté sont couplés par le moyen des lois d'écoulement plastiques tridimensionnelles. La Figure III-25 montre l'évolution des tassements induits par l'excitation sismique obtenus par SMM, DMM, HMM et FEM. Les valeurs de tassement sont en accord, avec un écart de 3 mm. Le fait que la taille de la fondation soit relativement petite justifie les valeurs presque égales des tassements obtenus par SMM et DMM ; la différence avec les valeurs obtenues par FEM et HMM pourrait provenir d'un effet lié à la masse du sol incluse dans l'analyse pour ces deux cas : le sol est modélisé intégralement pour ces deux approches contrairement à SMM et DMM où il est pratiquement remplacé par des éléments binodaux sans masse.

#### ***III.4.5. Observations sur les potentialités du macroélément sous charge dynamique***

Les résultats du paragraphe III.3 montrent que la variable d'écrouissage proposée permet d'adapter le critère de rupture par capacité portante au cas viscoplastique d'une façon appropriée. L'évolution des déplacements plastiques et des efforts en fonction d'un déplacement imposé obéit aux principes fondamentaux de la viscoplasticité, et l'effet des paramètres de la variable d'écrouissage définie est conforme aux significations physiques de chacun.

Les résultats obtenus à partir de la simulation de l'ISS dynamique dans le paragraphe III.4 ont montré la pertinence des approches proposées pour modéliser et résoudre un problème d'ISS au moyen d'un macroélément. Les accords entre les résultats obtenus à partir d'une simulation par éléments finis et des simulations par macroélément légitiment les approches en matière d'implémentation et de loi de comportement proposée. Les trois approches peuvent être utilisées pour la simulation du comportement sismique d'une structure ; le choix de l'approche adaptée dépend de la demande et du niveau de complexité requis.

Enfin, ce chapitre montre la capacité du macroélément à simuler le comportement statique et sismique d'une fondation superficielle, sous réserve d'une calibration appropriée. Les macroéléments ouvrent la voie à de nombreuses applications allant de simples exemples académiques, jusqu'à l'étude des ouvrages réels, en passant par des études paramétriques pour compléter les bases de données de résultats expérimentaux.



Chapitre IV :

---

Analyse des paramètres de nocivité

---



La conception en capacité des ouvrages en zones sismiques devient de plus en plus courante. L'utilisation de ces méthodes de conception nécessite la définition d'indicateurs de nocivité significatifs pour la caractérisation de la réponse des fondations de ces ouvrages. En général, ces indicateurs sont corrélés à des paramètres du signal d'entrée de l'étude sismique. L'identification de ces corrélations et le calcul du poids de chacun des paramètres du signal d'entrée constituent un objectif intéressant pour promouvoir ce type de conception.

Pour identifier ces corrélations, des simulations mettant en jeu des signaux issus d'enregistrements de séismes réels sont réalisées. Le macroélément est utilisé pour reproduire l'interaction sol-structure. En effet, celui-ci, calibré pour le cas d'étude, est adapté à ce genre de simulations, du fait que les paramètres du macroélément ne dépendent pas du signal d'entrée.

#### **IV.1. Caractérisation des signaux sismiques par des paramètres de nocivité**

En général, le mouvement sismique, donnée d'entrée pour l'étude des ouvrages en zones sismiques, est présenté sous forme d'un spectre ou d'un accélérogramme. Une analyse rapide d'un spectre permet de définir la plage de fréquence intéressante pour l'étude et les fréquences dominantes du signal, tandis qu'une analyse rapide d'un accélérogramme permet de définir l'accélération maximale et la durée du signal. Néanmoins, ces données ne permettent pas une caractérisation fine du mouvement sismique : pour mener des études de conception ou d'analyse sismique, il s'avère nécessaire de définir la représentativité du mouvement sismique injecté, sa nocivité et son niveau de conservatisme. Pour cela, la littérature scientifique propose des paramètres obtenus par post-traitement des signaux pour caractériser leur nocivité ; d'où l'appellation paramètres de nocivité.

##### ***IV.1.1. Aperçu de quelques paramètres de nocivité***

Dans ce paragraphe, les principaux paramètres de nocivité sont décrits. Pour chacun des paramètres, la définition et la méthode de détermination sont présentées succinctement.

Dans la suite, les valeurs d'accélérogramme de durée  $T_D$  sont symbolisées par  $A(t)$ ,  $t \in [0, T_D]$ .

##### ***IV.1.1.1. Accélération maximale du sol (PGA)***

Ce paramètre est utilisé couramment pour caractériser les signaux sismiques. Il s'agit de la valeur maximale de l'accélération du sol en surface.

Des corrélations existent entre la valeur de PGA et les dommages susceptibles de se produire dans les structures. Pourtant, ce n'est pas le seul paramètre qui définit l'endommagement : le retour d'expérience montre des séismes de fort PGA (en particulier des séismes proches, de courte durée et riches en hautes fréquences) peuvent générer des dommages moins importants que les séismes de faible PGA (Nazé, 2004). De plus, le niveau d'accélération maximale (PGA) ne devient plus un indicateur pertinent de dommages si le comportement de la



structure devient non linéaire (Nazé, 2004), d'où la nécessité de quantifier l'énergie du signal à partir de paramètres de nocivité caractéristiques de la durée, du nombre des cycles, etc.

#### IV.1.1.2. Accélération maximale régulière du sol (*Sustained Maximum Acceleration SMA*)

Dans la plupart des situations, l'accélération maximale (PGA) est atteinte pour un temps court durant l'excitation sismique, ce qui limite sa fiabilité pour estimer les dommages post sismiques. Ces dommages sont dus en général à des cycles répétés de chargement d'amplitude élevée, inférieure au PGA.

Afin de mieux estimer ces dommages, Nuttli (1979) propose un paramètre de nocivité défini comme étant le troisième maximum local de l'accélérogramme en question. Ce maximum est en général lié au PGA, mais il est atteint à plusieurs reprises durant l'évènement sismique.

#### IV.1.1.3. Intensité d'Arias

L'intensité d'Arias ( $I_A$ ), introduite par l'ingénieur chilien Arturo Arias, est une fonction des carrés des accélérations  $A(t)$ . Elle est calculée par l'équation (91).

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{T_D} A^2(t) dt \quad (91)$$

#### IV.1.1.4. Cumul absolu de la vitesse (*Cumulative Absolute Velocity CAV*)

Ce paramètre est du même type que l'intensité d'Arias ; il représente l'aire cumulée sous un accélérogramme en fonction du temps en introduisant un seuil  $A_{\min}$ . En deçà de ce seuil, la contribution des accélérations à l'énergie du signal est négligée. Il est calculé par l'équation (92).

$$CAV = \sum_{i=1}^N \left[ H[PGA_i - A_{\min}] \int_{t_i}^{t_{i+1}} |A(t)| dt \right] \quad (92)$$

$N$  désigne le nombre d'intervalles d'amplitude  $t_{i+1} - t_i$  considérés et  $PGA_i$  la valeur maximale de l'accélération sur chaque intervalle.  $H$  désigne la fonction Heaviside (équation (93)).

$$\begin{cases} H(x) = 1 & \text{si } x > 0 \\ H(x) = 0 & \text{si } x \leq 0 \end{cases} \quad (93)$$

En général, le signal est découpé en intervalles d'amplitude une seconde. Le seuil  $A_{\min}$  est égal à 0.025 g dans les cas courants. Une étude réalisée par le EPRI (1988) a montré qu'un séisme d'intensité supérieure à VI sur l'échelle de Mercalli doit correspondre à une valeur de CAV au moins égale à 0.3 g.s.

#### IV.1.1.5. Moyenne quadratique de l'accélération (*Root Mean Square Acceleration $A_{RMS}$* )

Par définition, la moyenne quadratique de l'accélération ( $A_{RMS}$ ) est calculée par l'équation (94).

$$A_{\text{RMS}} = \sqrt{\frac{\int_0^{T_D} A^2(t) dt}{T_D}} \quad (94)$$

Ce paramètre est proportionnel à l'intensité d'Arias ; ils peuvent être utilisés de façon interchangeable. Cependant, le paramètre  $A_{\text{RMS}}$  a l'avantage d'introduire la dimension temporelle du signal (durée totale  $T_D$ ).

#### IV.1.1.6. Intensité caractéristique

L'intensité caractéristique ( $I_c$ ) d'un signal est proportionnelle à la moyenne quadratique de l'accélération. Elle est calculée par l'équation (95).

$$I_c = (A_{\text{RMS}})^{3/2} \sqrt{T_D} \quad (95)$$

#### IV.1.1.7. Durée significative du signal

La durée totale d'un enregistrement d'un évènement sismique n'est pas d'une grande signification pour caractériser cet enregistrement. En effet, cette durée, liée à la durée de fonctionnement d'un appareil de mesure, peut inclure des périodes, plus ou moins étendues, où l'amplitude du signal n'induit pas de dégâts. Il est donc nécessaire de définir une durée significative pour la définition de la nocivité d'un signal. Plusieurs méthodes existent pour définir cette durée, elles sont divisées en deux classes.

La première classe regroupe les méthodes qui définissent la durée significative comme étant la durée durant laquelle l'accélération dépasse un certain seuil. Ce seuil est fixé à 0.03 g dans les travaux d'Ambraseys et Sarma (1967), à 0.05 g dans les travaux de Page (1972) et à une fraction de l'accélération maximale dans les travaux de McGuire et Borhard (1979). Dans le but d'éviter la majoration de la durée significative dans le cas où des phases faibles peuvent apparaître entre deux phases fortes, Bolt (1973) propose de calculer la durée significative en sommant des intervalles durant lesquels l'accélération dépasse un seuil prédéfini. L'amplitude de l'intervalle est définie de manière à éviter d'inclure des phases très faibles dans le calcul de cette durée.

La deuxième classe regroupe les méthodes qui définissent la durée significative comme étant la période du signal durant laquelle une fraction de l'intensité d'Arias est atteinte. Triffunac et Brady (1975) définissent la durée significative comme étant la durée entre l'atteinte de 5% et 95% de l'intensité d'Arias. Bommer et Martinez-Pereira (1996) définissent la durée significative comme étant la durée entre l'instant où  $I_A$  atteint 0.05 m/s et l'instant où le taux d'accroissement de  $I_A$  devient inférieur à 10%.

Dans la présente étude, la durée significative ( $D_s$ ) est égale à la durée entre l'instant où l'intensité déjà transmise atteint 5% de l'intensité d'Arias et l'instant où elle atteint 95% de l'intensité d'Arias.

#### IV.1.1.8. Pouvoir destructeur

En plus des valeurs de l'accélération, de la durée significative et de l'énergie, le contenu fréquentiel joue un rôle important pour la détermination de la nocivité d'un signal. Pour en tenir compte, la notion de pouvoir destructeur ( $P_D$ ) a été introduite par Sargoni (1981). Ce paramètre est égal au rapport de l'intensité d'Arias au carré de la fréquence centrale du signal  $f_0$  (équation (96)).

$$P_D = \frac{I_A}{f_0^2} \quad (96)$$

La valeur de la fréquence centrale est liée directement au mouvement tectonique : à titre d'exemple, les séismes chiliens provoqués par une subduction de la plaque Nazca sous la plaque sud-américaine sont caractérisés par une fréquence centrale de 6 Hz, tandis que les séismes nord-américains provoqués par le décrochement entre la plaque nord-américaine et la plaque pacifique sont caractérisés par une fréquence centrale de 4 Hz. La fréquence centrale d'un séisme peut être déterminée à partir d'expressions en fonction de la magnitude et de la distance épacentrale. Dans les cas courants, on considère que la fréquence centrale d'un séisme est égale au nombre moyen de passages par zéro du signal par seconde. La totalité du signal, ou la durée significative peuvent être considérées.

#### IV.1.2. Signaux sismiques retenus

Les signaux sismiques considérés sont issus d'enregistrements durant des événements sismiques autour du monde. Le choix des séismes a été fait suivant deux critères principaux : le premier est un critère géographique : des séismes survenus dans plusieurs pays (Japon, Grèce, Italie, France, Mexique) et par suite causés par des phénomènes géologiques variés ont été sélectionnés. Le deuxième est un critère historique : pour chaque pays, un ou plusieurs séismes marquants ont été retenus.

Ci-contre un aperçu des événements sismiques sélectionnés et leurs principales caractéristiques :

- Le séisme de Tohoku au Japon (11 Mars 2011) : un séisme de magnitude 9 survenu au large de la côte nord de l'île Honshu. Son épacentre est situé 130 km à l'est de Sendai. Il est le cinquième plus fort séisme jamais enregistré dans l'histoire humaine.
- Le séisme d'Athènes en Grèce (7 Septembre 1999) : un séisme de magnitude 5,9 survenu à Athènes.
- Le séisme de Michoacan au Mexique (19 Septembre 1985) : un séisme de magnitude 8 qui a frappé la ville de Mexico. Son épacentre est situé à 350 km au large de la côte ouest du Mexique.
- Le séisme du Frioul en Italie (6 Mai 1976) : un séisme de magnitude 6.4 survenu au Frioul en Italie. L'épacentre est situé à Gemona dans la province d'Udine.
- Le séisme de Volvi en Grèce (20 Juin 1978) : un séisme de magnitude 6.2 survenu dans la province de Macédoine. L'épacentre est situé à Volvi, 30 km à l'est de

Thessalonique, à une profondeur de 16 km. Le séisme était tellement fort qu'il a été ressenti en Bulgarie et en ancienne Yougoslavie.

- Le séisme de Lefkada en Grèce (14 Aout 2003) : un séisme de magnitude 6.2 survenu à Lefkada en Grèce. L'épicentre était situé près de la côte de la Leucade, à 15 km de profondeur.
- Le séisme de Lazzio (6 Février 1971) : un séisme de magnitude 4.5 qui a détruit le village de Viterbo en Italie.
- Les séismes historiques en France : différents séismes survenus en France métropolitaine ont été sélectionnés.

#### IV.1.3. Bases de données utilisées

Les enregistrements issus de chacun des séismes sont téléchargés à partir de bases de données accessibles en ligne. Les enregistrements du séisme de Tohoku sont issus de la base de données KiK-net (*Kiban Kyoshin network*), les enregistrements des séismes européens (France, Athènes, Frioul, Lazzio, Lefkada, Volvi) sont issus de la base de données européenne ESD (*European Strong motion Database*) et les enregistrements du séisme de Michoacan sont issus de la base de données du *Consortium of Organizations for Strong-Motion Observation Systems* (COSMOS). Pour chaque enregistrement, trois fichiers sont disponibles : ils correspondent à l'historique de l'accélération enregistrée en surface suivant trois directions : deux directions horizontales orthogonales et une direction verticale.

#### IV.1.4. Caractéristiques des signaux retenus

Les signaux intéressants pour l'étude sont sélectionnés suivant leur accélération maximale (PGA). Les signaux ayant une accélération maximale comprise entre 0.1 et 4 m/s<sup>2</sup> sont retenus. Ce paramètre est suffisamment pertinent pour une estimation préliminaire de l'énergie de chaque enregistrement.

Tableau IV-1 Caractéristiques des signaux sismiques retenus

Séisme	Nombre d'enregistrements	PGA (m/s <sup>2</sup> )	Durée significative Ds (s)	Intensité d'Arias (I <sub>A</sub> )	Pouvoir destructeur (P <sub>D</sub> )
Tohuko	193	0.5 – 4	4 – 174	0.019 – 10.5	1.5 x 10 <sup>-4</sup> – 0.5221
Michoacan	6	0.13 – 1.5	8.6 – 42	0.0056 – 0.8844	1.2 x 10 <sup>-4</sup> – 0.0076
Frioul	13	0.12 – 3.5	8.4 – 28.5	0.006 – 1.55	0.3 x 10 <sup>-4</sup> – 0.0841
Athènes	1	0.1	4	0.0152	8 x 10 <sup>-6</sup>
Volvi	1	0.14 – 1.43	5 – 25	0.002 – 0.17	0.0002 – 0.0025
Lefkada	1	1.17	8.5	0.13	0.006
Lazzio	15	0.1 – 1.44	12 – 20	0.002 – 0.4	0.0006 – 0.05
France	8	0.05 – 0.234	0.7 – 14	5 x 10 <sup>-5</sup> – 0.008	5.6 x 10 <sup>-8</sup> – 4 x 10 <sup>-6</sup>
<b>Total</b>	<b>238</b>	<b>0.05 – 4</b>	<b>0.7 – 174</b>	<b>5 x 10<sup>-5</sup> – 10.5</b>	<b>5.6 x 10<sup>-8</sup> – 0.5221</b>

Le Tableau IV-1 donne le nombre d'enregistrement retenus pour chaque séisme et leurs principaux paramètres de nocivité. Les histogrammes de la Figure IV-1 donnent les distributions de ces indicateurs pour l'ensemble des enregistrements retenus. Des corrélations entre quelques indicateurs de nocivité pris deux à deux sont présentées de la Figure IV-2 à la Figure IV-6. La Figure IV-7 présente la distribution des dix premiers pics de fréquence des signaux retenus.

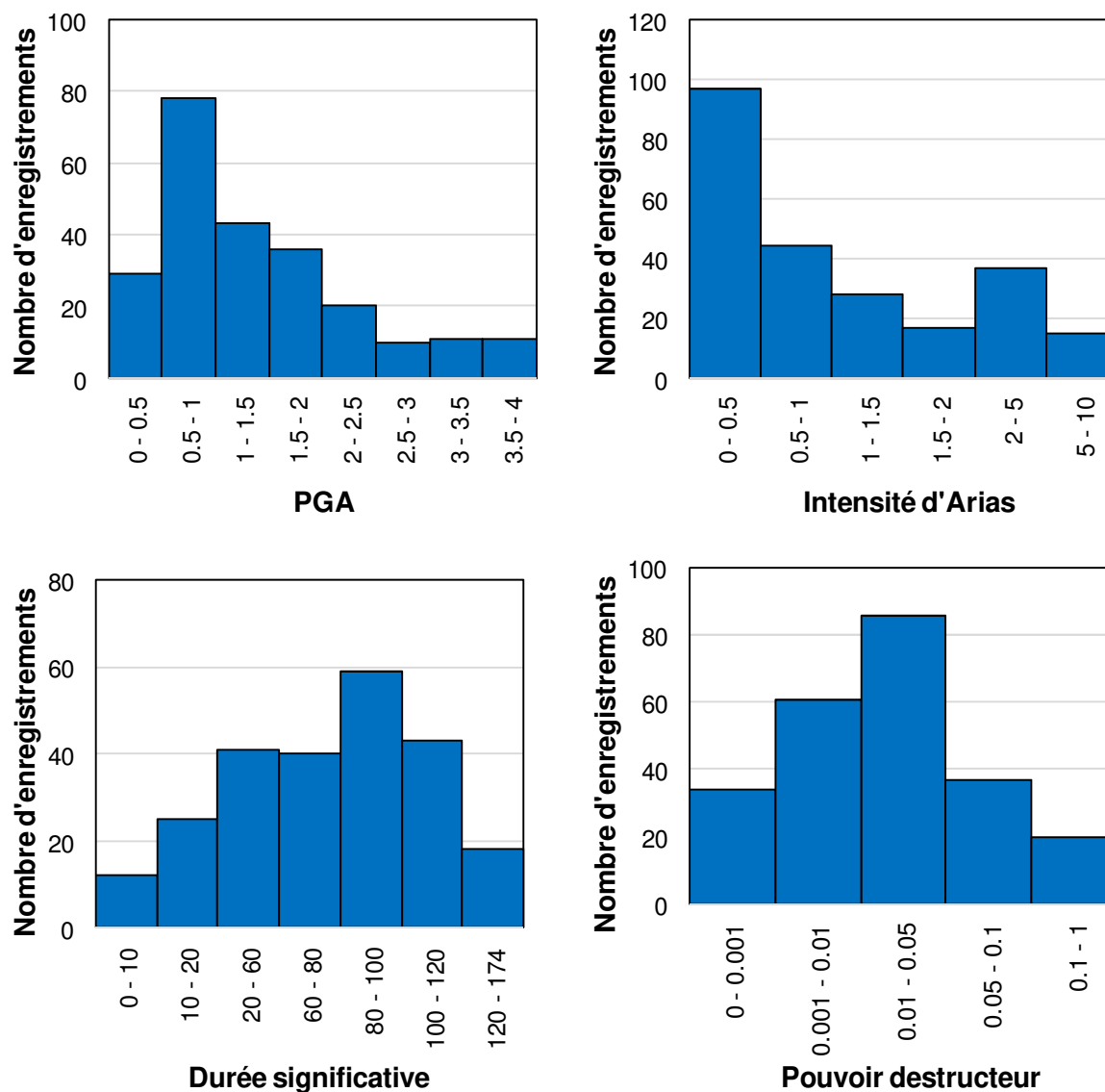


Figure IV-1 Distribution des paramètres de nocivité pour les signaux retenus

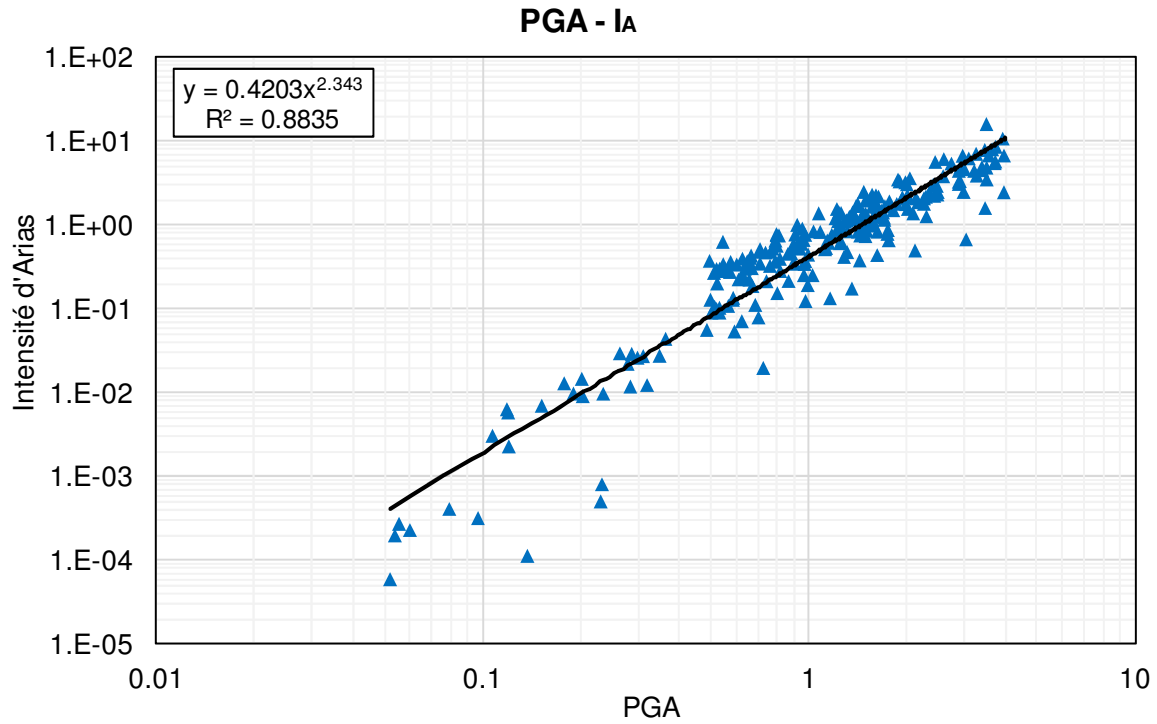


Figure IV-2 Corrélation entre l'intensité d'Arias et l'accélération maximale

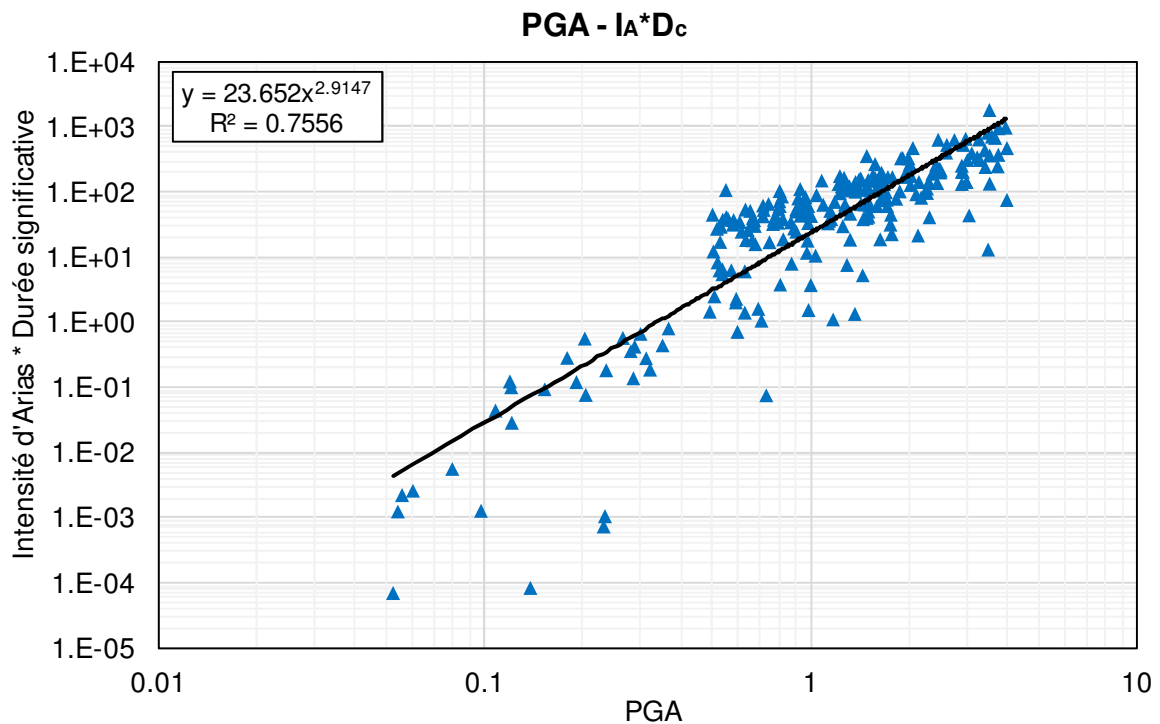


Figure IV-3 Corrélation entre le produit de l'intensité d'Arias par la durée significative et l'accélération maximale

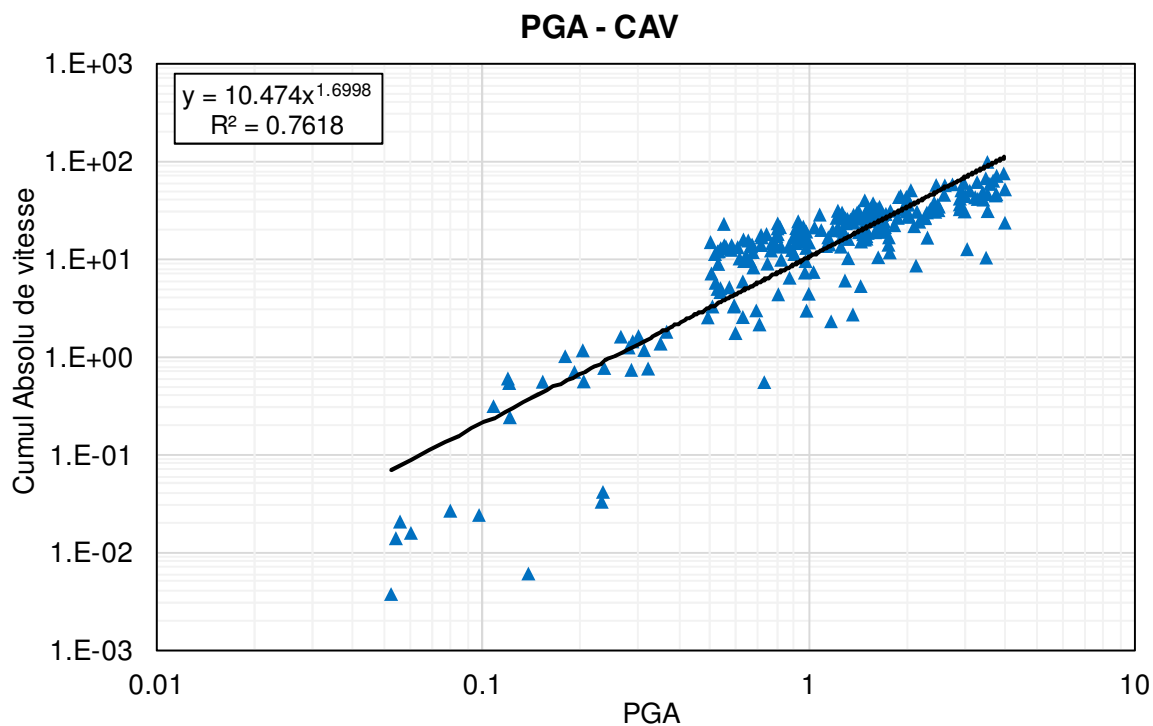


Figure IV-4 Corrélation entre le Cumul Absolu de Vitesse et l'accélération maximale

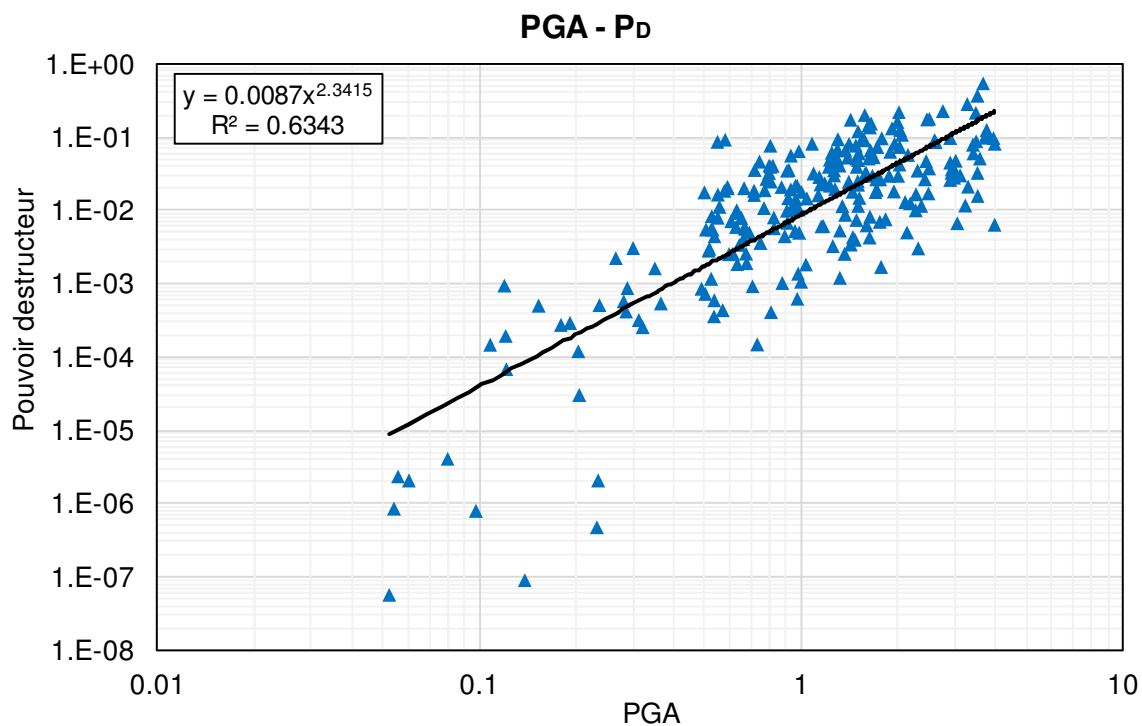


Figure IV-5 Corrélation entre le pouvoir destructeur et l'accélération maximale

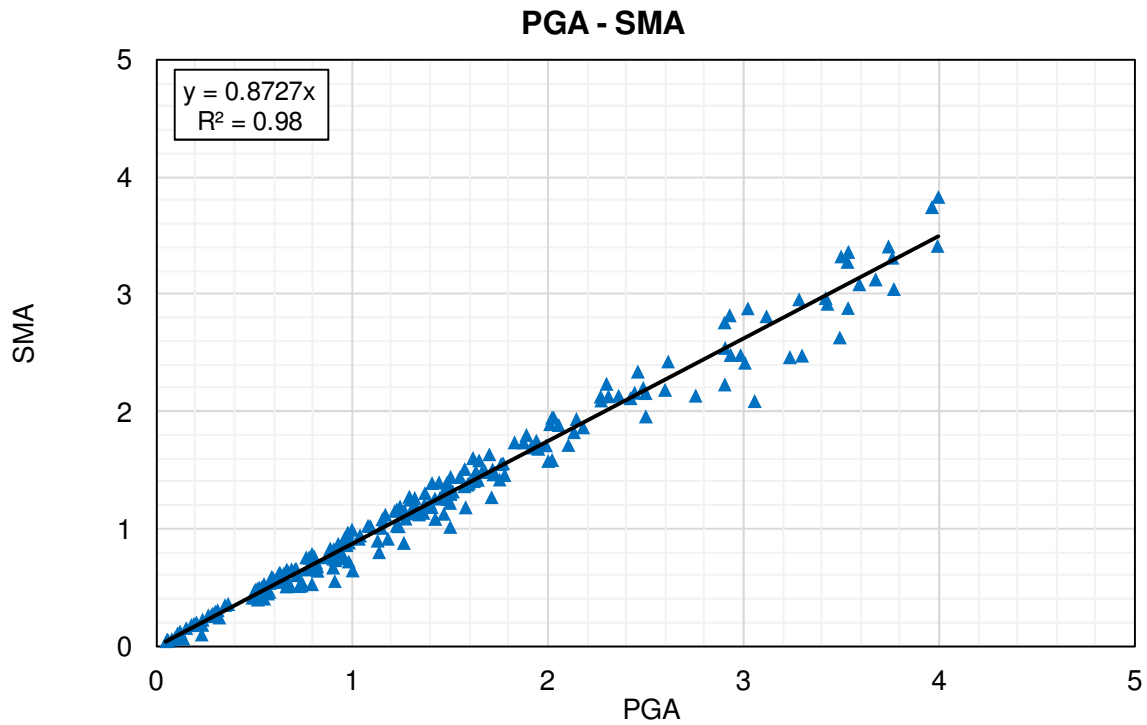


Figure IV-6 Corrélation entre l'accélération maximale régulière et l'accélération maximale

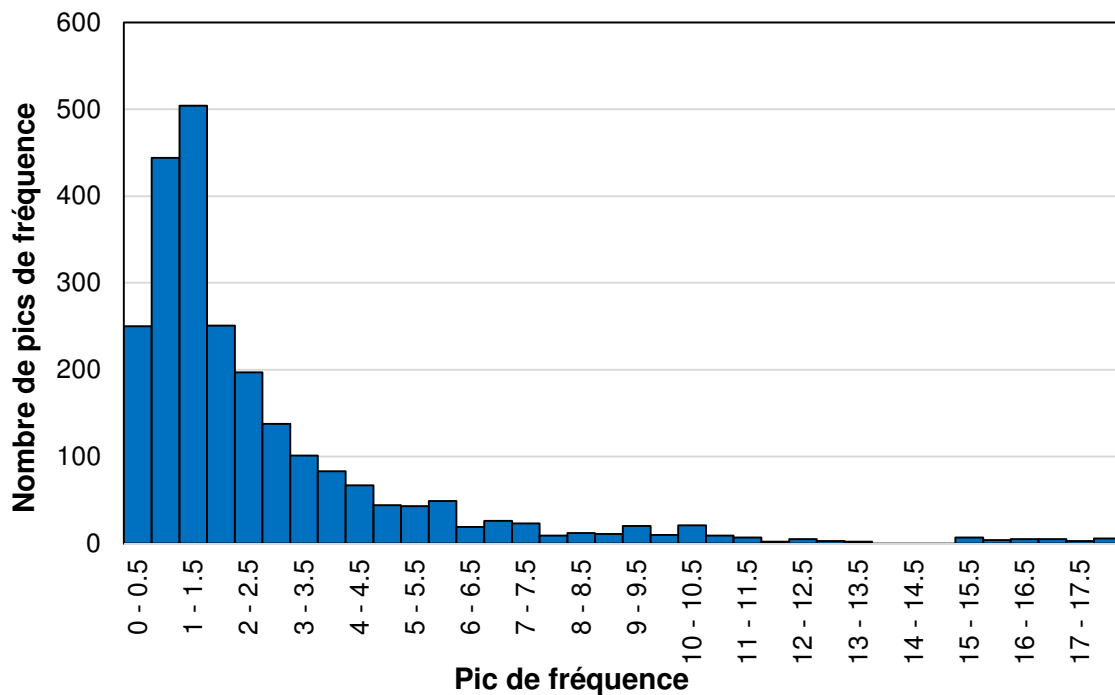


Figure IV-7 Distribution des dix premiers maximums de fréquence des signaux retenus



## IV.2. Cas d'étude

### IV.2.1. Structure étudiée

La structure étudiée est un portique en béton armé sur une fondation de 3 m x 4 m. Les poutres du portique ont une section carrée de 30 cm x 30 cm. Le sol sous-jacent ainsi que les paramètres du macroélément pour ce cas d'étude sont décrits au paragraphe III.1.

### IV.2.2. Calculs réalisés

Pour la structure considérée, huit calculs sont réalisés en appliquant chacun des accélérogrammes retenus. Ces calculs sont définis comme suit :

- Un calcul linéaire élastique noté « LIN » ci-après : les mécanismes de plasticité sont désactivés dans les macroéléments et seule la phase élastique est considérée
- Un calcul non linéaire noté « NLIN » ci-après : les mécanismes plastiques peuvent être actifs dans les macroéléments, mais l'effet des efforts d'inertie sismiques dans le sol est négligé
- Quatre calculs non linéaires tenant compte de l'effet des efforts d'inertie sismiques dans le sol. Le critère de rupture par perte de capacité portante est modifié selon la formulation détaillée dans le paragraphe II.3.2. L'accélération de calcul, notée  $a_g$ , contrôlant la modification de ce critère est définie de quatre manières différentes :
  - a) A chaque pas de temps du calcul,  $a_g$  est égale à l'accélération absolue maximale du signal (PGA), ce calcul est noté « MAX » ci-après
  - b) A chaque pas de temps du calcul,  $a_g$  est égale au maximum absolu actuel du signal sismique, ce calcul est noté « VMA » ci-après
  - c) A chaque pas de temps du calcul,  $a_g$  est égale à la valeur absolue de l'accélération du signal sismique, ce calcul est noté « VAR » ci-après
  - d) A chaque pas de temps du calcul,  $a_g$  est calculée à partir de l'algorithme de résolution plastique. Elle est égale à la dérivée seconde du déplacement plastique. Ce calcul est noté « A » ci-après.
- Deux calculs viscoplastiques, où l'effet de la vitesse de chargement sur la réponse du sol est pris en compte. La différence entre les deux calculs réside dans la prise en compte ou non des efforts d'inertie sismiques.
  - a) Pour le calcul noté « VP », les efforts d'inertie sismiques sont négligés, le principe de la prise en compte de la viscoplasticité est expliqué dans le paragraphe II.3.1.
  - b) Pour le calcul noté « VPA », les effets des efforts d'inertie et de la viscoplasticité sont pris en compte selon l'algorithme décrit dans le paragraphe II.4.3.4.

Le Tableau IV-2 résume les caractéristiques de ces simulations.

Tableau IV-2 Caractéristiques des calculs réalisés

Calcul	Linéaire / non linéaire	Viscoplasticité	Efforts d'inertie sismique	Détermination de $a_g$
LIN	Linéaire	✗	✗	
NLIN	Non linéaire	✗	✗	
VP	Non linéaire	✓	✗	
A	Non linéaire	✗	✓	Dérivée seconde du déplacement plastique (II.4.3.4)
VPA	Non linéaire	✓	✓	Dérivée seconde du déplacement plastique (II.4.3.4)
MAX	Non linéaire	✗	✓	PGA du signal
VMA	Non linéaire	✗	✓	Maximum de la partie écoulée du signal sismique
VAR	Non linéaire	✗	✓	Accélération à l'instant courant

### IV.3. Variation des indicateurs d'endommagement en fonction des paramètres de nocivité

Vu le grand nombre de calculs réalisées (1904 calculs), la meilleure façon de présenter les résultats est sous la forme d'indicateurs d'endommagements en fonction de paramètres de nocivité sélectionnés, pour chaque calcul (LIN, NLIN, MAX, VMA, VAR, A, VP, VPA).

#### IV.3.1. Sélection de paramètres de nocivité

Parmi les paramètres de nocivité détaillés dans le paragraphe IV.1.1, trois paramètres sont retenus : l'accélération maximale du sol (PGA), la durée significative ( $D_s$ ), le pouvoir destructeur ( $P_D$ ). Un quatrième paramètre  $f_{ss}$  est défini par l'équation (97).

$$f_{ss} = \frac{|f_{\text{sign}} - f_{\text{struct}}|}{f_{\text{struct}}} \quad (97)$$

Où  $f_{\text{sign}}$  est le premier pic de fréquence du signal et  $f_{\text{struct}}$  est la première fréquence propre de la structure.

Ces paramètres sont choisis de manière à couvrir tous les aspects liés à la caractérisation d'un signal sismique : le pic d'accélération, la durée, l'énergie et la fréquence. Le pic d'accélération est représenté par l'accélération maximale du sol (PGA) qui joue un rôle important dans la définition des dégâts induits par le signal sismique. La durée du signal est représentée par la valeur de la durée significative ( $D_s$ ) qui définit la durée durant laquelle 90% de l'intensité d'Arias est transmise. Le pouvoir destructeur représente l'énergie du signal ; il est choisi parce qu'il dépend de l'intensité d'Arias et de la fréquence centrale du signal. Le paramètre  $f_{ss}$  est défini pour quantifier la vulnérabilité de la structure vis-à-vis de chacun des signaux.

L'ensemble de ces quatre paramètres est nommé PARNOC ci-après. Un paramètre de nocivité de cet ensemble est noté  $A_i$  tel que  $i \in [1, 4]$ .

### ***IV.3.2. Définition des indicateurs d'endommagements***

Afin de quantifier les dégâts qui sont induits dans le système structure-fondation, quatre indicateurs d'endommagement sont définis de manière à couvrir différents aspects de la réponse sismique : le déplacement horizontal maximal, le tassement total, la fraction décollée de la fondation et l'inclinaison de la charge résultante. L'inclinaison de la charge résultante est définie par l'arc tangent du rapport de l'effort horizontal maximal à l'effort vertical maximal.

Le déplacement horizontal total représente l'état de tenue de la structure durant le séisme : celle-ci doit être conçue pour pouvoir tenir face à ce déplacement. Le tassement total sert à justifier les exigences de fonctionnement de la structure et la capacité portante du sol après un séisme. La fraction décollée de la fondation sert à justifier les exigences de fonctionnement et la réparabilité de la structure après un séisme. Quant au facteur de sécurité au glissement, il sert à justifier l'effort horizontal induit à la fondation durant l'excitation sismique, en vérifiant qu'un état limite ultime ne soit pas atteint à l'interface sol fondation.

Les courbes donnant la variation du déplacement horizontal maximal en fonction des paramètres de nocivité de l'ensemble PARNOC sont présentées de la Figure IV-8 à la Figure IV-15, tandis que l'annexe C regroupe les courbes relatives aux autres indicateurs d'endommagement.

**IV.3.3. Comportement élastique linéaire (LIN)**

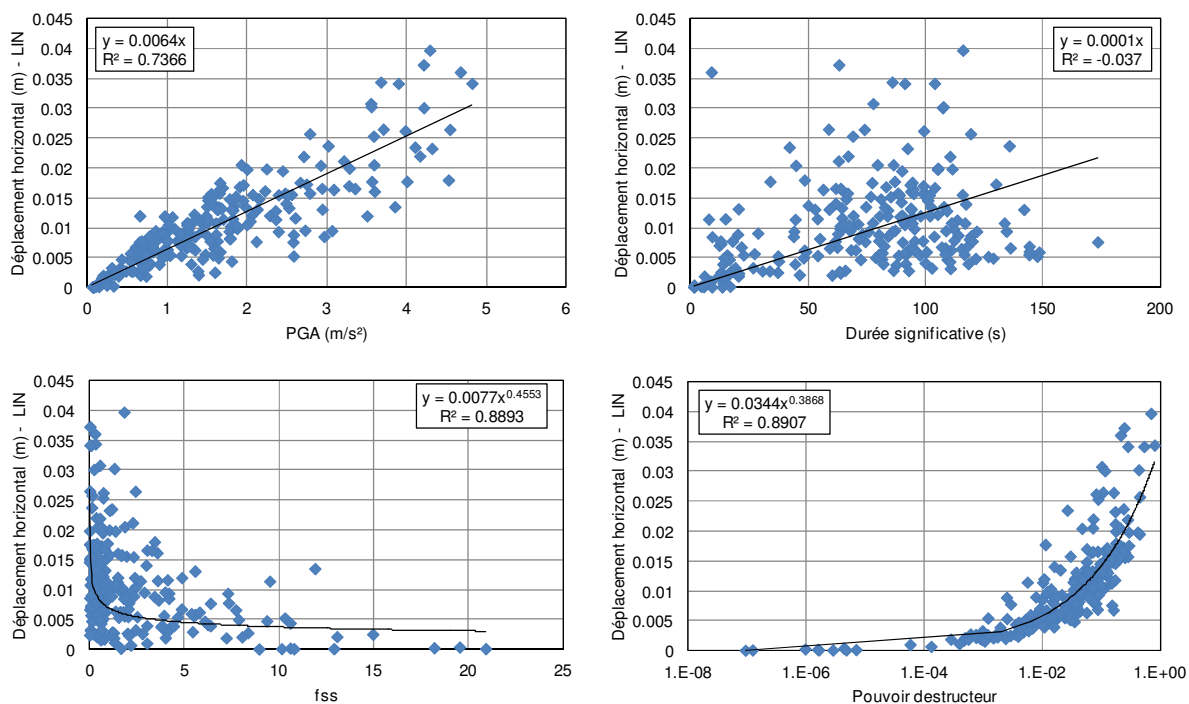


Figure IV-8 Déplacement horizontal maximal pour un comportement linéaire

**IV.3.4. Comportement élastoplastique en négligeant les efforts d'inertie dans le sol (NLIN)**

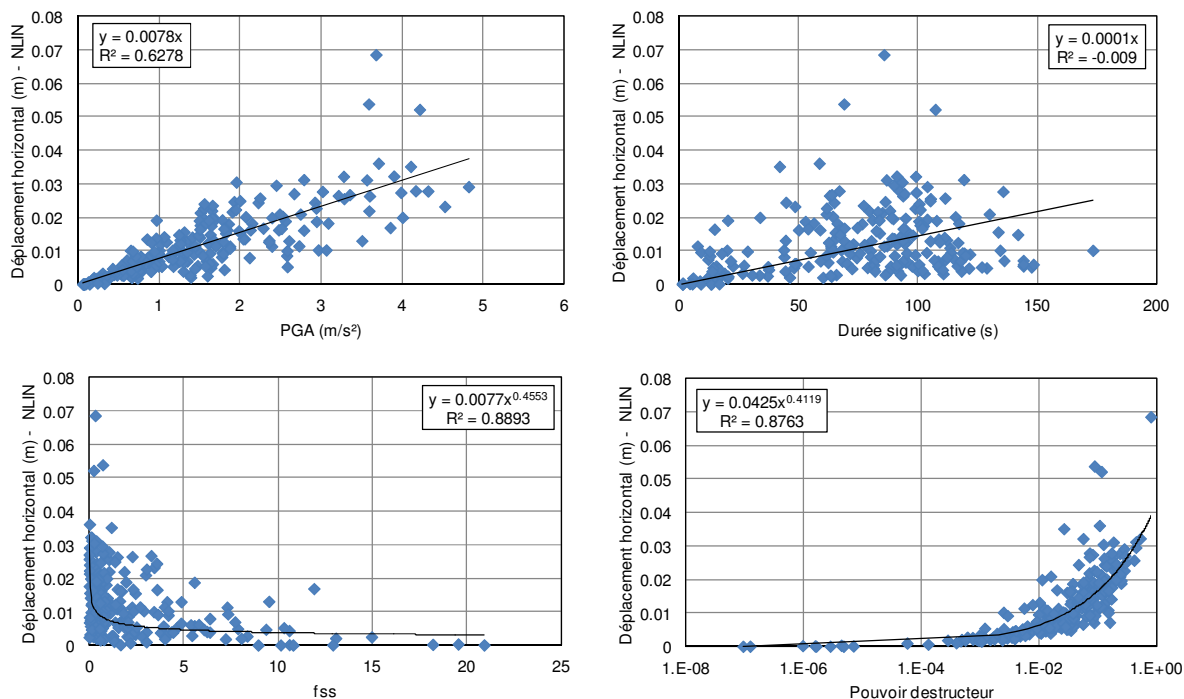


Figure IV-9 Déplacement horizontal maximal pour un comportement non linéaire, les efforts d'inertie sismiques ne sont pas pris en compte

**IV.3.5. Comportement élastoplastique en tenant compte des efforts d'inertie dans le sol**

**IV.3.5.1. L'accélération de calcul  $a_g$  est égale au PGA du signal (MAX)**

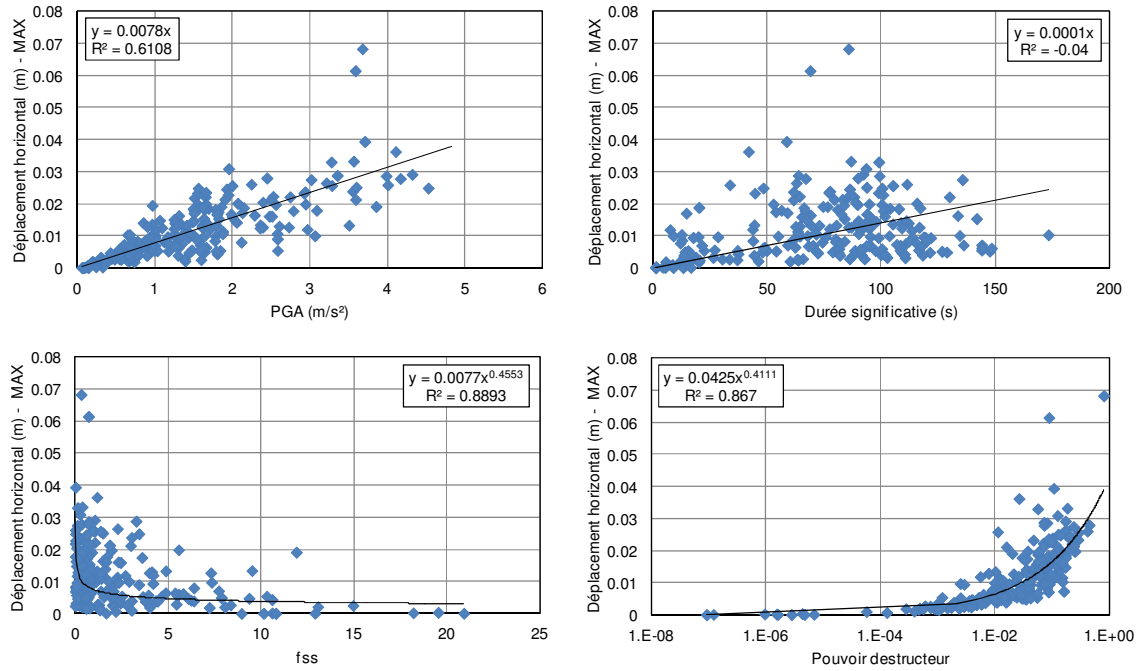


Figure IV-10 Déplacement horizontal maximal pour un comportement non linéaire,  $a_g$  est égale au PGA du signal

**IV.3.5.2. L'accélération de calcul  $a_g$  est égale au maximum actuel du signal sismique (VMA)**

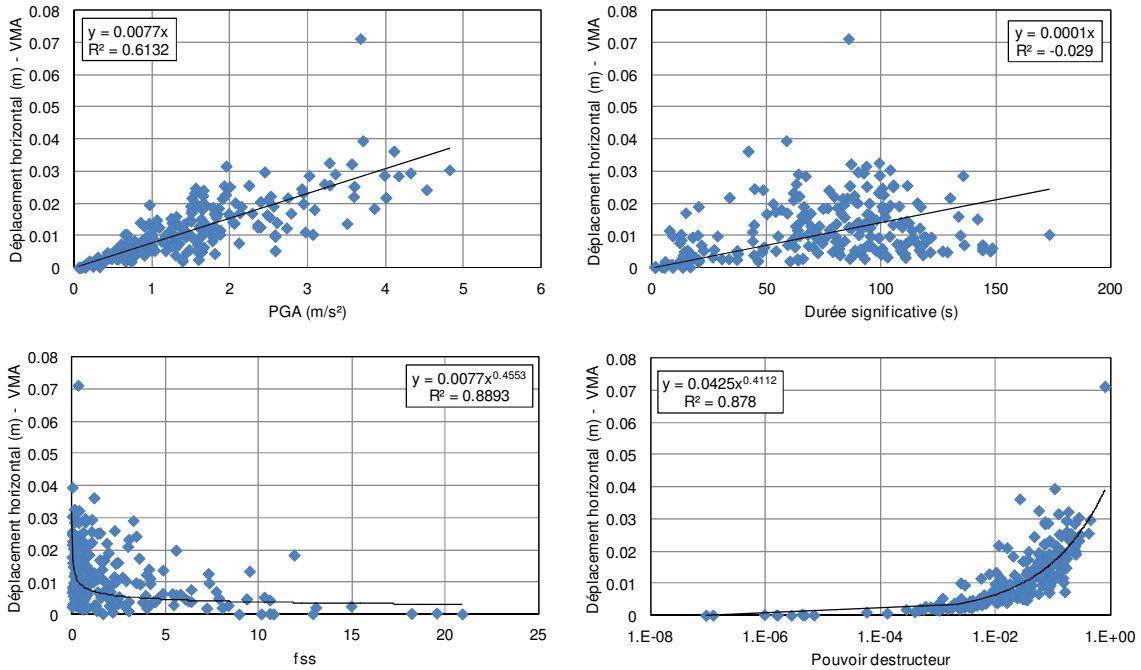


Figure IV-11 Déplacement horizontal maximal pour un comportement non linéaire,  $a_g$  est égale au maximum actuel du signal

IV.3.5.3. L'accélération de calcul  $a_g$  est égale à l'accélération à l'instant courant (VAR)

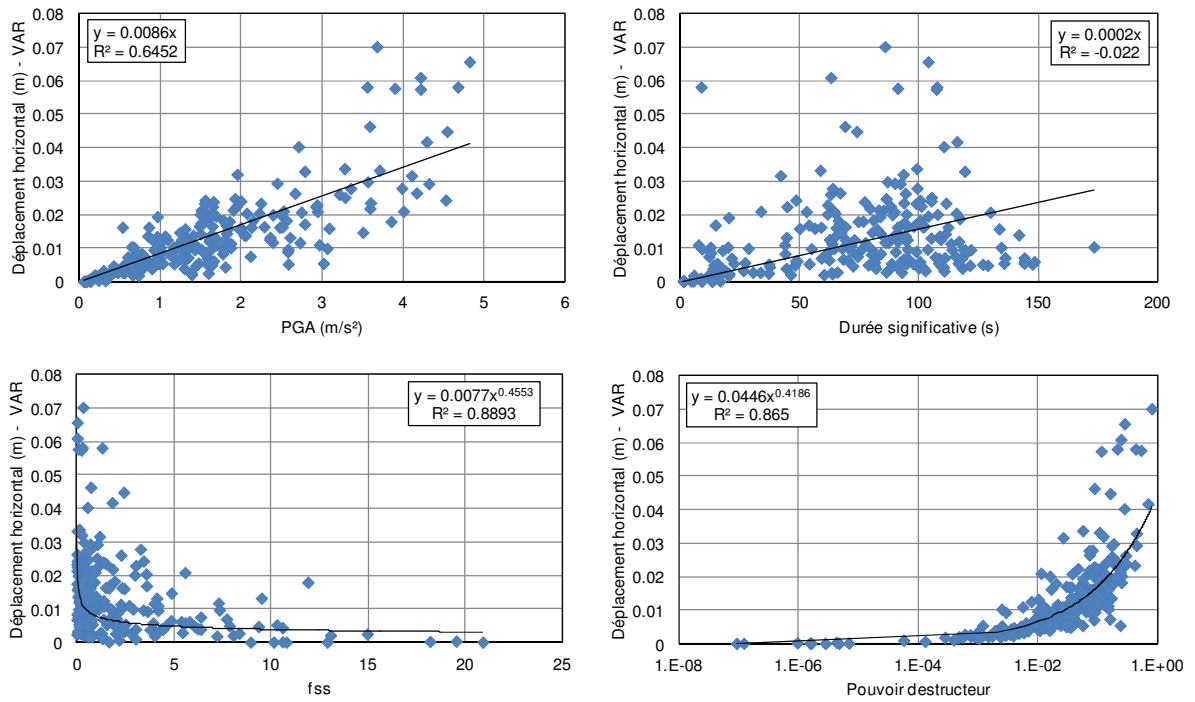


Figure IV-12 Déplacement horizontal maximal pour un comportement non linéaire,  $a_g$  est égale à l'accélération à l'instant courant

IV.3.5.4. L'accélération de calcul  $a_g$  est égale à la dérivée seconde du déplacement plastique (A)

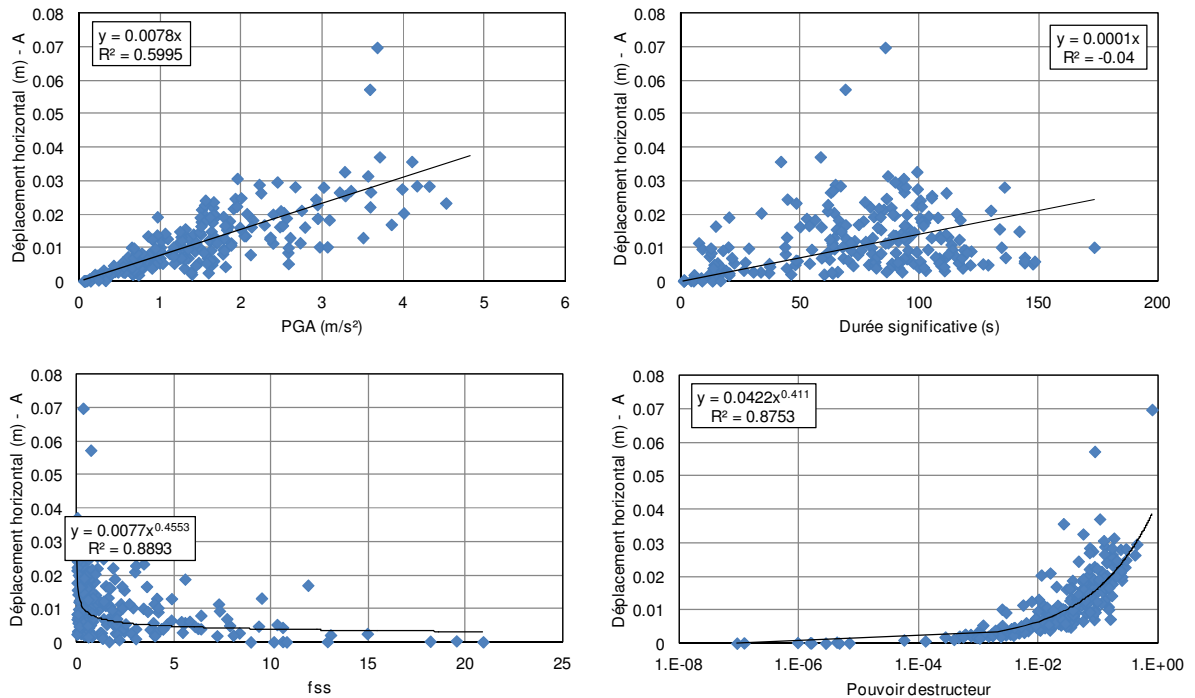


Figure IV-13 Déplacement horizontal maximal pour un comportement non linéaire,  $a_g$  est égale à la dérivée seconde du déplacement plastique

**IV.3.6. Comportement viscoplastique en négligeant les efforts d'inertie dans le sol (VP)**

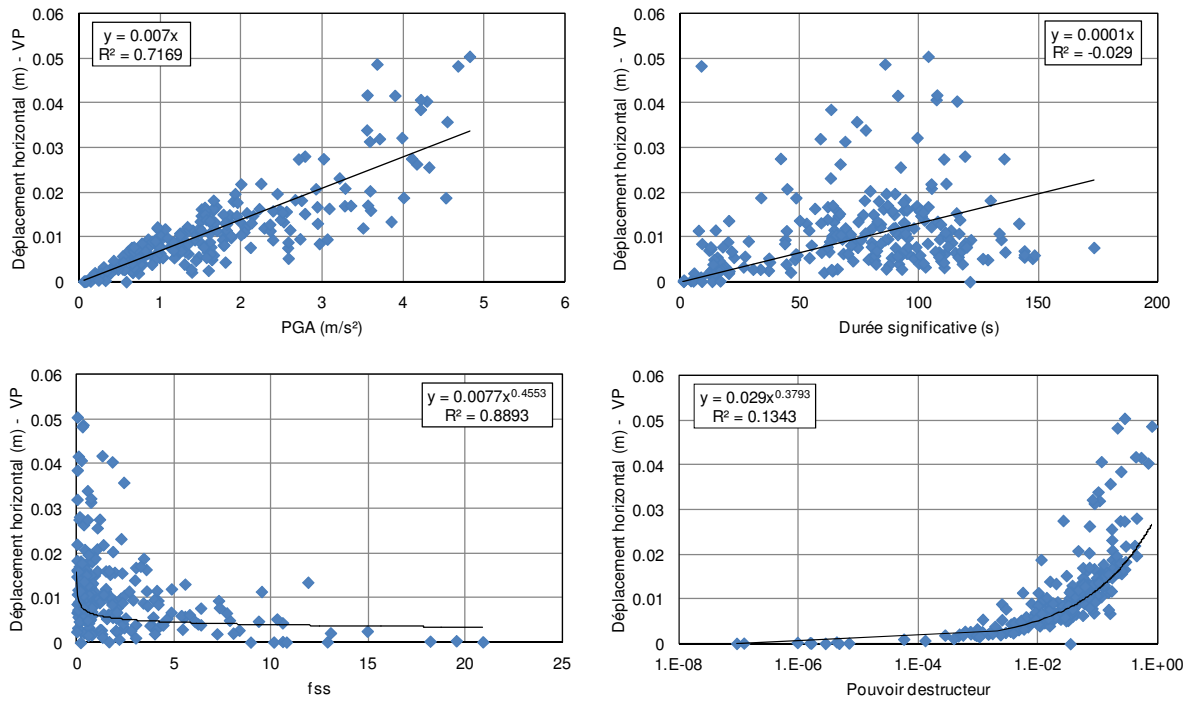


Figure IV-14 Déplacement horizontal maximal pour un comportement viscoplastique en négligeant les efforts d'inertie dans le sol

**IV.3.7. Comportement viscoplastique tenant compte des efforts d'inertie dans le sol (VPA)**

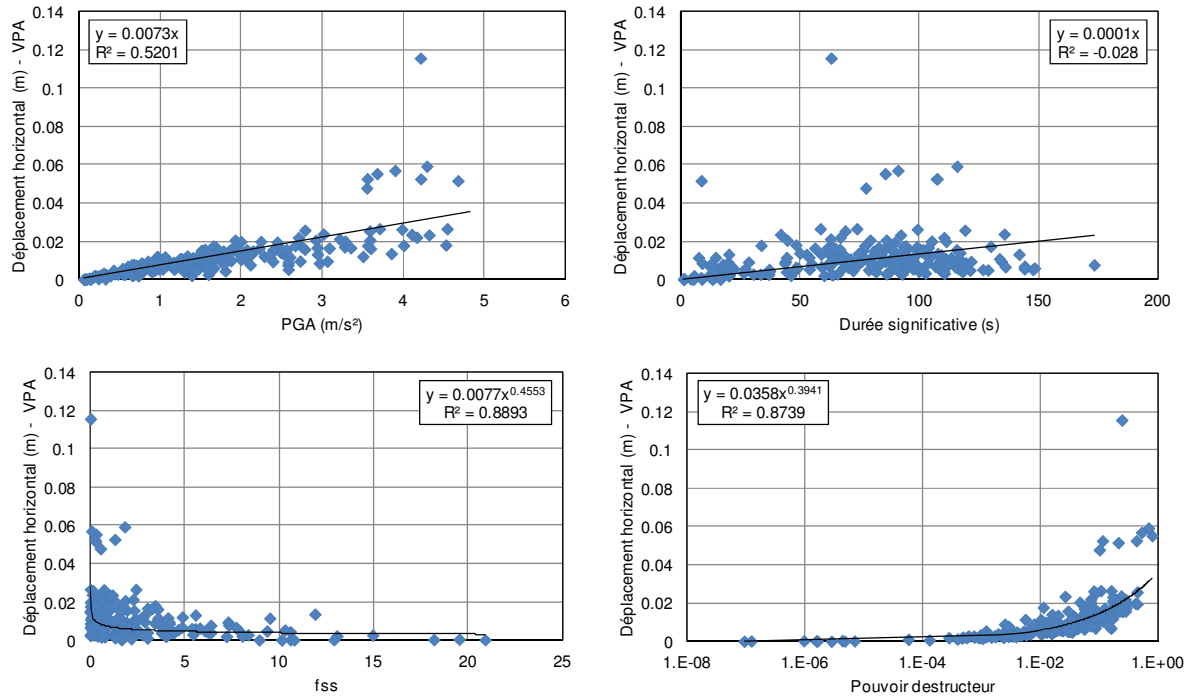


Figure IV-15 Déplacement horizontal maximal pour un comportement viscoplastique en tenant compte des efforts d'inertie dans le sol

#### IV.4. Indicateurs de nocivité pour l'étude sismique des fondations

Dans cette partie, des indicateurs de nocivité sont proposés en se basant sur un traitement des résultats des simulations présentés dans le paragraphe précédent. On s'intéresse notamment à la sensibilité des indicateurs d'endommagement vis-à-vis des variations des paramètres de nocivité. Dans ce but, des analyses canoniques des corrélations sont réalisées sur ces deux ensembles de variables.

##### IV.4.1. Généralités sur l'analyse canonique des corrélations

L'analyse canonique des résultats (*Canonical Correlation Analysis*) est une méthode d'analyse quantitative de données statistiques, qui sert à trouver la corrélation maximale entre deux ensembles de variables (Hotelling, 1936 ; Härdle & Simar 2007).

Dans le cadre de cette méthode, on considère deux ensembles de variables A et B. A est constitué de  $n_1$  variables et B est constitué de  $n_2$  variables. Les variables de chaque ensemble sont indépendantes entre elles, et on dispose d'un nombre identique d'observations relatives aux  $n_1+n_2$  variables. Le but de la méthode est de trouver une combinaison linéaire  $A_{can}$  des variables de A et une autre  $B_{can}$  des variables de B, tels que la corrélation entre  $A_{can}$  et  $B_{can}$  soit maximale.

Dans notre cas, l'ensemble A regroupe un ensemble de paramètres de nocivité indépendants (PARNOC). Le choix de ces paramètres a été expliqué dans le paragraphe IV.3.1. L'ensemble B est constitué d'un indicateur d'endommagement, choisi dans l'ensemble défini dans le paragraphe IV.3.2. Pour toutes les variables, on dispose de 238 observations, relatives aux signaux retenus pour l'analyse. Le but est de trouver une corrélation maximale entre un indicateur d'endommagement donné noté  $i_{dam}$  et une combinaison linéaire de paramètres de nocivité notée  $X_{can}$ . La corrélation et les coefficients de la combinaison linéaire servent à la quantification de l'effet de la variation de chaque paramètre de nocivité sur chaque indicateur d'endommagement, à un niveau de confiance près.

##### IV.4.2. Proposition des indicateurs de nocivité

Les indicateurs de nocivité proposés ne sont que des paramètres de nocivité ayant un effet significatif sur les indicateurs d'endommagement de la fondation étudiée. Pour identifier ces indicateurs, on procède à un post traitement des résultats de l'analyse canonique des corrélations conduite sur l'ensemble PARNOC et les indicateurs d'endommagement définis.

Vu la différence des ordres de grandeur des paramètres des valeurs des paramètres de nocivité sélectionnés (Tableau IV-1), on a recours à une normalisation de ceux-ci. Pour chaque paramètre de nocivité  $A_i$  de l'ensemble PARNOC, on définit une grandeur normalisée (équation (98)).

$$\bar{A}_i = \frac{A_i}{\max(A_i)} \quad (98)$$



Pour chacun des indicateurs d'endommagement, noté  $i_{\text{dam}}$ , et pour chaque calcul, un vecteur  $c_i$ ,  $i \in [1, 4]$  est calculé tel que chaque terme  $c_i$  est relatif à un paramètre de nocivité normalisé  $\bar{A}_i$  lié à l'ensemble PARNOC. Les vecteurs  $c_i$  sont calculés de telle façon que la somme  $X_{\text{can}} = \sum_{i=1}^4 c_i \bar{A}_i$  présente une corrélation maximale avec l'indicateur d'endommagement concerné. Les courbes montrant ces corrélations sont présentées dans l'annexe D. Cette corrélation est caractérisée par deux coefficients  $a$  et  $b$  (équation (99)).

$$i_{\text{dam}} = a \sum_{i=1}^4 c_i \bar{A}_i + b \quad \text{coefficient de corrélation } R \quad (99)$$

D'après cette équation, on peut définir pour chacun des paramètres de nocivité, un coefficient d'influence  $r_i$ , caractérisant la variation de  $i_{\text{dam}}$  pour une variation donnée de  $\bar{A}_i$ , estimée à un certain niveau de confiance (équation (100)).

$$r_i = a c_i \bar{v}_i \quad (100)$$

Dans cette équation,  $\bar{v}_i$  désigne un niveau de variation donné de  $\bar{A}_i$ . Il est défini par l'amplitude d'un intervalle qui contient 95% des valeurs de  $\bar{A}_i$ . D'après la règle des trois sigmas, l'amplitude de cet intervalle est estimée à 4 fois l'écart type de  $\bar{A}_i$ . L'expression pour  $r_i$  est donnée alors par l'équation (101).

$$r_i = a c_i \sigma_{\bar{A}_i} \quad (101)$$

Les variations de  $r_i$  pour chacun des paramètres de nocivité et pour les huit types de simulations (Tableau IV-2) sont représentés sur les Figure IV-16 à la Figure IV-19. On étudie l'influence des variations des paramètres de nocivité sur le déplacement horizontal maximal (Figure IV-16), sur le tassement (Figure IV-17), sur l'inclinaison de la charge résultante (Figure IV-18) et sur la fraction décollée de la fondation (Figure IV-19). Les coefficients de corrélation entre les sommes  $X_{\text{can}}$  et chacun des indicateurs  $i_{\text{dam}}$  sont montrées sur la Figure IV-20.

Les résultats de l'analyse canonique des corrélations montrent une variété de dépendances entre les indicateurs d'endommagement et les paramètres de nocivité sélectionnés. D'abord, une excellente corrélation ( $R > 80\%$ ) est établie entre le déplacement horizontal maximal et la somme  $X_{\text{can}}$  calculée pour chaque type de simulations. En regardant chacun des paramètres de nocivité, on remarque un effet presque identique de l'accélération maximale PGA et du pouvoir destructeur  $P_D$ . Cet effet est positif c'est-à-dire que le déplacement horizontal a tendance à évoluer dans le même sens que ces deux paramètres. Cette évolution est estimée à 2.5 cm pour l'intervalle considéré. D'autre part, l'effet de  $f_{ss}$  est négatif, c'est-à-dire que le déplacement horizontal a tendance à évoluer dans le sens contraire à  $f_{ss}$ . Ceci est évident du fait que plus la fréquence fondamentale de la structure est proche de celle du signal, plus sa réponse est forte. Cette même observation est faite pour les tassements, pour l'inclinaison de la charge et pour la fraction décollée.

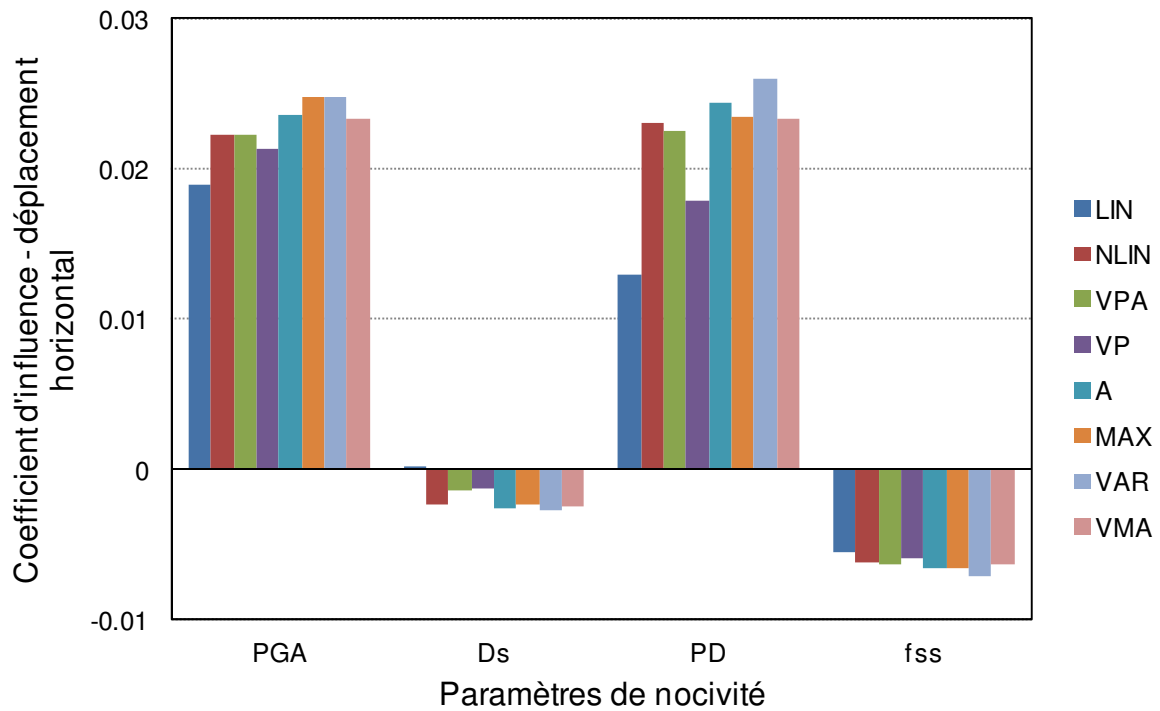


Figure IV-16 Influence des paramètres de nocivité sur le déplacement horizontal

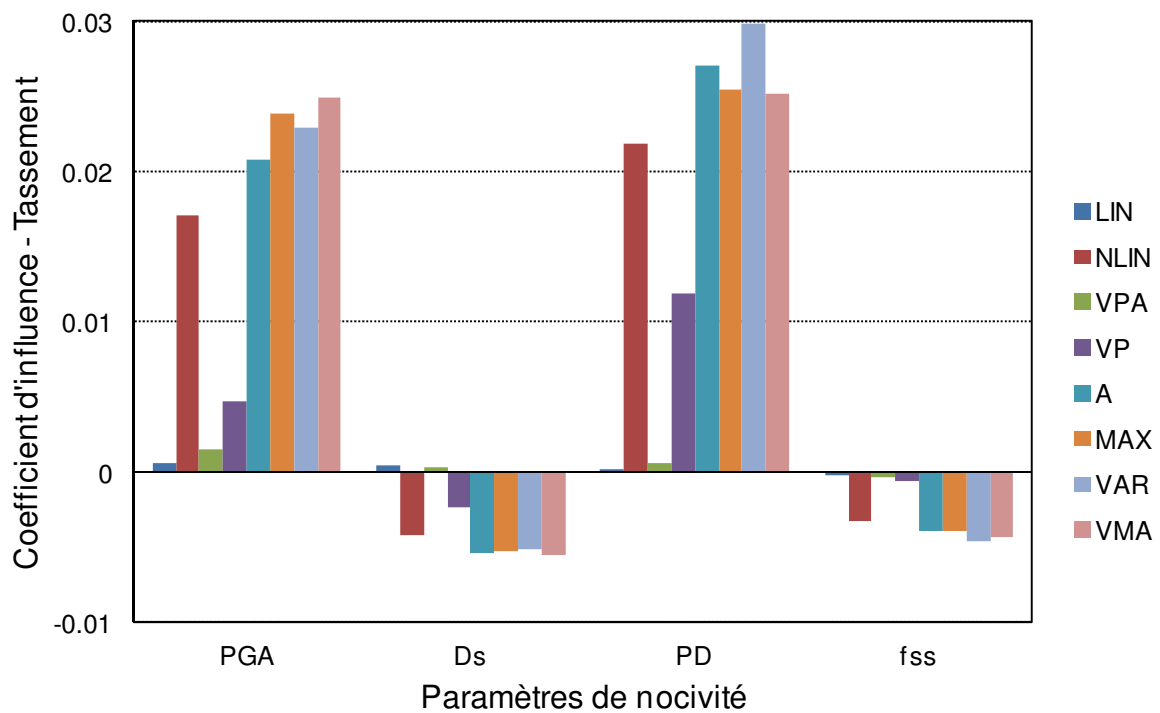


Figure IV-17 Influence des paramètres de nocivité sur le tassement

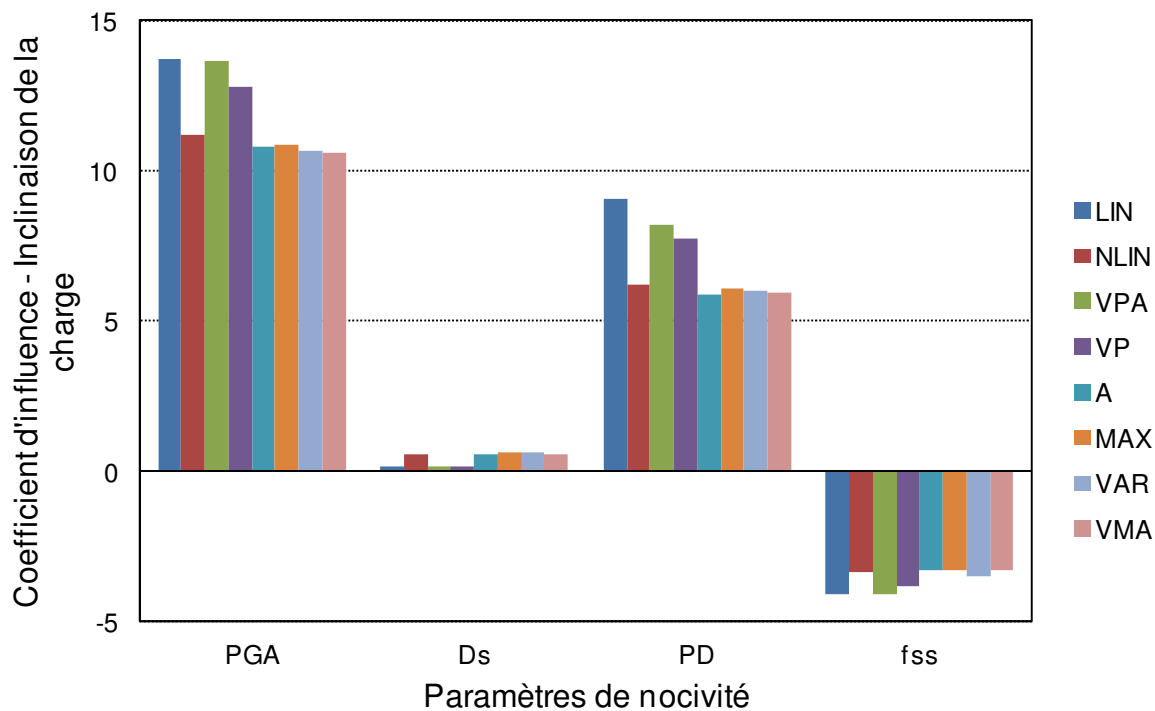


Figure IV-18 Influence des paramètres de nocivité sur l'inclinaison de la charge

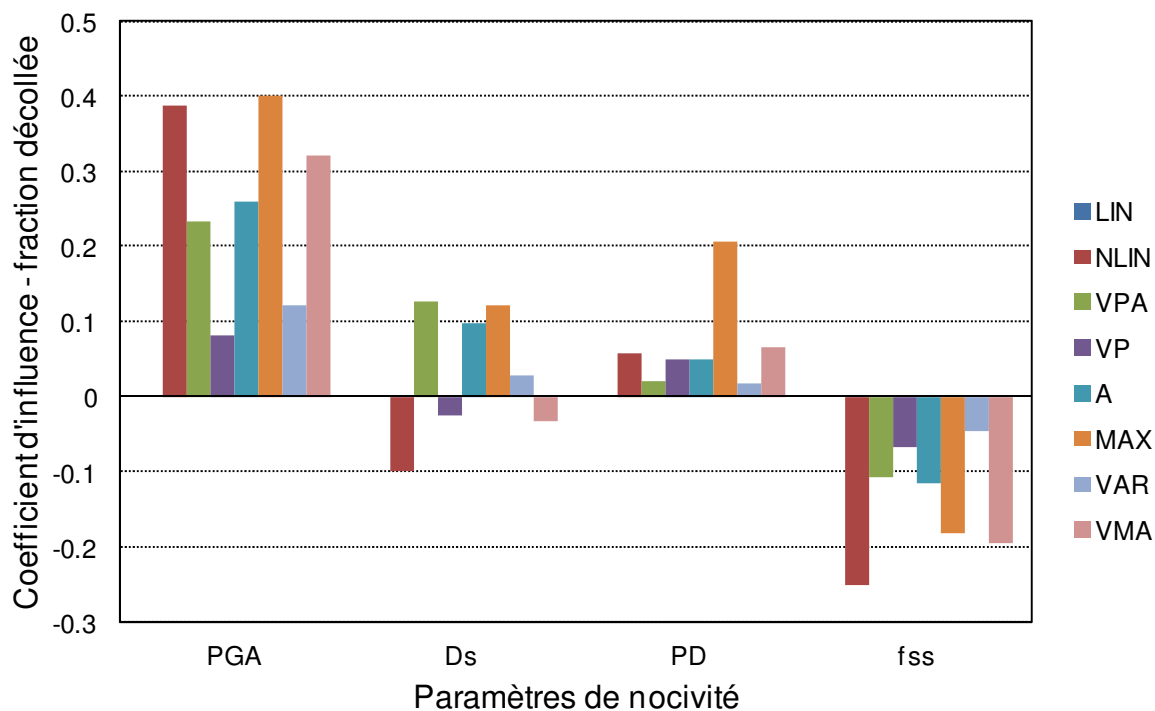


Figure IV-19 Influence des paramètres de nocivité sur la fraction décollée

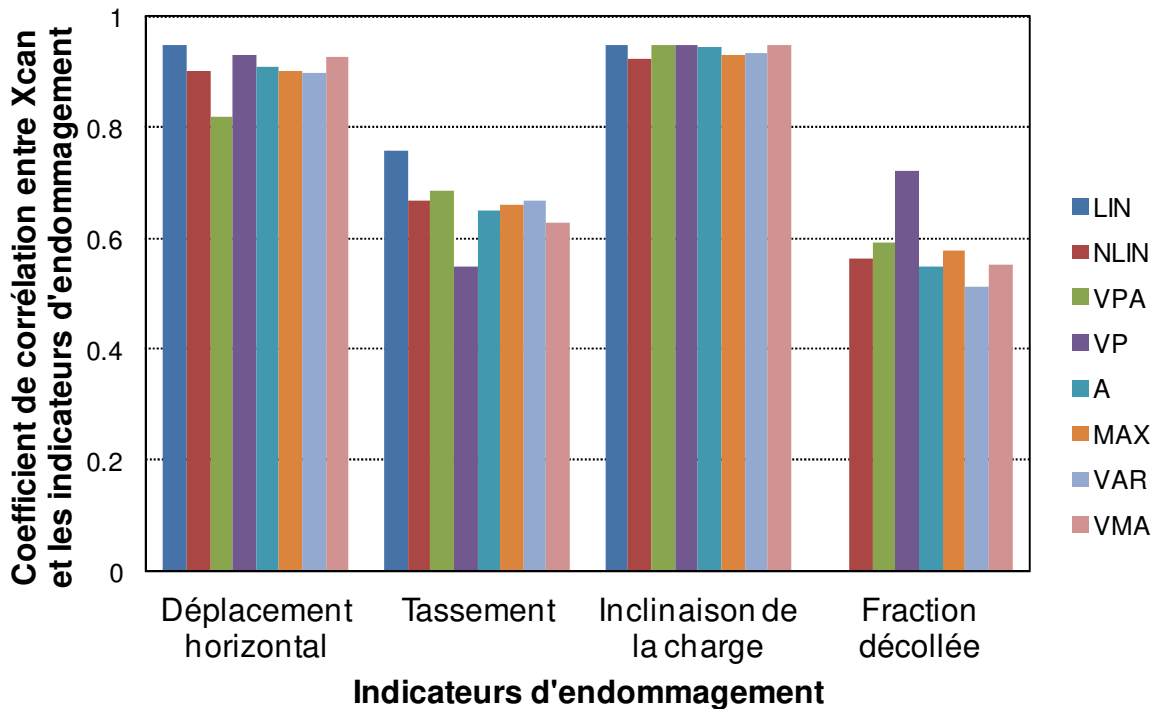


Figure IV-20 Corrélations entre les indicateurs d'endommagement et les vecteurs  $X_{can}$

L'effet de la durée significative est quant à lui négatif, mais reste néanmoins négligeable ( $r_i \leq 0.5$  cm). Il faut noter que l'effet du  $P_D$  est supérieur pour deux calculs : VPA et VAR. Ceci est dû à la proportionnalité inverse entre le pouvoir destructeur et la fréquence centrale ( $f_0$ ), définie comme étant le nombre de passages par zéro moyen du signal. En effet, une augmentation de  $P_D$  peut être due en partie à une diminution de  $f_0$ , ce qui caractérise un mouvement sismique relativement lent, donc qui n'induit pas d'effets viscoplastiques importants. L'absence d'effet viscoplastique, couplé à la prise en compte des effets des efforts d'inertie sismiques dans le calcul VPA fait que l'effet de  $P_D$  devient remarquable sur le déplacement horizontal maximal. D'autre part, pour le calcul VAR, l'accélération de calcul  $a_g$  qui influence le mécanisme qui génère des déplacements plastiques est définie par la valeur de l'accélération actuelle du signal sismique. Cette valeur peut donc augmenter et diminuer au fil de l'excitation. Une faible valeur de  $f_0$  signifie un nombre réduit de passages par zéro du signal, et par suite moins d'annulations de la valeur de  $a_g$ . Ceci explique un effet remarquable sur le déplacement horizontal maximal.

Ensuite, une corrélation acceptable ( $R \leq 70\%$ ) est établie entre le tassement et le vecteur  $X_{can}$ . On observe un effet positif et identique de l'accélération maximale et du pouvoir destructeur ( $r_i \leq 3$  cm). Cet effet est plus important pour les calculs où une plasticité significative apparaît (A, MAX, VAR, VMA). D'ailleurs, l'effet de la durée significative est négatif mais reste presque négligeable ( $r_i \leq 0.5$  cm).

Quant à l'inclinaison de la charge résultante, elle est bien corrélée à la somme  $X_{can}$  ( $R > 90\%$ ). Plus particulièrement, l'effet de l'accélération maximale domine celui des autres paramètres

de nocivité considérés ( $r_i \leq 14^\circ$ ). L'effet de la durée significative quant à lui est presque négligeable ( $r_i \leq 0.6^\circ$ ).

L'effet du pouvoir destructeur n'est pas négligeable ( $r_i \leq 9^\circ$ ). Les effets dominants de PGA et  $P_D$  sont variables selon le calcul. On remarque qu'ils sont relativement forts pour le calcul élastique (LIN) et pour les calculs où la plasticité est relativement faible (NLIN, VPA, VP), tandis qu'ils deviennent faibles pour les calculs où une forte plasticité est susceptible de se produire (A, MAX, VAR, VMA). Cette variabilité est due au fait que les efforts ont tendance à diminuer avec la plasticité. En effet, ces efforts se trouvent plafonnés, voire réduits dans le cas d'un écoulement plastique ; l'énergie transmise à la structure se transforme en énergie cinétique générant des déplacements. Ceci est confirmé par le fait que pour les calculs où les effets du pouvoir destructeur et de l'accélération maximale sur l'inclinaison de la charge sont plus faibles (A, MAX, VAR, VMA), leurs effets sont plus forts sur les déplacements (déplacement horizontal, tassement) générés.

Enfin, la corrélation entre la fraction décollée de la fondation et le vecteur  $X_{can}$  est relativement médiocre ( $R^2 < 60\%$ ). Néanmoins, une observation des résultats permet de noter l'effet important de l'accélération maximale et de  $f_{ss}$  sur la fraction décollée ( $r_i$  allant jusqu'à 0.6). D'autre part, l'effet du pouvoir destructeur est relativement faible ( $r_i \leq 0.15$ ), et l'effet de la durée significative est variable et difficile à capturer. Il semble que l'influence de la durée significative sur la fraction décollée n'est pas dominant.

D'après ces interprétations, on peut remarquer que l'accélération maximale et le pouvoir destructeur d'un signal constituent des paramètres importants pour la prédiction des endommagements, notamment les translations, les déplacements et les efforts induits. En fait, l'accélération maximale est liée implicitement aux niveaux d'accélération du signal sismique considéré. Ces niveaux servent à la définition de plusieurs paramètres de nocivité courants et définissent le niveau d'endommagement (forces, déplacements) qui va être atteint suite au séisme.

D'autre part, le pouvoir destructeur dépend de l'intensité d'Arias et de la fréquence centrale du signal  $f_0$ , caractérisant le contenu énergétique et fréquentiel du signal sismique. Ces deux contenus sont en liaison directe avec le niveau d'endommagement induit par le séisme. Cette liaison est mise en évidence par les analyses précédentes, justifiant l'appellation « pouvoir destructeur » de ce paramètre.

Ce paragraphe présente une application possible du macroélément pour définir des indicateurs de nocivité. L'avantage du macroélément est qu'il permet d'effectuer un grand nombre de simulations mettant en jeu nombreux signaux sismiques en un temps relativement court, après l'avoir calibré de façon appropriée. Former une grande base de données de résultats de simulations est une étape importante pour promouvoir la définition d'indicateurs de nocivité pertinents. De tels indicateurs ont l'avantage de faciliter la prédiction de l'endommagement susceptible de se produire sur une structure donnée après un séisme.

Chapitre V :

---

Application à un ouvrage réel

---



Dans ce chapitre, une étude du comportement statique et sismique d'un ouvrage réel est réalisée. Il s'agit d'un bâtiment annexe à une centrale électrique d'EDF. Les stratégies de modélisation sont présentées en détaillant le choix des paramètres des matériaux et des macroéléments utilisés dans l'étude. Ensuite, le comportement statique de l'ouvrage est étudié, suivi du comportement sismique mettant en jeu plusieurs modèles de comportement (élastique, plastique ou viscoplastique) et des signaux sismiques prédéfinis. Enfin, l'ouvrage est justifié vis-à-vis des normes en vigueur, soulignant l'effet du modèle de comportement considéré sur le résultat des justifications.

## **V.1. Stratégies de modélisation**

### ***V.1.1. Modélisation de la superstructure***

Le bâtiment et son radier sont modélisés intégralement au moyen d'éléments volumiques. Les données de l'ouvrage sont fournies par le concepteur du projet et sont utilisées directement dans la modélisation. Dans ce qui suit, les choix du repère, les éléments finis utilisés et les matériaux considérés sont présentés.

#### *V.1.1.1. Description du bâtiment*

Le bâtiment, constitué de trois étages, a une longueur de 54 m, une largeur de 23 m et une hauteur de 16.56 m.

Ce bâtiment est appuyé sur un radier de dimensions 54 m x 23 m et d'épaisseur 1 m encastré sur une profondeur de 2.76 m. Dans cette étude, deux conditions d'encastrement sont considérées : une profondeur d'encastrement nulle et un encastrement à 2.76 m

#### *V.1.1.2. Système de repère*

L'origine du repère global est fixée à l'angle sud-ouest du bâtiment, et le plan  $z=0$  est fixé au niveau du plancher bas du niveau 0. Les niveaux des planchers sont les suivants :

- Niveau -1 : plancher bas du radier à -5.76 m
- Niveau 0 : plancher bas à 0.00 m
- Niveau 1 : plancher bas à +5.04 m
- Toiture : plancher bas à 10.08 m

Dans ce repère, deux torseurs tridimensionnels de déplacements  $\{u\}$  et d'efforts  $\{F\}$  sont définis. Le torseur de déplacements est défini par les trois translations suivant les trois directions  $x$ ,  $y$  et  $z$  ; tandis que le torseur d'efforts est défini par les efforts induits suivant ces trois directions. Ces torseurs définiront le comportement statique et sismique du radier dans la suite.

#### *V.1.1.3. Modèle aux éléments finis du bâtiment*

Le bâtiment est modélisé dans son intégralité. Les éléments modélisés sont le radier, les planchers et les voiles en béton armé. Pour des raisons de simplicité liées à la modélisation, une configuration simplifiée d'un étage typique est choisie en respectant les distributions des



rigidités dans le plan de l'étage. Un exemple est donné sur la Figure V-1, une ligne noire correspond à un voile en béton armé de 60 cm d'épaisseur. Les éléments du bâtiment sont modélisés au moyen d'éléments du type « MTH4 » du logiciel CESAR LCPC. Il s'agit d'un élément massif tétraédrique dont chaque nœud possède 3 degrés de liberté en translation.

La taille de la maille des éléments est égale à 1 m. Cette valeur permet de modéliser correctement la propagation des ondes dans le bâtiment, et de générer les maillages les plus uniformes possibles. Le modèle du bâtiment comporte un nombre total de nœuds égal à 4717 et un nombre total d'éléments égal à 15092.

L'interaction de ce bâtiment avec le sol sous-jacent est modélisée au moyen de macroéléments. Les propriétés de ces macroéléments sont détaillées dans le paragraphe V.1.2.2.

#### V.1.1.4. Choix des propriétés des matériaux du bâtiment

Les éléments qui constituent le modèle du bâtiment sont en béton armé. Pour ce matériau, il faut définir dans CESAR LCPC les caractéristiques suivantes :

- la densité : celle-ci vaut  $2500 \text{ kg/m}^3$  pour les éléments qui ne supportent pas de charges uniformes, c'est-à-dire les voiles et les poteaux.  
Pour les planchers, une valeur modifiée qui tient compte des charges supportées est définie par l'équation (102).

$$\rho_i = \rho_{\text{béton}} + P / e_i \quad (102)$$

où  $\rho_i$ ,  $\rho_{\text{béton}}$ , désignent respectivement la densité de l'élément  $i$  et la densité du béton (qui vaut  $2500 \text{ kg/m}^3$ ),  $P$  et  $e_i$  désignent respectivement la densité de charge appliquée sur un élément  $i$  (en  $\text{kg/m}^2$ ) et l'épaisseur de cet élément.

- le module d'Young : ce module est égal à 34000 MPa pour le béton armé.
- le coefficient de Poisson : ce coefficient est égal à 0.2 pour le béton armé.
- les coefficients d'amortissement de Rayleigh  $a$  et  $b$  : ces deux coefficients servent à définir la matrice d'amortissement  $[C]$  du matériau en fonction des matrices de masse  $[M]$  et de rigidité  $[K]$  (équation (103)).

$$[C] = a[M] + b[K] \quad (103)$$

Dans ce modèle, le coefficient d'amortissement est défini en fonction de la pulsation  $\omega_n$  et des deux coefficients  $a$  et  $b$  (équation (104)).

$$\xi = \frac{a}{2\omega_n} + \frac{b\omega_n}{2} \quad (104)$$

En pratique, les coefficients  $a$  et  $b$  sont définis de manière à ce que l'amortissement reste pratiquement constant sur la gamme de fréquences importantes pour l'étude.

Dans ce cas, pour un coefficient d'amortissement moyen de 7 %, les coefficients  $a$  et  $b$  sont respectivement 2.2 et 0.0011 (Figure V-2).

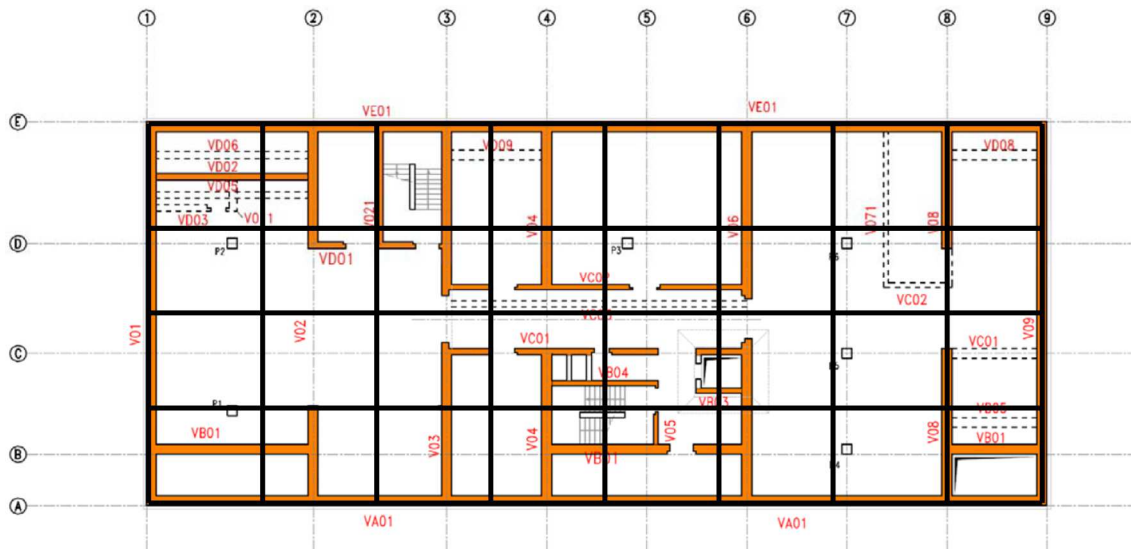


Figure V-1 Vue de plan d'un étage typique du bâtiment étudié

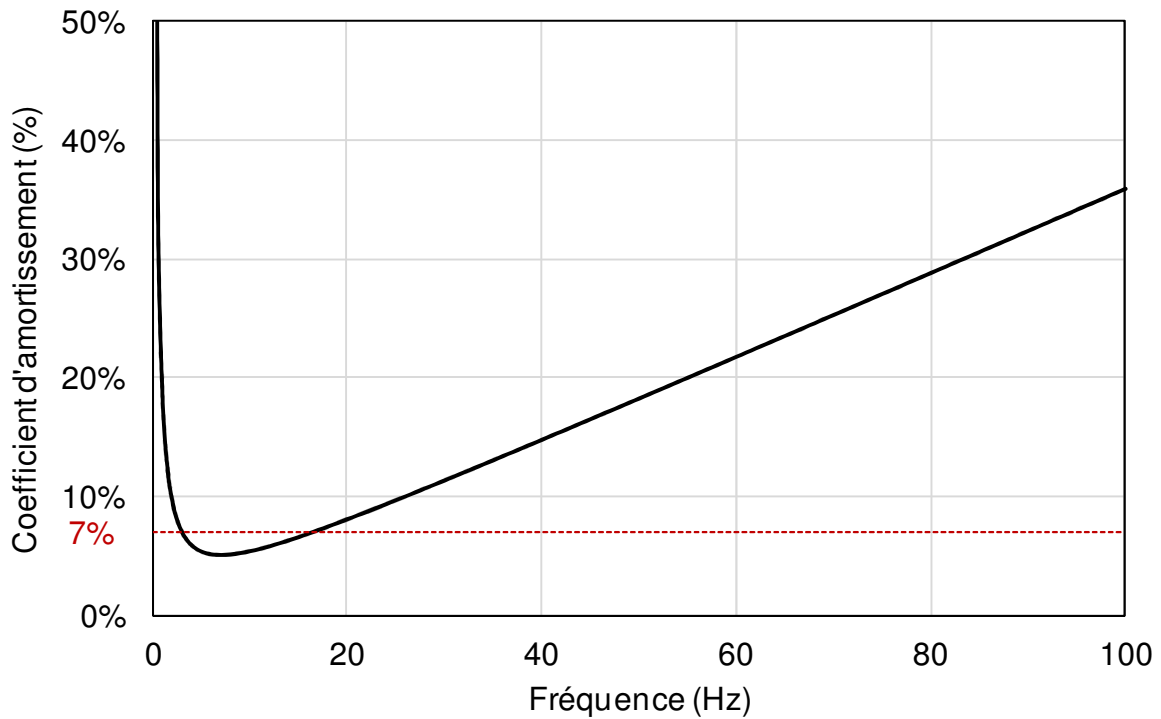


Figure V-2 Amortissement de Rayleigh dans le béton ( $\zeta = 7\%$ )

## V.1.2. Modélisation du sol

### V.1.2.1. Contexte géotechnique

Le sol sous-jacent est constitué de 5 couches différentes. Il s'agit d'une couche sableuse avec un passage argilo-silteux, reposant sur l'argile des Flandres. Les propriétés des couches sont décrites dans le Tableau V-1.

Tableau V-1 Propriétés du sol du site

N°	Couche	Nature	Epaisseur	$\gamma_h$ kg/m <sup>3</sup>	$\gamma_d$ kg/m <sup>3</sup>	$E_M$ MPa	$V_p$ m/s	$V_s$ m/s	Cohésion kPa	$\varphi$
1	N1	Sableuse à passées silteuses	17,5 m	1860	1620	24.1	1455	270	0	35°
2	N2	Sableuse	7 m	1950	1690	36.4	1910	315	0	40°
3	Séparation N2-N3	Argilo- silteuse	2 m	1800	1290	9.9	1500	200	100	/
4	N3	Sableuse	5 à 6 m	2120	1770	44.2	1910	315	0	40°
5	Argile des Flandres	Argiles	> 100 m	1900 à 2050	/	17	1840	280	100 à 300	/

#### V.1.2.2. Modélisation par macroéléments du sol

L'interaction statique et dynamique entre le bâtiment et le sol sous-jacent est modélisée au moyen de macroéléments. Compte tenu de la taille du radier et de la nature du bâtiment, l'approche DMM (détaillée dans le paragraphe II.4.1.2) mettant en jeu plusieurs macroéléments est favorisée. Cette approche est mieux adaptée à une représentation réaliste du comportement d'un grand radier (rigide ou souple) supportant un grand bâtiment : elle permet la prise en compte de la variabilité spatiale de la réponse du radier et l'analyse fine du comportement de la superstructure.

Le comportement statique et sismique du radier est étudié à l'aide d'un ensemble de 364 macroéléments placés en 364 points de la face inférieure du radier afin de reproduire son interaction avec le sol sous-jacent (Figure V-4). En chacun de ces points, un torseur de déplacements  $\{u\}$  et un torseur d'efforts  $\{F\}$  sont définis. Le radier est supposé rigide, donc les macroéléments possèdent tous un comportement identique et leurs paramètres ont les mêmes valeurs.

L'utilisation des macroéléments pour la simulation du comportement des fondations superficielles nécessite la définition des différents paramètres du modèle. Pour tenir compte de l'effet de l'encastrement sur le comportement du radier, les paramètres des macroéléments sont adaptés selon la stratégie définie dans le paragraphe (II.2) : les raideurs élastiques sont augmentées selon des expressions décrites dans Gazetas (1991) ; les raideurs horizontales ( $K_{hx}$  et  $K_{hy}$ ) sont augmentées de 21%, tandis que la raideur verticale est augmentée de 7%. Quant à la capacité portante ultime, elle est majorée d'une valeur égale au terme de profondeur des formulations classiques du calcul des capacités portantes. Ce terme est égal à 235 MN. La résistance au glissement reste quant à elle inchangée.

Le Tableau V-2 résume les différents paramètres des macroéléments, leurs significations physiques, ainsi que leurs définitions pour les cas d'un radier superficiel et encastré à 2.76 m respectivement.

Tableau V-2 Paramètres des macroéléments pour le radier étudié

Paramètre	Signification physique	Identification	Radier superficiel		Radier encastré de 2.76 m	
			Valeur Globale	Valeur pour chaque macro-élément	Valeur Globale	Valeur pour chaque macro-élément
$K_{hx}$	Raideur horizontale x	Définies à partir des impédances de la colonne de sol – valeurs en MN/m	6480	17.8	7841	21.54
$K_{hy}$	Raideur horizontale y		5200	14.28	6392	17.28
$K_v$	Raideur verticale		8000	21.97	8560	23.51
$c$	Cohésion à l'interface sol - fondation	cohésion du sol en surface	0 kN/m <sup>2</sup>	0 kN/m <sup>2</sup>	0 kN/m <sup>2</sup>	0 kN/m <sup>2</sup>
$\varphi$	Angle de frottement à entre sol et fondation	angle de frottement du sol en surface	35°	35°	35°	35°
$V_{lim}$	Limite d'élasticité pour un chargement vertical centré	Considérée nulle (pas de résistance élastique dans le sol)	0 kN	0 kN	0 kN	0 kN
$V_r$	Capacité portante pour un chargement vertical centré	Définie à partir d'essai au pressiomètre	3700 MN	10.16 MN	3935 MN	10.81 MN
$v_r$	Tassement à la rupture de la fondation	10% de la petite dimension de la fondation	2.3 m	2.3 m	2.3 m	2.3 m
$H_h$	Coefficient d'écrouissage	raideur horizontale de la fondation	6480 MN/m	17.8 MN/m	7841 MN/m	21.54 MN/m
$\gamma$	$\gamma = 5 / u_{pl}^{ult}$ où $u_{pl}^{ult}$ est le déplacement horizontal maximal	$u_{pl}^{ult}$ est égal à la moitié du tassement à la rupture $v_r$	4.35 m	4.35 m	4.35 m	4.35 m

### V.1.3. Sollicitations sismiques

Les sollicitations sismiques considérées sont issues de la superposition de trois signaux de référence :

- un signal synthétique de période de retour de 20 000 ans,
- deux signaux issus d'enregistrements réels, majorés de 50 %.

Le Tableau V-3 donne les spectres des trois signaux utilisés pour la génération du signal utilisé comme donnée d'entrée pour la présente étude. Le signal synthétique est noté Signal 1, tandis que les enregistrements réels majorés de 50% sont notés respectivement Signal 2 et Signal 3.

En se basant sur ces signaux, cinq jeux d'accélération sont générés. Chaque jeu d'accélération consiste en trois accélérogrammes, un pour chaque direction de l'espace x, y et z. La Figure V-3 montre les différents jeux d'accélération à considérer.

Tableau V-3 Spectres des 3 signaux utilisés pour la génération des 5 jeux d'accélération

Fréquence (Hz)	Signal 1- PGA (g)	Signal 2- PGA (g)	Signal 3- PGA (g)
100	0.203		
33.3	0.230	0.402	0.271
20	0.268	0.487	0.313
10	0.409	0.727	0.440
6.7	0.471	0.888	0.568
5	0.479	0.870	0.600
4	0.448	0.800	0.584
3.3	0.434	0.739	0.567
2.5	0.371	0.599	0.515
2	0.312	0.466	0.439
1.33	0.215	0.278	0.304
1	0.160	0.180	0.220
0.67	0.098	0.091	0.125
0.5	0.065	0.055	0.079
0.33	0.035	0.027	0.041

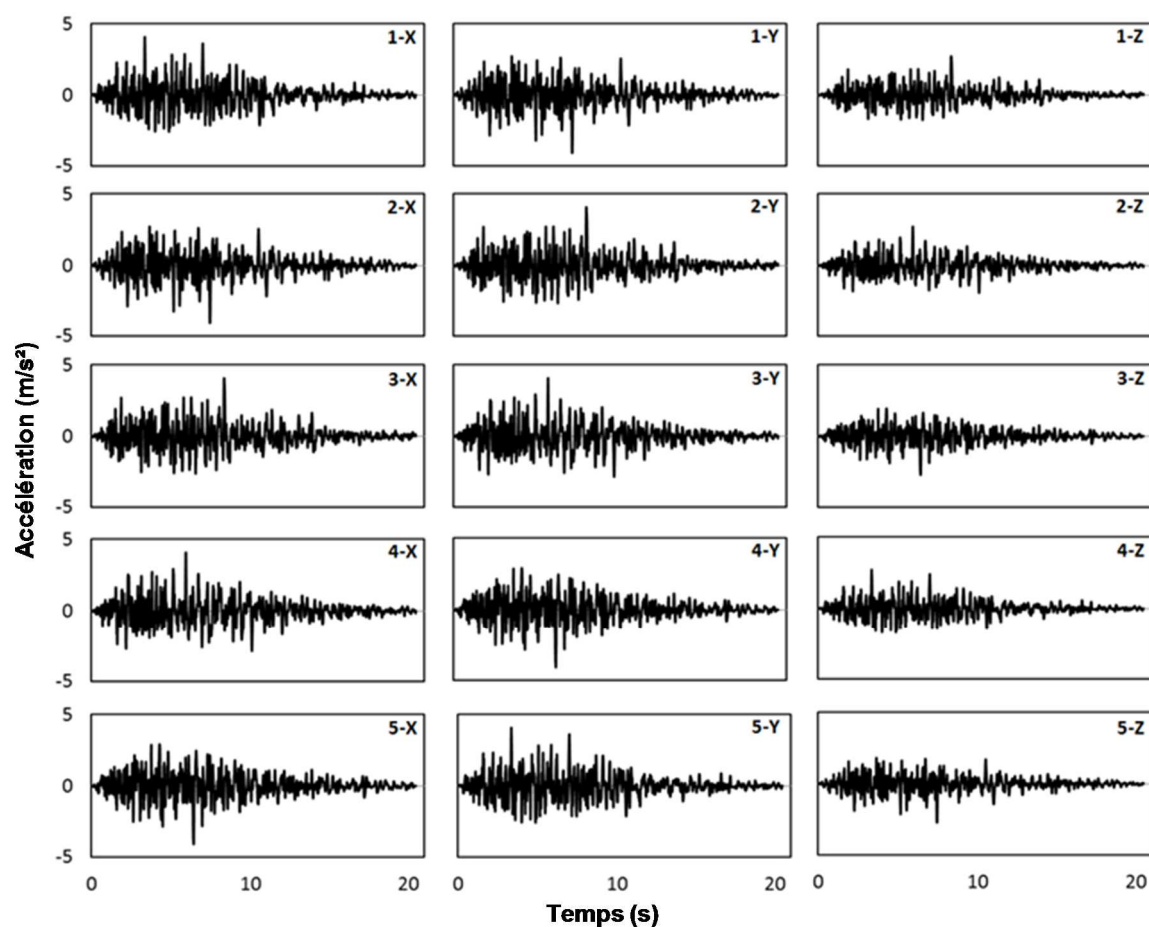


Figure V-3 Accélérogrammes appliqués à la structure

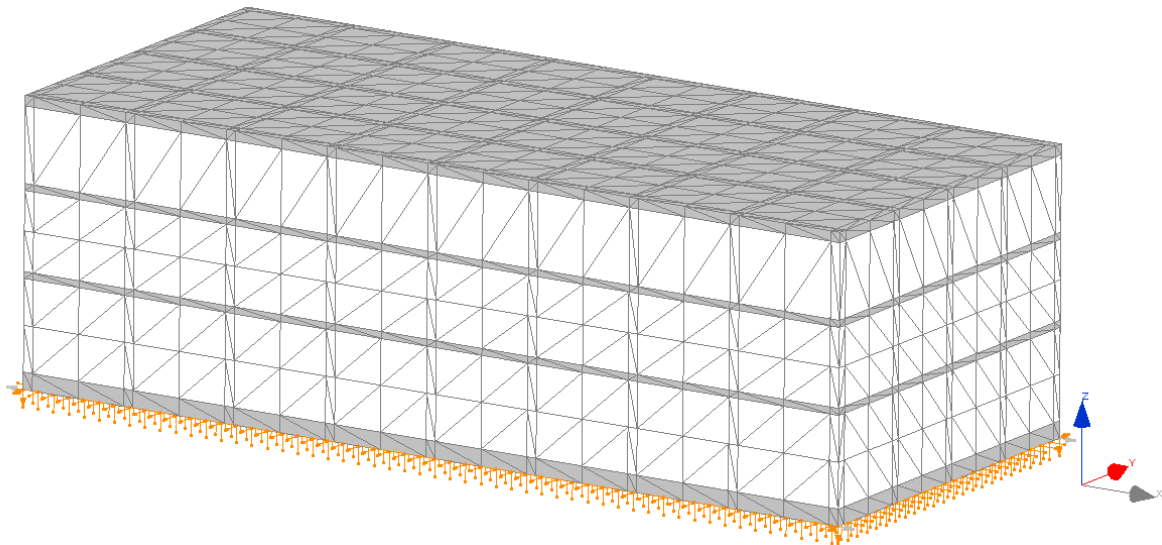


Figure V-4 Modèle du bâtiment sur macroéléments

## V.2. Réponse statique et sismique de l'ouvrage

Les calculs sont divisés en deux parties :

- un calcul statique où le radier est chargé jusqu'à la rupture. Ce calcul sert à calculer le tassement du radier pour le chargement de service considéré (170 MN),
- un ensemble de calculs dynamiques : Dans ces calculs, le chargement statique de service est appliqué au bâtiment, puis les signaux sismiques suivant les trois directions sont appliqués. On s'intéresse aux déplacements du radier, ainsi qu'aux efforts qui y sont induits.

### V.2.1. Réponse de l'ouvrage à une charge statique de service

Pour ce calcul, une charge de service de 170 MN est appliquée au radier. Le tassement est comparé par trois méthodes différentes :

- Macroéléments élastiques : le sol sous-jacent est modélisé au moyen de macroéléments élastiques
- Eléments finis : le sol sous-jacent est modélisé par des éléments finis volumiques et le radier est modélisé par un élément de plaque
- Coefficients d'influence : la descente des charges à travers les couches de sol est calculée en supposant que l'aire de semelle effective augmente avec la profondeur  $z$  (équation (105)).

$$S(z) = (B + z)(L + z) \quad (105)$$

Les tassements obtenus pour la charge de service de 170 MN sont respectivement : 43 mm, 45 mm et 46 mm pour la méthode par macroéléments élastiques, par éléments finis et par coefficients d'influence.

### V.2.2. Réponse de l'ouvrage aux sollicitations sismiques considérées

Le chargement de service de 170 MN est appliqué, suivi des excitations sismiques dans les trois directions x, y et z. Pour chacun des 5 jeux d'accélération, sept calculs sismiques sont réalisés. Ces calculs sont définis comme suit :

- un calcul linéaire élastique noté « LIN » ci-après : les mécanismes de plasticité sont désactivés dans les macroéléments et seule la phase élastique est considérée,
- un calcul non linéaire noté « NLIN » ci-après : les mécanismes plastiques peuvent être actifs dans les macroéléments, mais l'effet des efforts d'inertie sismiques dans le sol est négligé,
- trois calculs non linéaires tenant compte de l'effet des efforts d'inertie sismiques dans le sol. Le critère de rupture par perte de capacité portante est modifié selon la formulation détaillée dans le paragraphe II.3.2.2. L'accélération de calcul, dénotée  $a_g$  contrôlant la modification de ce critère est définie de trois manières différentes :
  - e) A chaque pas de temps du calcul,  $a_g$  est égale à l'accélération absolue maximale du signal (PGA), ce calcul est noté « PGA » ci-après,
  - f) A chaque pas de temps du calcul,  $a_g$  est égale au maximum absolu de la partie déjà passée du signal sismique, ce calcul est noté « VMA » ci-après,
  - g) A chaque pas de temps du calcul,  $a_g$  est égale à la valeur absolue de l'accélération du signal sismique, ce calcul est noté « VAR » ci-après,
- Deux calculs viscoplastiques, où l'effet de la vitesse de chargement sur la réponse du sol est pris en compte. La différence entre les deux calculs est la prise en compte ou non des efforts d'inertie sismiques.
  - c) Pour le calcul noté « VP », les efforts d'inertie sismiques sont négligés, le principe de la prise en compte de la viscoplasticité est expliqué dans le paragraphe II.4.3.3,
  - d) Pour le calcul noté « VPA », les effets des efforts d'inertie et de la viscoplasticité sont pris en compte selon l'algorithme décrit dans le paragraphe II.4.3.4.

Les propriétés de ces calculs sont résumées dans le Tableau V-4.

Tableau V-4 Récapitulatif des calculs sismiques et leurs propriétés

Calcul	Linéaire / non linéaire	Viscoplasticité	Efforts d'inertie sismique	Détermination de $a_g$
LIN	Linéaire	✗	✗	
NLIN	Non linéaire	✗	✗	
VP	Non linéaire	✓	✗	
VPA	Non linéaire	✓	✓	Dérivée seconde du déplacement plastique
PGA	Non linéaire	✗	✓	PGA du signal
VMA	Non linéaire	✗	✓	Maximum de la partie écoulee du signal sismique
VAR	Non linéaire	✗	✓	Accélération à l'instant courant

Ces calculs sont réalisés pour les cas d'un radier superficiel et d'un radier encastré à 2.76 m. La prise en compte de l'encastrement entraîne la modification des valeurs des paramètres des macroéléments utilisées dans l'étude (Tableau V-2). Les résultats sont donnés en termes de variation temporelle des déplacements du radier dans les 3 directions x, y et z et de la distorsion maximale du radier pour chaque jeu d'accélération et chaque calcul. La distorsion est définie comme étant le rapport du tassement différentiel de 2 points du radier à la distance entre ces deux points. L'annexe E regroupe les résultats pour le cas d'un radier superficiel et l'annexe F regroupe celles pour le cas d'un radier encastré.

### **V.3. Justification normative**

Dans ce paragraphe, des justifications normatives relatives au comportement sismique du radier sont menées. Les valeurs des translations horizontales maximales et finales, des tassements finaux et induits par le séisme, des efforts horizontaux maximaux et des distorsions maximales et finales sont présentées sur des graphes (Figure V-5 à Figure V-18). Chaque graphe correspond à un cas d'encastrement et à une grandeur donnée et regroupe les résultats correspondants aux cinq jeux d'accélération considérés pour les cas de calculs considérés (Tableau V-4).



### V.3.1. Justification du radier au glissement

Pour justifier le radier au glissement, la valeur maximale de l'effort horizontal induit durant chaque excitation est comparée à la valeur de la résistance au frottement de l'interface sol fondation (Figure V-5, Figure V-6). Le coefficient de sécurité minimal calculé dans chacun des cas doit être supérieur à 1.25. L'effort horizontal ne doit pas alors excéder une valeur de 95 MN.

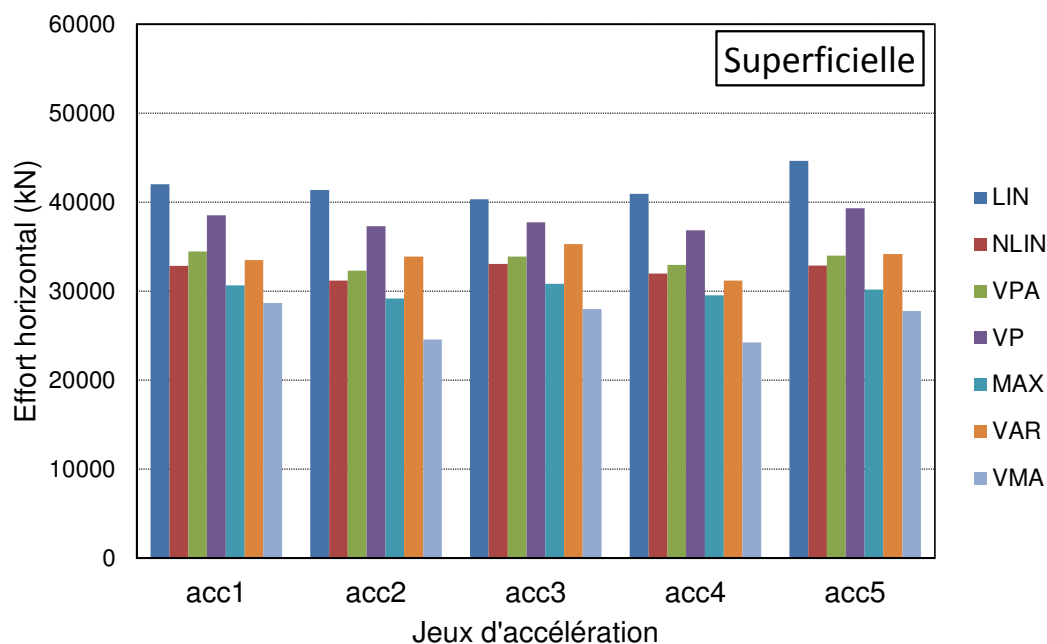


Figure V-5 Effort horizontal maximal - radier superficiel

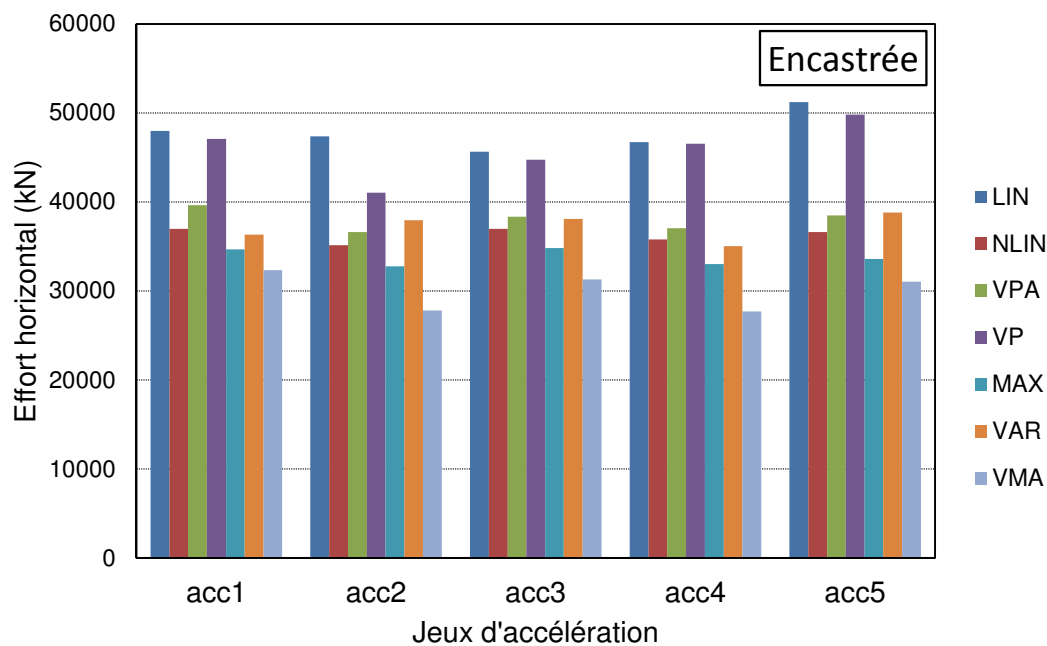


Figure V-6 Effort horizontal maximal - radier encastré

### V.3.2. Justification des tassements totaux et induits par le séisme

Les valeurs du tassement final et du tassement induit par le séisme constituent un critère important pour la justification de la portance sismique. Le tassement final est justifié par rapport à une valeur limite de 5 cm (recommandée dans NFP94-261). Le tassement induit par le séisme est justifié par rapport à une valeur limite égale à la moitié du tassement statique du radier. En d'autres termes, il doit être inférieur au tiers du tassement total (Pender, 2014).

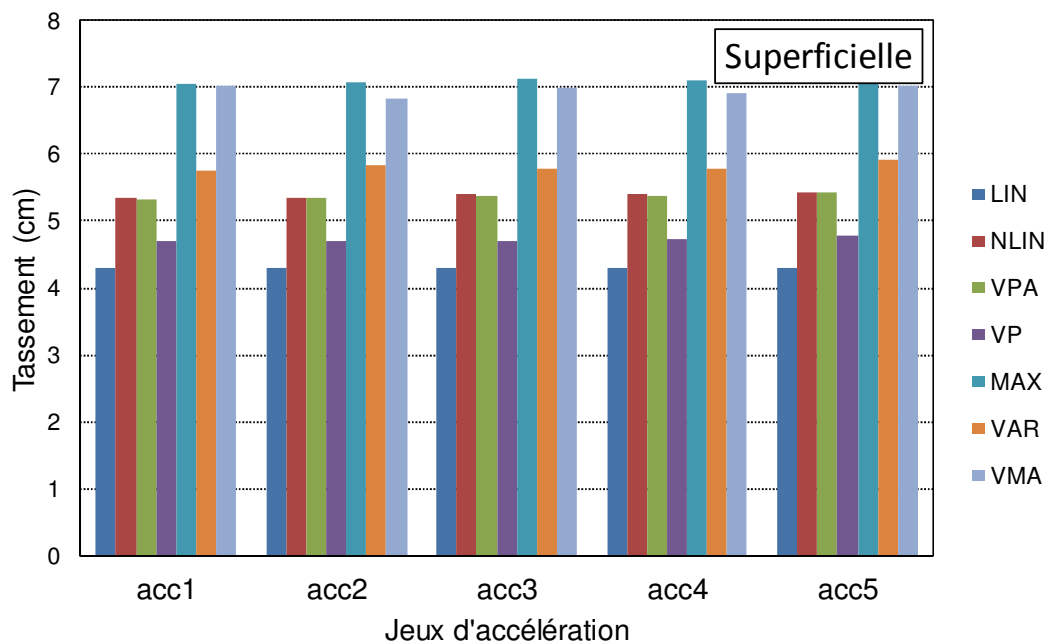


Figure V-7 Tassement total - radier superficiel

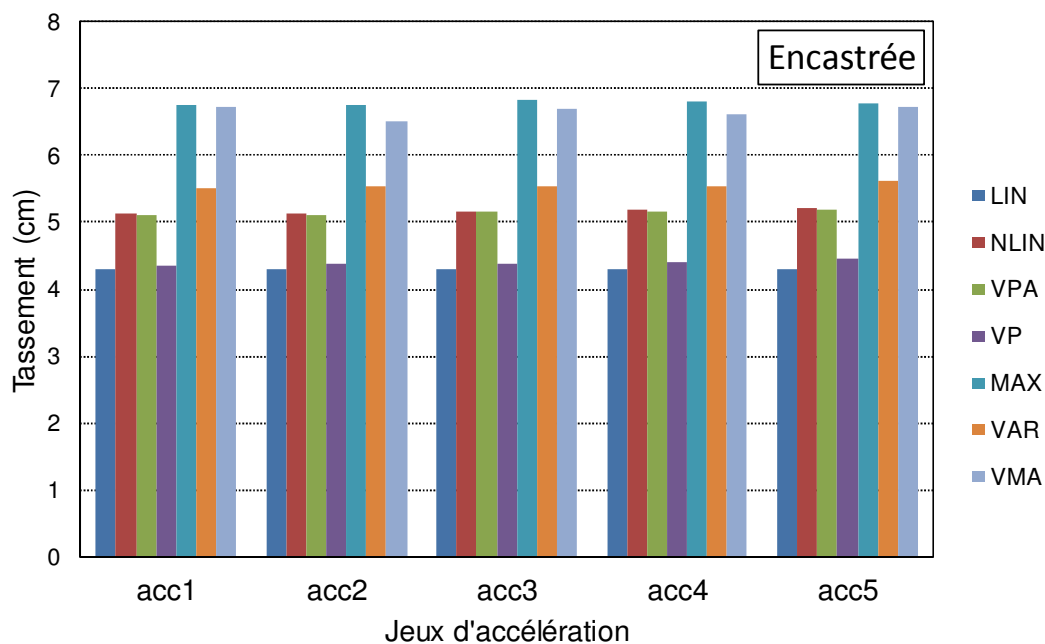


Figure V-8 Tassement total - radier encastré

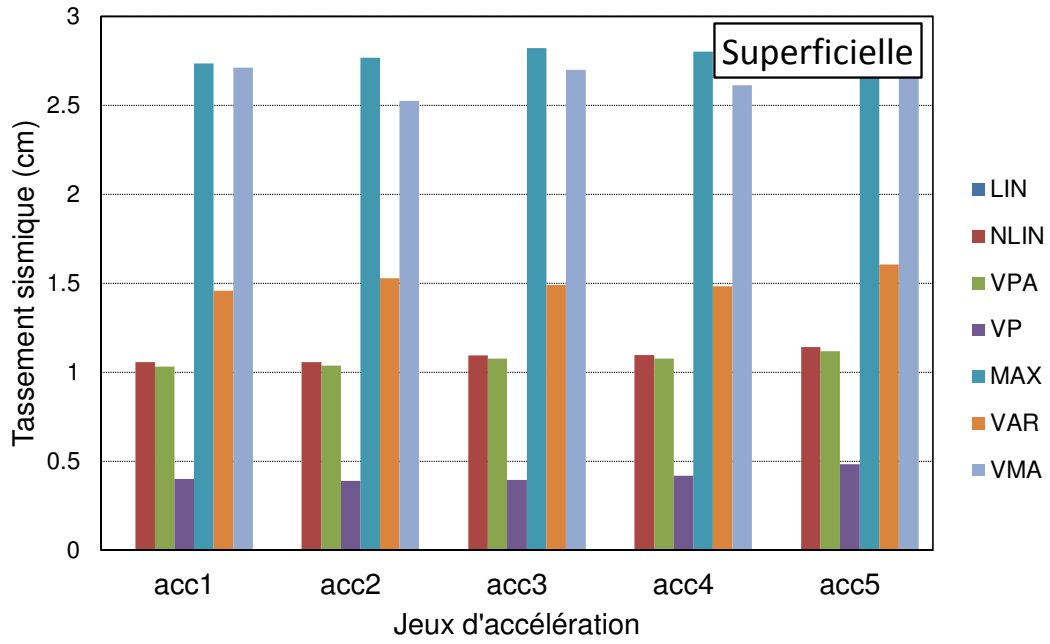


Figure V-9 Tassement sismique - radier superficielle

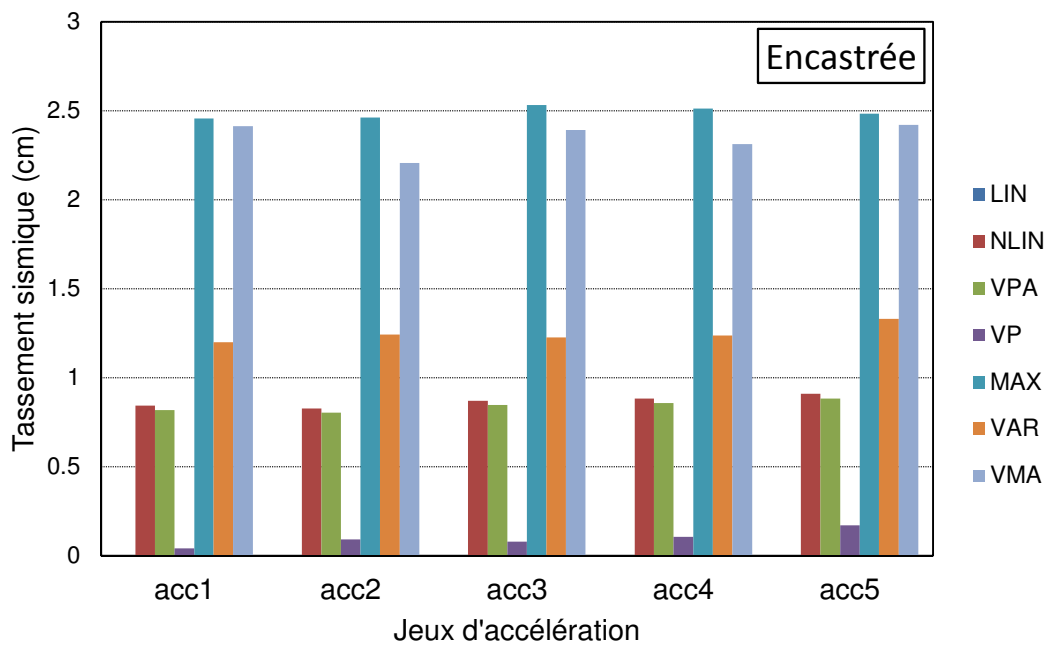


Figure V-10 Tassement sismique - radier encastré

### V.3.3. Justification des déplacements horizontaux maximaux et résiduels

Les translations horizontales doivent être vérifiées afin d'éviter qu'un ELU soit atteint dans la superstructure ou dans le sol pendant le séisme et de garantir un fonctionnement minimal de l'ouvrage après séisme. Les translations horizontales maximales induites durant l'excitation sismique sont alors justifiées vis-à-vis des limites ELU, tandis que les translations résiduelles sont justifiées vis-à-vis des limites ELS. Une valeur limite égale à la valeur du tassement induit par le séisme ne doit pas être excédée (Pender, 2014). En pratique, la translation horizontale maximale ne doit pas excéder le tiers du tassement limite admissible (1.67 cm) et la translation finale (induite par le séisme) ne doit pas excéder le tassement induit par le séisme.

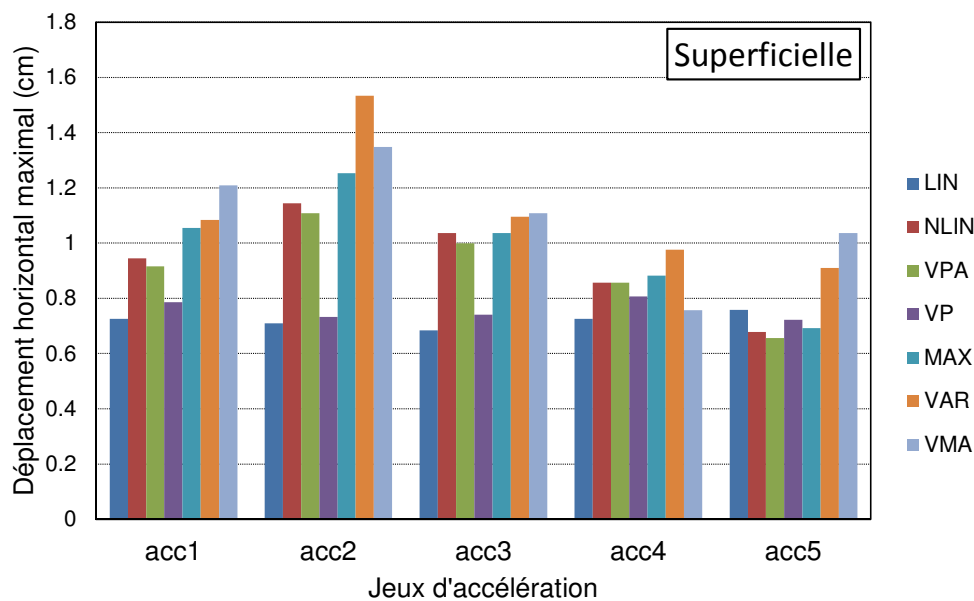


Figure V-11 Déplacement horizontal maximal - radier superficiel

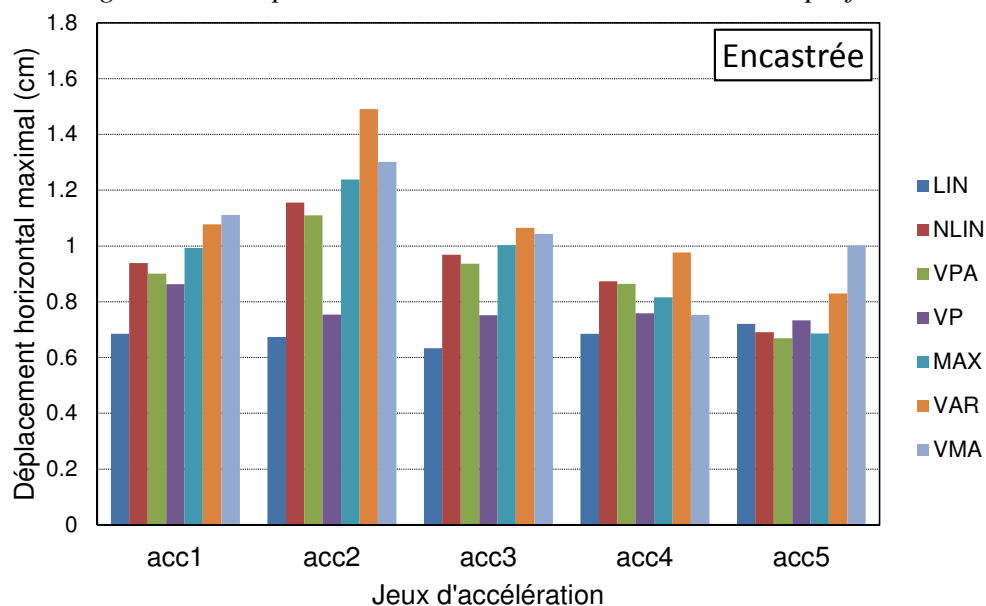


Figure V-12 Déplacement horizontal maximal - radier encastré

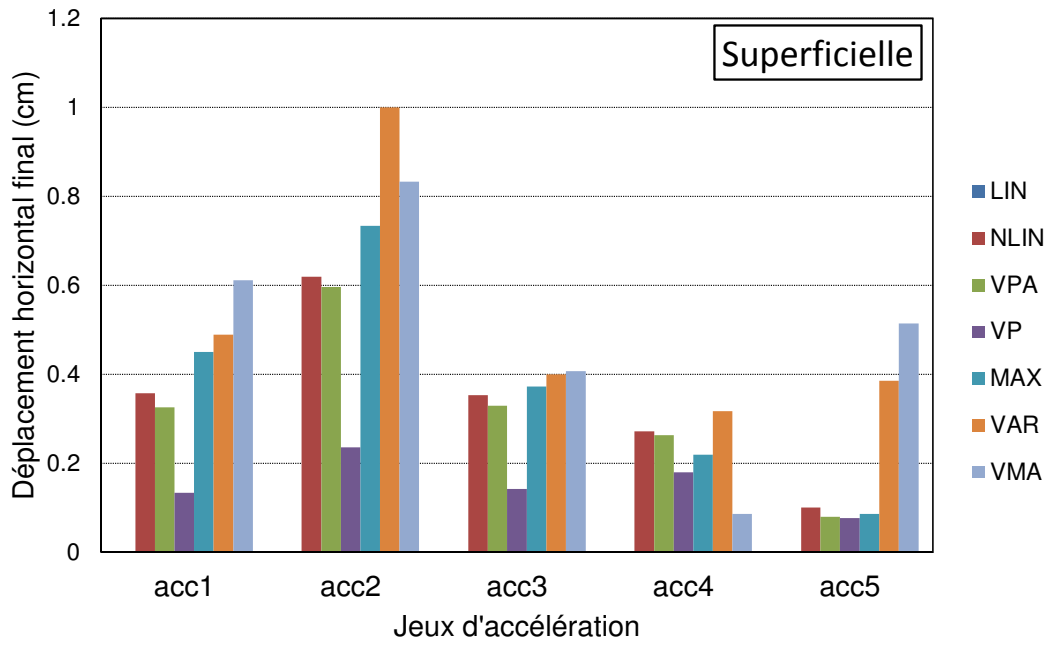


Figure V-13 Déplacement horizontal final - radier superficiel

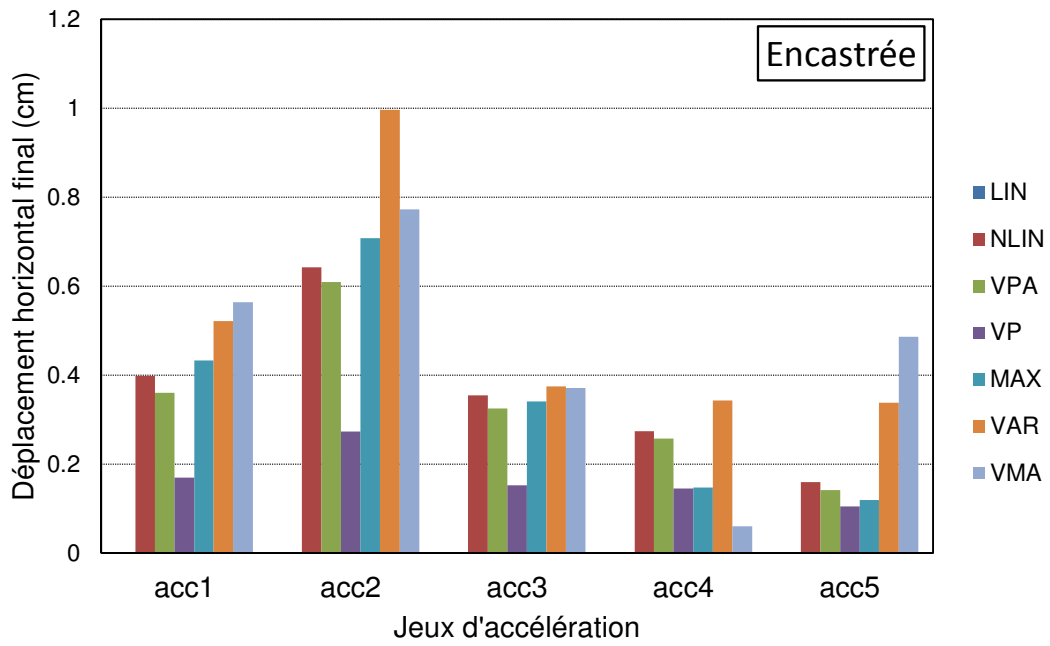


Figure V-14 Déplacement horizontal final - radier encastré

### V.3.4. Justification des distorsions maximales et résiduelles

Dans les justifications des radiers de grandes dimensions, la variabilité spatiale de sa réponse doit être prise en compte. Dans notre cas, cette variabilité est exprimée par la valeur de la distorsion durant et après le séisme. Les distorsions maximales induites durant l'excitation sismique sont justifiées vis-à-vis des ELU, tandis que les distorsions résiduelles sont justifiées vis-à-vis des ELS. Dans les normes en vigueur (NFP94-261), les distorsions maximales ne doivent pas excéder la valeur de 1/500 pour éviter qu'un ELS soit atteint dans la superstructure, et la valeur de 1/150 pour éviter qu'un ELU soit atteint dans la superstructure.

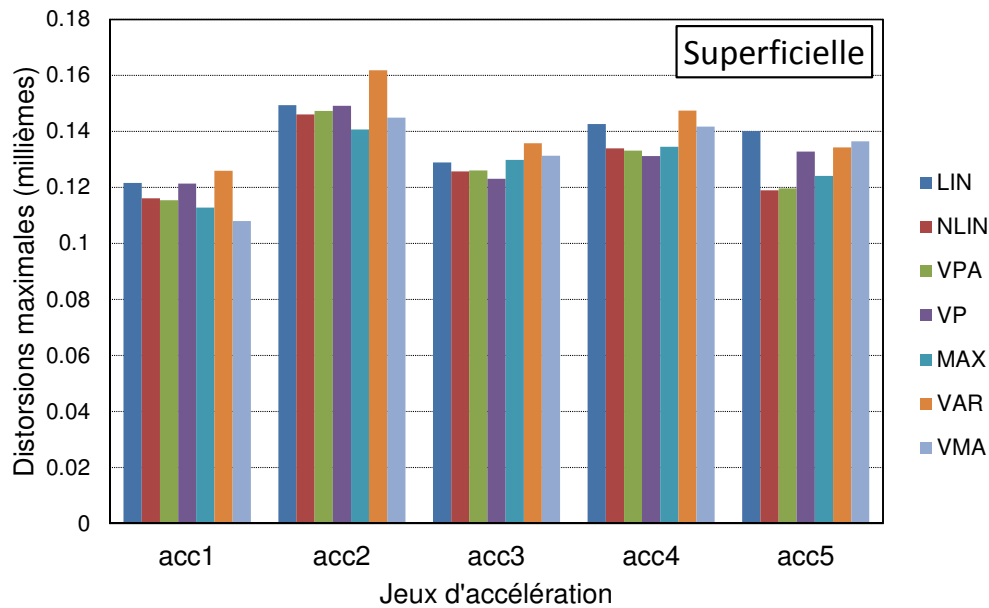


Figure V-15 Distorsions maximales - radier superficiel

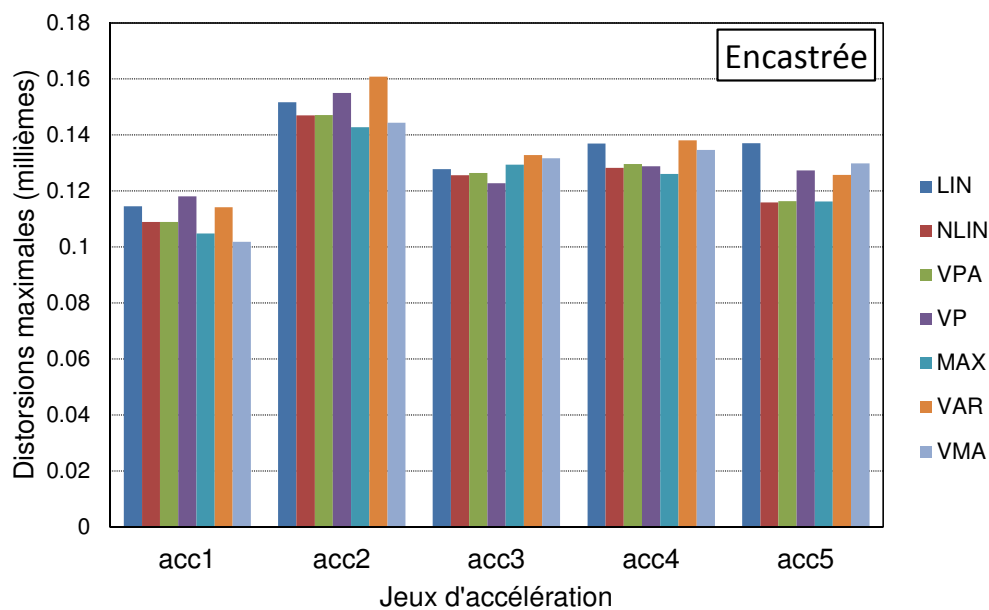


Figure V-16 Distorsions maximales - radier encastré

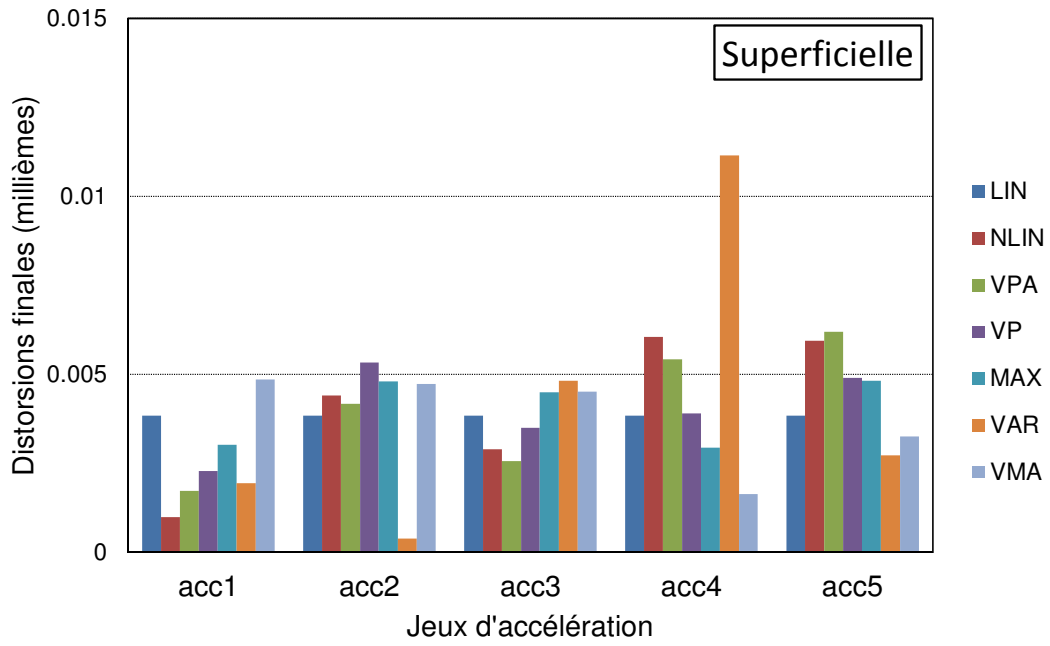


Figure V-17 Distorsions finales - radier superficiel

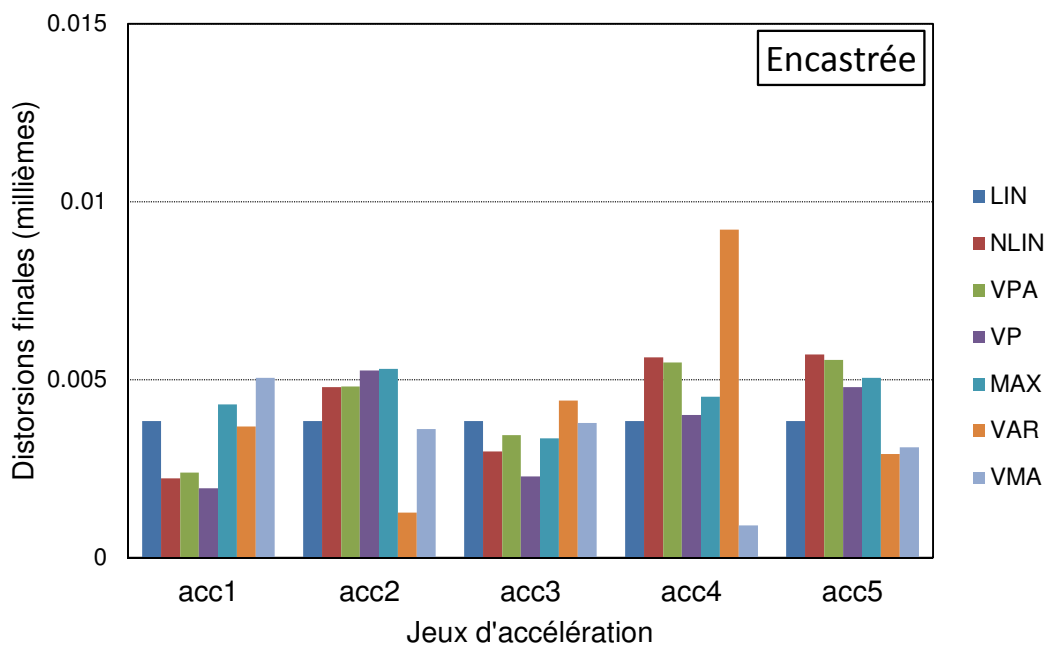


Figure V-18 Distorsions maximales - radier encastré

### ***V.3.5. Observations générales sur la justification normative du radier***

Pour un comportement linéaire, c'est-à-dire en désactivant la partie plastique de la loi de comportement des macroéléments, on observe que tous les critères définis précédemment sont vérifiés pour le cas d'un radier superficiel et d'un radier encastré. Le tassement final est dû seulement à la charge statique de service, on n'observe aucun tassement induit par le séisme. La translation horizontale a seulement une composante élastique : aucune translation plastique résiduelle n'est observée.

En activant la partie plastique de la loi de comportement des macroéléments, on peut observer une apparition de déplacements résiduels (tassements et translations). Le tassement final et induit par le séisme et la translation horizontale engendrée par le radier devient supérieure à celle calculée en comportement linéaire. Dans tous les cas étudiés (LIN, NLIN, PGA, VAR, VMA), les translations horizontales finales et maximales sont inférieures aux limites posées. Cependant, c'est au concepteur de la superstructure de garantir que cette translation à la base de l'ouvrage n'affecte pas son fonctionnement post sismique. Ceci dépend du niveau de performance requis, et de la configuration structurale du bâtiment.

En revanche, une diminution de l'effort horizontal sur la fondation est observée en fonction de la prise en compte des non linéarités (indépendamment de la prise en compte ou non des efforts d'inertie sismique). Ceci est expliqué par les mécanismes plastiques dissipatifs dans le sol et à l'interface sol fondation. En effet, l'effort horizontal est réduit de l'ordre de 25%, et par suite le coefficient de sécurité au glissement augmente de 2.5 à 3.5. La limite prescrite dans les normes est de l'ordre de 1.25, largement inférieure aux valeurs trouvées. A titre de comparaison, le coefficient de sécurité calculé en appliquant la méthode des coefficients sismiques est égal à 1.44. Le but de cette comparaison est de mettre en évidence l'effet de la prise en compte des effets de l'interaction sol structure sur la valeur des efforts.

Quant aux tassements finaux, les valeurs sont supérieures à la limite aux ELU fixée à 5 cm pour les calculs plastiques indépendants de la vitesse. En revanche, la prise en compte de la viscoplasticité entraîne une diminution des tassements, au-dessous de la limite ELU de 5 cm. Ceci est dû au gain de résistance exprimé par la variable d'écrouissage viscoplastique ajoutée à la surface de charge par capacité portante. Ce gain a pour effet de réduire les tassements induits par le séisme, et par la suite les tassements finaux du radier. Les tassements induits par le séisme sont inférieurs à la limite de 2.15 cm (50% du tassement statique  $\approx 4.3$  cm) sauf pour les cas PGA et VMA, où la capacité portante est réduite en considérant une accélération de calcul  $a_g = 4 \text{ m/s}^2$  sur une grande partie de l'excitation.

La variabilité des tassements finaux ou induits par le séisme obtenus à partir des différents calculs est cohérente. En effet, en prenant en compte l'effet des efforts d'inertie, on observe une augmentation des tassements du fait de la réduction de la capacité portante. D'autre part, la manière dont ces effets sont pris en compte, et plus précisément la sévérité de la réduction de la capacité portante influence également la valeur des tassements. La réduction de la capacité portante  $V_{lim}$  en considérant une accélération de calcul  $a_g = 4 \text{ m/s}^2$  sur toute



l'excitation (PGA) entraîne un tassement total de 7 cm environ. Cette réduction est très sévère, majorant l'influence des efforts d'inertie sismique pour des accélérations inférieures au maximum. La réduction de la capacité portante  $V_{lim}$  en considérant une accélération de calcul  $a_g = 4 \text{ m/s}^2$  sur la partie qui suit l'instant où la valeur maximale est atteinte (VMA) entraîne un tassement total de 6.5 cm environ. On observe pour ce calcul une diminution des tassements finaux et induits par le séisme. Pourtant, l'influence des efforts d'inertie sismique est surestimée pour la partie du signal suivant le maximum. Ces surestimations sont limitées en considérant une valeur variable de  $a_g$  (VAR) : la capacité portante est réduite en fonction de l'accélération courante, et donc peut varier dans les deux sens (réduction puis augmentation). Ceci entraîne une diminution significative des tassements à environ 5.5 cm.

Les distorsions qui représentent une caractéristique importante du comportement de radiers de grande dimension sont toujours vérifiées par rapport aux limites, avec une marge de sécurité importante. Ceci peut être expliqué par la supposition de radier rigide qui se traduit par l'uniformité de la répartition des propriétés des macroéléments.

#### **V.4. Potentialité du macroélément pour l'étude du comportement sismique des ouvrages réels**

Ce chapitre détaille l'utilisation du macroélément pour la simulation du comportement statique et sismique du radier d'un ouvrage réel. L'ouvrage et son radier sont modélisés au moyen d'éléments finis, et des macroéléments reproduisent l'interaction avec le sol sous-jacent. Les paramètres des macroéléments sont facilement définis à partir d'analyses statiques et d'essais in situ.

Les résultats des simulations ont permis une justification de l'ouvrage sous charge statique et sismique, considérant différents modèles de comportement : élastique, plastique ou viscoplastique et différentes conditions d'encastrement : radier superficiel ou encastré. Les efforts d'inertie sont également pris en compte suivant trois façons différentes. Les résultats des simulations sont facilement exploitables vu la formulation en variables généralisées du macroélément : un simple traitement de données permet de mener les différentes justifications normatives. Ces justifications peuvent être des vérifications de tassements, de déplacements et des distorsions, ainsi que des calculs de coefficients de sécurité au glissement et au poinçonnement du radier.

Le macroélément constitue donc un outil efficace et prometteur pour l'étude des ouvrages sous charge sismique. Il peut être utilisé en phase de conception pour définir une enveloppe des déplacements et/ou efforts à considérer ; ou bien en phase de vérification de la tenue d'un ouvrage construit pour un aléa sismique défini.

Chapitre VI :

---

Conclusions et perspectives

---



A la fin de ce mémoire, il convient de souligner les principales conclusions et de définir les perspectives pour des travaux futurs.

Le macroélément développé dans cette thèse permet la simulation de l'interaction sol structure, tenant compte de ses non linéarités. Le principal avantage de cet outil est le faible coût des simulations en termes de temps de calcul et ressources informatiques nécessaires grâce à une représentation simplifiée du sol et des mécanismes plastiques liés à l'ISS ; et son application aisée pour les justifications d'ingénierie grâce à sa formulation en variables généralisées. Les mécanismes de plasticité sont formulés conformément à la théorie de la plasticité, en adaptant des expressions qui existent dans la littérature et les normes. Les effets liés à la vitesse de chargement et aux efforts d'inertie sismiques induits dans le sol par le passage des ondes sismiques sont pris en compte au moyen de variables d'écroûissage appropriées. De plus, la stratégie de prise en compte de l'encastrement est citée.

Cet outil est implémenté dans le cadre de la méthode de résolution par éléments finis. Dans notre cas, il est intégré dans CESAR LCPC, logiciel développé à l'IFSTTAR. Il peut interagir avec différentes configurations de modèles sol fondation : du plus simple où le sol est représenté par un élément binodal, au plus complexe où le sol est modélisé explicitement. Cette diversité d'approches permet de couvrir un large éventail d'applications possibles académiques et industrielles.

La simulation du comportement d'une fondation superficielle à l'aide de cet outil nécessite une étape de calibrage préalable. Cette étape correspond à la définition des paramètres des lois de comportement. Le calibrage est facilité par une définition élaborée de ces paramètres, donnant une signification physique à chacun et expliquant la méthode pour déterminer sa valeur. Une validation numérique est effectuée (Chapitre 3) où les potentialités du macroélément sous différents chemins de chargement sont testées.

L'utilisation de l'outil pour effectuer des études pertinentes pour les domaines de la recherche et de l'ingénierie couvre un large éventail d'applications : des études académiques de comportement de fondations superficielles, à des applications à des ouvrages réels de petite ou grande dimension, sans oublier des études paramétriques intéressantes aussi bien dans le domaine académique que de l'ingénierie.

Pour montrer des exemples de ces études, une étude paramétrique mettant en jeu un ensemble varié de signaux sismiques a été effectuée (Chapitre 4). L'effet de plusieurs paramètres de nocivité sur la réponse de la fondation a été étudié. Les macroéléments jouent un rôle important dans la promotion de telles études. En effet, la rapidité des calculs permet de mener un très grand nombre de simulations ainsi de former une large base de données de résultats caractérisant la réponse d'une structure donnée. Cette base de données peut servir à la définition d'indicateurs de nocivité ou à l'établissement de lois semi empiriques pour l'estimation rapide de la réponse sismique d'une structure.

Ces lois peuvent également dépendre des probabilités de dépassement d'un seuil fixé par des normes sur une période de temps donnée. Ceci pourrait introduire une notion probabiliste dans les analyses et les conceptions des ouvrages en zone sismique.

Une étude sur un ouvrage réel a également été effectuée (Chapitre 5). Il s'agit de l'étude de la réponse statique et sismique d'un bâtiment réel sur un grand radier rigide. Le modèle macroélément constitue un outil efficace pour traiter ce problème. Plus concrètement, les données fournies par le concepteur ont été suffisantes pour la calibration du macroélément et les résultats ont permis de mener une justification normative de l'ouvrage concerné considérant plusieurs caractéristiques du comportement.

L'effet de la liquéfaction sur la capacité portante du sol pourrait être pris en compte. Il s'agit d'intégrer dans le macroélément des paramètres qui dépendent de la pression interstitielle ; ces paramètres vont déclencher un mécanisme qui génère des tassements irréversibles au-delà d'un certain seuil d'excitation.

Enfin, il convient de souligner que la philosophie du macroélément permet son utilisation dans nombreuses applications, en prenant en compte de nombreux aspects. Parmi ces applications, on peut citer l'étude des fondations profondes, des liaisons poutre poteau, des canalisations enterrées, des dispositifs d'isolations des structures, etc.

## Références bibliographiques

- DIN (1995). *Baugrund, Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachengründungen. Teil 100 : Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten*. Berlin, Allemagne: DIN-Deutsches Institut für Normung.
- Absi, E. (1993). Pathologie des fondations et ouvrages en terre. Série « Sols et fondations » n°516, 220. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 61-138.
- Adachi, T., & Oka, F. (1982a). Constitutive equations for normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity. *Soils Found.*, 22(4), 57–70.
- Adachi, T., & Oka, F. (1982b). Constitutive equations for normally consolidated clays and assigned works for clay. *Results of the Int. Workshop on Constitutive Relations for Soils*, 123–140. Grenoble, France.
- Adachi, T., & Okano, M. (1974). A constitutive equation for normally consolidated clay. *Soils Found.*, 14(4), 55 – 73.
- Adachi, T., Oka, F., & Mimura, M. (1987). Mathematical structure of an overstress elasto-viscoplastic model for clay. *Soils Found.*, 27(3), 31–42.
- Adachi, T., Oka, F., & Mimura, M. (1996). State of the art: Modeling aspects associated with time dependent behavior of soils. *Measuring and modeling time dependent soil behavior, Geotechnical Special Publication No. 61*, 61–95.
- Akai, K., Adachi, T., & Nishi, K. (1977). Mechanical properties of soft rocks. *Proc., 9th ICSMFE*, 7-10. Tokyo, Japon.
- Ambraseys, N. N., & Sarma, S. K. (1967). The attenuation of ground accelerations in Europe. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 17.
- Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P., & Margaris, B. (2002). Internet-Site for European Strong-Motion Data. European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme.
- Armstrong, P., J., Frederick, C. O. (1966). *A Mathematical Representation of the Multiaxial Bauschinger Effect*. Central Electricity Generating Board & Berkeley Nuclear Laboratories, Research & Development Department, 16 pages.
- Ashrafi, S. A., & Smyth, A. W. (2007). Generalized masing approach to modeling hysteretic deteriorating behavior. *Journal of Engineering Mechanics*, 495-505.
- Asik, M. Z., & Isbuga, V. (2007). Nonlinear response of a layered medium. *Journal of Vibration and control*, 1313-1320.

- Assimaki, D., Kausel, E., & Whittle, A. (2000). Model for dynamic shear modulus and damping for granular soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126, 859–869.
- Aubry, D. (1986). Sur une approche intégrée de l'interaction sismique sol-structure. *Revue française de Géotechnique, Presses ENPC, Paris.*, 81–100.
- Aubry, D., & Modaressi, A. (1992). Strain localization in multipotential elastoplasticity. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 34(1), 349–363.
- Augustesen, A., Liingaard, M., & Lade, P. V. (2004). Evaluation of time-dependent behavior of soils. *Int. J. Geomech.*, 4(3), 137–156.
- Bathe, K. J. (1995). *Finite elements procedures*. Englewood cliffs: Prentice-Hall.
- Bell (1991). *The analysis of offshore foundations subjected to combined loading*. Thèse de Master de Sciences (MSc). University of Oxford.
- Berenger, J. (1994). A perfectly matched layer for the absorption of electromagnetic waves. *Journal of Computational Physics*, 114 (2), 185–200.
- Bettes, P. (1992). *Infinite elements*. Sunderland, UK: Penshaw Press.
- Bingham, E. C. (1922). *Fluidity and Plasticity*. New York: McGraw-Hill.
- Bjerrum, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils. *Proc., 8th ICSMFE (13)*, 111–159. Moscow, Russie.
- Bolt, B. A. (1973). Duration of strong ground motion. *5th World Conference on Earthquake Engineering*, 1, 1304-1315. Rome, Italie.
- Bommer, J. J., & Martinez-Perreira, A. (1996). The prediction of string motion duration for engineering design. *11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexique.
- Bonilla, L. F. (2000). *Computation of linear and nonlinear site response for near field ground motion*. Thèse de doctorat. Santa Barbara: University of California.
- Bonnet, M. (1999). *Boundary integral equations methods for solid and fluids*. Chichester: Wiley.
- Bouckovalas, G. D., & Papadimitriou, A. G. (2005). Numerical evaluation of slope topography effects on seismic ground motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25, 547-558.
- Boulanger, R. W. (2010). Sand plasticity model for nonlinear seismic deformation analyses. *Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. San Diego, California.

- Bourdeau, C. (2005). *Effets de site et mouvement de versant en zone sismique: apport de la modélisation numérique*. Thèse de doctorat. Paris, France: Ecole Normale Supérieure des Mines de Paris.
- Bozzano, F., Caserta, A., Govoni, A., Marra, F., & Martino, S. (2008). Static and dynamic characterisation of alluvial deposits in the Tiber River Valley : New data for assessing potential ground motion in the City of Rome. *Journal of Geophysical Research*, 113.
- Brinch-Hansen, J. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute Bulletin*, 28, 5-11.
- Buehler, M., Wienbroer, H., & Rebstock, D. (2006). A full seismic soil-foundation-structure interaction approach. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. Genève, Suisse.
- Cai, Y., Gould, P., & Desai, C. (2000). Nonlinear analysis of 3D seismic interaction of soil-pile structure systems and application. *Engineering structures*, 191-199.
- Caquot, A., & Kérisel, J. (1966). *Traité de mécanique des sols. 4ème édition.*, Paris: Gauthier-Villars, 506 pages.
- Casciati, S., & Borja, R. (2004). Dynamic FE analysis of South Memnon Colossus including 3D soil-foundation-structure interaction. *Computers and structures*, 1719-1736.
- Cassidy, M., Byrne, B., & Houlsby, G. (2002). Modelling the behaviour of circular footings under combined loading on loose carbonate sand. *Géotechnique*, 52(10), 705–712.
- CEN. (1996). *Eurocode 7 : Calcul géotechnique - Partie 6 : fondations superficielles*. AFNOR.
- CEN. (1998). *Eurocode 8 - Partie 5: Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes*. Commission Européenne de Normalisation.
- Chatzigogos, C. (2007a). *Comportement sismique des fondations superficielles: Vers la prise en compte d'un critère de performance dans la conception*. Thèse de doctorat. France: Ecole Polytechnique.
- Chatzigogos, C. T., Pecker, A., & Salençon, J. (2007b). Seismic bearing capacity of a circular footing on a heterogeneous cohesive soil. *Soils and Foundations*, 47(4), *Japanese Geotechnical Society*, 783-797.
- Chebli, H., Othman, R., Clouteau, D., Arnst, M., & Degrande, G. (2008). 3d periodic BE-FE model for various transportation structures interacting with soil. *Computers and Geotechnics*, 35, 22–32.
- Chopra, A., & Gutierrez, J. (1973). *earthquake analysis of multistory building including foundation interaction*, *Earth Engineering Research Center Report 73-13*. UC Berkely.



- Clough, R. W., & Penzien, J. (1993). *Dynamics of Structures*. New York, Etats-Unis: McGraw Hill.
- Combarieu, O. (1997). Pathologie d'un pieu foré à la bentonite: Commentaire. *Bulletin-Laboratoires Des Ponts Et Chaussées*, 103-106.
- Consortium of Strong Motion Observation Systems (COSMOS)*. <http://www.cosmos-eq.org/publications/index.html>
- Costet, J., & Sanglerat, G. (1983). *Cours pratique de mécanique des sols. Tomes 1 et 2. 3ème édition*. Paris: Dunod.
- Crémer, C. (2001). *Modélisation du comportement non linéaire des fondations superficielles sous séismes*. Thèse de doctorat. Cachan- France: LMT Cachan - ENS.
- Crémer, C., Pecker, A., & Davenne, L. (2001). Cyclic macro-element for soil-structure interaction: material and geometrical non-linearities. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25(13), 1257–1284.
- Crémer, C., Pecker, A., & Davenne, L. (2002). Modelling of nonlinear dynamic behaviour of a shallow strip foundation with macro-element. *Journal of Earthquake Engineering* 6(2), 175–211.
- Dalmatov, B. I. (1988). *Mécanique des sols et fondations (en russe : Mekhanika gruntov,osnovaniya i fundamenti)*. Strojizdat, Leningradskoe otdelenie, 2ème édition.
- Davis, E. H., & Booker, J. R. (1971). The bearing capacity of strip footings for the point of view of plastic theory. *First Australia-New Zealand conference on Geomechanics, Institution of Engineers, 1*, 276-282. Melbourne, Australie.
- de Beer, E. E., & Ladanyi, B. (1961). Étude expérimentale de la capacité portante du sable sous des fondations circulaires établies en surface. *5<sup>ème</sup> Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, 1*, 577-581. Paris, France.
- Delavaud, E. (2007). *Simulation numérique de la propagation d'ondes en milieu géologique complexe : application à l'évaluation de la réponse sismique du bassin de Caracas (Venezuela)*. Thèse de doctorat. Université Paris VII, IPGP.
- Delépine, N., Lenti, L., Bonnet, G., & Semblat, J.-F. (2009). Nonlinear viscoelastic wave propagation: an extension of Nearly Constant Attenuation models. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*, 135 (11), 1305-1314.
- Desai, C. S., & Zhang, D. (1987). Viscoplastic model for geological materials with generalized flow rule. *Int. J. Numer. Analyt. Methods Geomech*, 11, 603–620.
- di Prisco, C., & Galli, A. (2006). Mechanical behaviour of shallow foundations under cyclic loads. *ALERT Workshop 2006 (without proceedings)*. Milan, Italie: Politecnico of Milan.

- di Prisco, C., & Imposimato, S. (1996). Time dependent mechanical behaviour of loose sands. *Mech. Cohesive-Frict. Mater.*, 1(1), 45–73.
- di Prisco, C., Imposimato, S., & Vardoulakis, I. (2000). Mechanical modelling of drained creep triaxial tests on loose sand. *Geotechnique*, 50(1), 73–82.
- di Prisco, C., Nova, R., & Sibilia, A. (2002). Analysis of soil-structure interaction of towers under cyclic loading. Invited lecture. *Proc. NUMOG 8*. 637–642. Rome, Italie: G.N.Pande & S. Pietruszczak editors, Swets & Zeitlinger, Lisse.
- Dragon, A., & Mroz, Z. (1979). A model for plastic creep of rock-like materials accounting for the kinetics of fracture. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 16, 253–259.
- DTU (1988). *Règles pour le calcul des fondations superficielles*. AFNOR DTU, 11-711.
- Duval, A. M., Méneroud, J. P., Vidal, S., & Bard, P. Y. (1998). Relation between curves obtained from microtemor and site effects observed after Caracas 1967 earthquake. *11th European Conference on Earthquake Engineering*. Paris, France.
- EPRI (1988). *A criterion for determining exceedance of the operating basis earthquake*. Palo Alto, Californie: Electric Power Research Institute.
- Estorff, O., & Firuziaan, M. (2000). Coupled BEM/FEM approach for nonlinear soil/structure interaction. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, 24, 715–725.
- Garlanger, J. E. (1972). The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress. *Geotechnique*, 22(1), 71–78.
- Gazetas, G. (1991). *Foundation Engineering Handbook, Chapter 15*. New York: Fang H-Y, Van Nostrand Reinhold.
- Giroud, J. P., & Tran-Vô-Nhiem, O. J. (1973). *Tables pour le calcul des fondations. Tome 3*. Paris: Dunod, 445 pages.
- Gourvenec, S. (2007). Shape effects on the capacity of rectangular footing under general loading. *Geotechnique*, 57(8), 637-646.
- Gourvenec, S., Randolph, M., & Kingsnorth, O. (2006). Undrained bearing capacity of square and rectangular footing. *International Journal of Geomechanics*, 147-157.
- Grange, S. (2008). *Modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol-structure : application au génie parasismique*. Thèse de doctorat. Grenoble: Institut Polytechnique de Grenoble .
- Gutierrez, J. (1976). *A substructure method for earthquake analysis of soil-structure interaction, Earth Engineering Research Center Report 76-9*. UC Berkely.

- Halabian, A., & Naggar, M. H. (2002). Effet of non-linear soil-structure interaction on seismic response of tall slender structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1(22), 639–658.
- Hardin, B. O. (1965). The nature of damping in sands. *Journal of the soil mechanics and Foundation Division (ASCE)*, 91(SM1), 63-97.
- Hardin, B. O., & Drnevich, V. P. (1972). Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(6), 603–624.
- Hardle, W., & Simar, L. (2007). Canonical Correlation Analysis. *Applied Multivariate Statistical Analysis*, 321-330.
- Hotelling, H. (1936). Relations between two sets of variables. *Biometrika*, 28 (3-4), 321-377.
- Hujeux, J. (1985). Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. *Génie Parasismique*, 287–302. ENPC.
- Iai, S., Matsunaga, Y., & Kameoka, T. (1990a). *Parameter identification for a cyclic mobility model*. Japan: The Port And Harbour Research Institute.
- Iai, S., Matsunaga, Y., & Kameoka, T. (1990b). *Strain space plasticity model for cyclic mobility*. Japan: The Port And Harbour Research Institute.
- Idriss, I. M., Dobry, R., & Singh, R. D. (1978). Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1427-1447.
- Iwan, W. (1967). On a class of models for the yielding behavior of continuous and composite systems. *Journal of applied mechanics*, 612-617.
- Jeremic, B., Jie, G., Preisig, M., & Tafazzoli, N. (2009). Time domain simulation of soil-foundation-structure interaction in non-uniform soils. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 699-718.
- Kausel, E. (1978). The spring method for embedded foundations. *Nuclear Engineering and Design*, 48(2-3), 377-392.
- Kavazanjian, E., & Mitchell, J. K. (1977). A general stress–strain–time formulation for soils. *Proc., 9th ICSMFE*, 113–120.
- Kézdi, A., & Réthati, L. (1988). *Handbook of soil mechanics. Volume 3 : Soil mechanics of earthworks, foundations and highway engineering*. 363 pages. Amsterdam: Elsevier.
- Kiban Kyoshin network*. (1996). <http://www.kyoshin.bosai.go.jp>
- Koiter, W. T. (1960). General theorems for elastic-plastic solids. *Amsterdam: North-Holland*, 165-220.

- Lacerda, W. A., & Houston, W. N. (1973). Stress relaxation in soils. *Proc., 8th ICSMFE, 1/34*, 221–227.
- Lancellotta, R. (1995). *Geotechnical engineering*. Rotterdam: A.A. Balkema. 436 pages.
- Lee, J.-S., Choo, Y.-W., & Kim, D.-S. (2009). A modified parallel Iwan model for cyclic hardening behavior of sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 29*, 630–640.
- Lemaitre, J., & Chaboche, J. L. (2008). *Mécanique des matériaux solides*. Dunod.
- Li, Z. (2014). *Experimental and numerical study of deep foundations under seismic loading vertical piles and inclined piles*. Ecole Centrale de Nantes.
- Liingaard, M., Augustesen, A., & Lade, P. V. (2004). Characterisation of Models for Time-Dependant Behavior of Soils. *International Journal of Geomechanics*, 157-177.
- Lu, X., Li, P., Chen, B., & Chen, Y. (2005). Computer simulation of the dynamic layered soil-pile-structure interaction system. *Canadian Geotechnical Journal*, 742-751.
- Ludwick, P. (1922). Uber den Einfluss der Deformationsgeschwindigkeit bei bleibenden Deformationen mit besonderer Berücksichtigung der . *Phys. Z., 10(12)*, 411–417.
- Lysmer, J., Raissi, M., Tajirian, F., Vahdani, S., & Ostadan, F. (1981). *SASSI 2000. A system for analysis of soil structure interaction, Geotech Report n°81-02*. UC Berkely.
- Makdisi, F. I., & Wang, Z. L. (2004). Non linear analyses for site response. *International Workshop on the Uncertainties in Nonlinear Soil Properties and their Impact on Modeling Dynamic Soil Response*.
- Manuel canadien d'ingénierie des fondations*. (2013). Canada: Société canadienne de géotechnique, 476 pages.
- Martin, C. (1994). *Physical and numerical modelling of offshore foundations under combined loads*. Mémoire de D.E.A., DPhil Thesis. University of Oxford.
- Masing, G. (1926). Eigenspannungen und verfertigung beim Messing. *Proceedings of the 2nd International Congress on Applied Mechanics*. Zurich, Suisse.
- Matsui, T., & Abe, N. (1985a). Elasto/viscoplastic constitutive equation of normally consolidated clays based on flow surface theory. *5th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, 407–413. Nagoya, Japan.
- Matsui, T., & Abe, N. (1985b). Undrained creep characteristics of normally consolidated clay based on the flow surface model. *Proc., 11th ICSMFE*, 140–143.
- Maxwell, J. C. (1868). On the dynamical theory of gases. *Phil. Mag., 35(235)*, 185-217.
- Ménard, L. (1965). Règles pour le calcul de la force portante et du tassement des fondations en fonction des résultats pressiométriques. *6<sup>ème</sup> ICSMFE Montréal*, Canada.

- Meyerhof, G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Revue Canadienne de Géotechnique/Canadian Geotechnical Journal*, 1(1), 16-26.
- Meza-Fajardo, K. C., & Papageorgiou, A. S. (2008). A nonconvolutional, split-field, perfectly matched layer for wave propagation in isotropic and anisotropic elastic media: Stability analysis. *Bulletin of Seismological Society of America*, 98, 1811–1836.
- Muhs, H. (1969). Neue Erkenntnisse über die Tragfähigkeit von flachgegründete Fundamenten aus Grossversuchen und ihre Bedeutung für die Berechnung. *Bautechnik*, 9.
- Muravskii, G. (2004). On description of hysteretic behaviour of materials. On description of hysteretic behaviour of materials. *International Journal of Solids and Structures*, 2625-2644.
- Naghdi, P. M., & Murch, S. A. (1963). On the mechanical behavior of viscoelastic/plastic solids. *J. Appl. Meteorol.*, 30, 321–328.
- Nazé, P. A. (2004). *Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitations sismiques : proposition d'amélioration pour l'évaluation de la nocivité d'un signal et du dommage pour les structures à ossatures*. Thèse de doctorat. Lyon: INSA de Lyon .
- NFP94-261 (2013). *Justification des ouvrages géotechniques — Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 — Fondations superficielles*. AFNOR.
- Nova, R. (1982). A viscoplastic constitutive model for normally consolidated clay. *Int. Union of Theoretical and Applied Mechanics Conf. on Deformation and Failure*, 287–295. Delft, Pays-Bas.
- Nova, R., & Montrasio, L. (1991). Settlements of shallow foundations on sand. *Géotechnique* 41(2), 243–256.
- Nuttli, O. W. (1979). Seismicity of the Central United States. *Hatheway, A.W., and McClure, C.R., Jr., eds., Geology in the siting of nuclear power plants: Geological Society of America Reviews in Engineering Geology*, 14, 67-93.
- Oka, F., Adachi, T., & M., M. (1988). Elasto-viscoplastic constitutive models for clays. *Proc., Int. Conf. Rheology and Soil Mechanics* (pp. 12–28). New York: Elsevier, Science.
- Olszak, W., & Perzyna, P. (1966a). On elastic-viscoplastic soils, rheology and soil mechanics. *Int. Union of Theoretical and Applied Mechanics Symp.* Grenoble: Springer, Berlin.
- Olszak, W., & Perzyna, P. (1966b). The constitutive equations of the flow theory for a nonstationary yield condition. *Proc., 11th Int. Congress of Applied Mechanics* (pp. 545–553). Berlin: Springer.
- Olszak, W., & Perzyna, P. (1970). *Stationary and nonstationary viscoplasticity*. New York: McGraw-Hill.

- Osinov, V. (2003). Cyclic shearing and liquefaction of soil under irregular loading: an incremental model for the dynamic earthquake-induced deformation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 535-548.
- Paolucci, R. (2002). Amplification of earthquake ground motion by steep topographic irregularities. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 1831-1853.
- Paolucci, R., & Pecker, A. (1997). Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils. *Soils and Foundations. Japanese Geotechnical Society*, 37(3), 95–105.
- Paolucci, R., & Pecker, A. (1997). Soil inertia effects on the bearing capacity of rectangular foundation on cohesive soils. *Engineering structures volume 19*, 637-643.
- Papadimitriou, A. G., & Bouckovalas, G. D. (2002). Plasticity model for sand under small and large cyclic strains: a multiaxial formulation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(3), 191 – 204.
- Papadimitrou, A. G., Bouckovalas, G. D., & Dafalias, Y. F. (2001). Plasticity model for sand under small and large cyclic strain. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 973-983.
- Pecker, A. (1984). *Dynamique des sols*. Paris, France : Presse ENPC.
- Pecker, A. (1997). Analytical formulae for the seismic bearing capacity of shallow strip foundations. *Seismic Behaviour of Ground and Geotechnical Structures* , 261-268. Rotterdam, Pays-Bas: Balkema.
- Pecker, A. (2008). *Dynamique des structures et des ouvrages*. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 220 pages.
- Pedretti, S. (1998). *Nonlinear seismic soil-foundation interaction: analysis and modelling method*. Thèse de doctorat. Milano, Italie: Dpt Ing Strutturale, Politecnico di Milano.
- Pender, M. J. (2014). Integrated design of structure-foundation systems: the current situation and emerging challenges, Towards Integrated Seismic Design. *New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference*, Keynote paper no 3.
- Perzyna, P. (1963a). The constitutive equations for work-hardening and rate sensitive plastic materials. *Proc., Vib. Probl.*, 3(4), 281–290.
- Perzyna, P. (1963b). The constitutive equations for rate sensitive plastic materials. *Q. Appl. Math.*, 20(4), 321–332.
- Perzyna, P. (1963c). The study of the dynamical behaviour of rate sensitive plastic materials. *Arch. Mech. Stos.*, 1(15), 113–130.
- Perzyna, P. (1966). Fundamental problems in viscoplasticity. *Adv. Appl. Mech.*, 9, 244–377.

- Prandtl, L. (1928). Ein Gedanken model zur kinetischen Theorie der festen Korper. *Z. Angew. Math. Mech.*, 8, 85–106.
- Prevost, J. H. (1976). Undrained stress-strain-time behavior of clays. *J. Geotech. Eng.*, 102(12), 1245–1259.
- Pyke, R. M. (1979). Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings. *Journal of the geotechnical engineering division*, 715-726.
- Raes, P. E. (1941). Het oppersingvraagstuk bej een strookvormig fundament. *Technisch Wetenschappelijk Tijdschrift*, 261-265.
- Ramberg, W., & Osgood, W. R. (1943). *Description of stress–strain curves by three parameters. Technical Note No. 902*. Washington DC.: National Advisory Committee For Aeronautics.
- Ramsamooj, D. V., & Alwash, A. J. (1990). Model prediction of cyclic response of soils. *Journal of geotechnical engineering*, 1053-1072.
- Rao, S. N., & Panda, A. (1999). Non-linear analysis of undrained cyclic strength of soft marine clay. *Ocean engineering*, 241-253.
- Reddy, J. N. (1993). *An introduction to the finite element method-Second Edition*. Texas: McGraw Hill, Inc.
- Rizos, D., & Wang, Z. (2002). Coupled BEM-FEM solutions for direct time domain soil-structure. *interaction analysis. Engineering Analysis with Boundary Elements*, 26, 877–888.
- Rovelli, A., Scognamiglio, L., Marra, F., & Caserta, A. (2001). Edge-Diffracted 1-Sec surface waves observed in a small-size intramoutain basin. *Bulletin of the seismological society of America*, 91 (6), 1851-1866.
- Saez, E. (2009). *Dynamic nonlinear soil-structure interaction*. Thèse de doctorat. Ecole Centrale Paris.
- Salciarini, D., & Tamagnini, C. (2009). A hypoplastic macroelement model for shallow foundations under monotonic and cyclic loads. *Acta Geotechnica* 4, 163-176.
- Salençon, J. (1983). *Calcul à la rupture et analyse limite*. Paris, France: Presses de l'ENPC.
- Salençon, J. (1990). An introduction to the Yield Design Theory and its applications in Soil Mechanics. *Eur. J. Mech. A/Solids*, 9(5), 477 – 500.
- Salencon, J. (2002). *De l'élastoplasticité au calcul à la rupture*. Palaiseau, France: Presses de l'École Polytechnique.

- Salençon, J., & Pecker, A. (1995a). Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and excentric loads. Part I: purely cohesive soil. *European Journal of Mechanics, A/solids*, 14(3), 349-375.
- Salençon, J., & Pecker, A. (1995b). Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and excentric loads. Part II: purely cohesive soil without tensile strength. *European Journal of Mechanics, A/solids*, 14(3), 377-396.
- Sanchez-Sesma, F. J., & Rosenblueth, E. (1979). Ground motion at canyons of arbitrary shape under incident SH waves. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 441-450.
- Sargoni, G., Araya, R. (1984). Earthquake accelerogram destructiveness potential factor. *Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering*, 2, 21-28. San Francisco, Etats-Unis.
- Satake, M. (1989). Mechanics of granular materials. *12th, ICSMFE*, 62-79. Int. Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, technical committee on mechanics of granular materials.
- Saxena, S. K., & Reddy, K. R. (1989). Dynamic Moduli and damping ratios for Monterey n°0 sand by resonant column tests. *Soils and foundations*, 29, 37-51.
- Sekiguchi, H. (1977). Rheological characteristics of clays. *Proc., 9th ICSMFE*, 289-292.
- Sekiguchi, H. (1984). Theory of undrained creep rupture of normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity. *Soils Found.*, 24(1), 129-147.
- Sekiguchi, H. (1985). Macrometric Approaches—Static—Intrinsically Time Dependent Constitutive Laws of Soils. *11th ICFMFE*, 66-98. San Francisco, Etats-Unis.
- Sekiguchi, H., & Ohta, H. (1977). Induced anisotropy and time dependency in clays. *Proc., 9th Int. Conf., Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 229-238. Tokyo, Japon.
- Semblat, J.F., Dangla, P., Kham, M., & Duval, A. M. (2002). Seismic site effects for shallow and deep alluvial basins: in-depth motion and focusing effects. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, 849-854.
- Semblat, J. F., & Pecker, A. (2009). *Waves and Vibrations in soils: Earthquakes, Traffic, Shocks, Construction works*. Pavia, Italy: IUSS Press.
- Semblat, J. F., Duval, A. M., & Dangla, P. (2002b). Seismic site effects in a deep alluvial basin: numerical analysis by the boundary element method. *Computers and Geotechnics*, 29, 573-585.
- Simo, J., & Hughes, J. C. (1998). *Computational Inelasticity*. Springer.
- Singh, A., & Mitchell, J. K. (1968). General stress-strain-time function for soils. *J. Soil Mech. Found. Div.*, 94(1), 21-46.



- Sokolovsky, V. V. (1948). Propagation of elastic-viscoplastic waves in bar. *Dokl. Akad. Nauk SSSR*, 60, 775–778 (in Russian).
- Tavenas, F., Leroueil, S., La Rochelle, P., & Roy, M. (1978). Creep behavior of an undisturbed lightly overconsolidated clay. *Can. Geotech. J.*, 15(3), 402–423.
- Taylor, D. W. (1942). *Research on consolidation of clays*. Cambridge: Serial 85, Massachusetts Institute of Technology, Dept. of Civil and Sanitary Engineering.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. New-York: Wiley, 510 pages.
- Towhata, I., & Ishihara, K. (1985). Modeling soil behavior under principle stress axes rotation. *Fifth international conference on numerical methods in geodynamics*. Nagoya.
- Trifunac, M. D., & Brady, A. G. (1975). A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(3), 581-626.
- Ueng, T.S., Chen, A. (1992). *Computational procedures for determining parameters in Ramberg-Osgood elastoplastic model based on modulus and damping versus strain, technical report*. Etats-Unis: Office of Scientific and Technical Information (OSTI).
- Vesić, A. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. . *ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(SM1), 45-73.
- Voigt, W. (1890). Über die innere Reibung der festen Körper, insbesondere der Krystalle – Erster Teil. *Abhandlungen der Königlichen Gesellschaft von Wissenschaften zu Göttingen*, 36, 3-47.
- Wang, Z.-L., Dafalias, Y. F., & Shen, C.-K. (1990). Bounding surface hypoplasticity model. *Journal of Engineering Mechanics*, 116(5), pp. 983–1001.
- Wolf, J. P. (1994). *Foundation vibration analysis using simple physical models*. Englewood cliffs: Prentice Hall.
- Yin, J. H., & Graham, J. (1994). Equivalent times and onedimensional elastic visco-plastic modelling of time-dependent stress strain behaviour of clays. *Can. Geotech. J.*, 31, 45–52.
- Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C., & Lewis, R. W. (1975). Associated and nonassociated viscoplasticity and plasticity in soil mechanics. *Geotechnique*, 25(4), 671–689.

---

## Annexes

---



## Annexe A : Aperçu de la méthode du calcul à la rupture

### 1. Définition

Le calcul à la rupture est une méthode de calcul qui sert à définir les chargements potentiellement supportables par une structure connaissant sa géométrie, le chargement qui lui est appliqué, et les capacités de résistance des différents matériaux constitutifs. Une réponse définitive sur la stabilité de la structure peut être établie si les lois de comportement des matériaux constitutifs sont bien connues, l'état de contraintes initial de la structure, ainsi que l'histoire de chargement qui lui a été appliqué.

Une formulation mathématique détaillée de cette théorie a été établie dans les travaux de Salençon (1983, 1990, 2002).

### 2. Le domaine des chargements potentiellement supportables

Le domaine qui définit l'ensemble de tous les chargements potentiellement supportables, pour lesquels il existe un champ de contrainte  $\sigma$  dans la structure satisfaisant l'équilibre vis-à-vis du chargement extérieur, et qui ne viole pas les limites de résistance des matériaux est dénoté  $K$ . La frontière de  $K$  est appelée surface limite.

### 3. Les différentes approches de l'analyse limite

Trois approches différentes sont possibles dans le calcul à la rupture :

#### a) Approche statique par l'intérieur

Dans cette approche, on essaie de construire une approximation par défaut du domaine  $K$ , en se basant sur sa convexité.

Selon cette approche,  $p$  chargements dans  $K$  sont identifiés. L'enveloppe de ces  $p$  chargements constitue une borne inférieure de la frontière de  $K$  (Figure A-1).

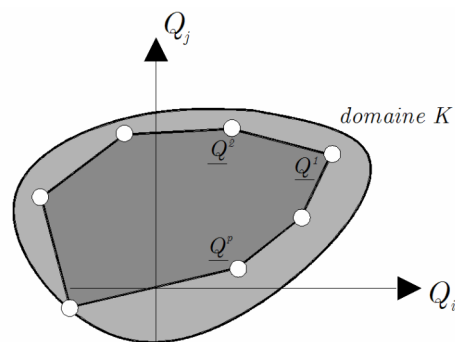


Figure A-1 Approximation de  $K$  par l'approche statique par l'intérieur (Chatzigogos 2007)

b) *Approche statique par l'extérieur*

En inversant la logique de l'approche statique par l'intérieur, on essaie dans l'approche par l'extérieur de construire une approximation « par excès » du domaine  $K$ , en identifiant  $p$  chargements extérieurs à  $K$ . Leur enveloppe est considérée comme étant une borne supérieure de la frontière du domaine  $K$  (Figure A-2).

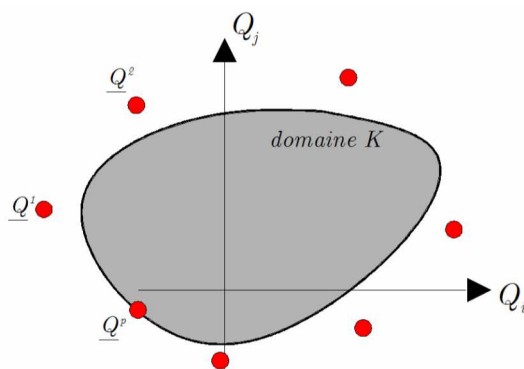


Figure A-2 Approximation de  $K$  par l'approche statique par l'extérieur (Chatzigogos 2007)

*Approche cinématique par l'extérieur*

C'est une autre approximation « par excès » du domaine  $K$ . Cette approche se base sur une combinaison du principe des travaux virtuels et de la connaissance des limites de résistance du matériau constitutif de la structure. La puissance résistante maximale de la structure est évaluée vis-à-vis d'un champ de vitesses virtuel donné cinématiquement admissible.

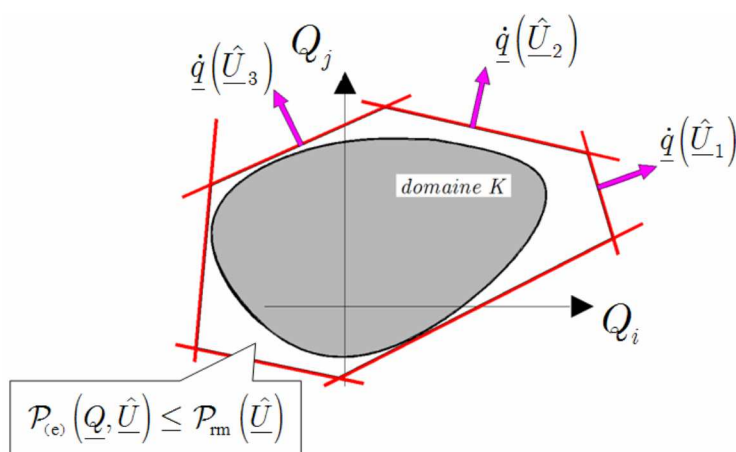


Figure A-3 Approximation de  $K$  par l'approche cinématique par l'extérieur (Chatzigogos 2007)

## Annexe B : Méthodes de calcul de la capacité portante statique d'une fondation superficielle

### 1. Terzaghi (1943)

Terzaghi (1943) était le premier à établir une formule générale pour calculer la portance d'une semelle filante. Cette formule est constituée de trois termes, représentant chacun un aspect de résistance du sol. La capacité portante selon Terzaghi est une superposition de ces trois termes (équation (106)).

$$q_{\max} = cN_c + qN_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \quad (106)$$

Le terme  $cN_c$  est un terme de cohésion, il représente la charge ultime d'un sol cohérent et frottant, mais non pesant.

Le terme  $qN_q$  est un terme de surcharge, il représente la charge ultime d'un sol uniquement frottant et chargé latéralement.

Le terme en  $\frac{\gamma B}{2} N_\gamma$  est un terme de surface, il représente la charge ultime pour un sol pesant et frottant uniquement.

Les valeurs de ces termes sont données par des formules qui dépendent de l'angle de frottement  $\phi$ , de la cohésion  $c$ , du poids volumique du sol  $\gamma$ , et des dimensions de la fondation.

Pour les calculs à court terme (non drainés), on prend la cohésion non-drainée  $c_u$  et un angle de frottement nul. Pour les calculs à long terme (drainés), le calcul se fait en contraintes effectives : on utilise les caractéristiques de résistance effective  $c'$  et  $\phi'$ .

### 2. Meyerhof (1963)

Meyerhof (1963) a introduit à l'équation de Terzaghi des coefficients correcteurs pour tenir compte des effets de l'encastrement des fondations (coefficients de profondeur  $d$ ) et de l'inclinaison des charges (coefficients  $i$ ), et des effets de forme pour les cas de semelles circulaires et rectangulaires (coefficients de forme  $s$ ). L'expression obtenue est donnée par l'équation (107).

$$q_{\max} = c s_c d_c i_c N_c + q s_q d_q i_q N_q + \frac{\gamma B}{2} s_\gamma d_\gamma i_\gamma N_\gamma \quad (107)$$

Pour prendre en compte l'excentricité de la charge, Meyerhof indique que la réduction classique ( $B' = B - 2e$ ) est suffisante, mais trop sévère par comparaison avec des résultats d'essais.

### 3. Vesić (1973)

Vesić (1973) adopte le même principe que ses prédécesseurs (principe de superposition de trois aspects de résistance) mais en donnant des expressions différentes pour les coefficients correcteurs de profondeur et de forme  $d$  et  $s$ . De plus, il propose une correction de l'expression de  $N_\gamma$  (équation (108))

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \varphi \quad (108)$$

### 4. Lancellotta (1995)

Lancellotta (1995) introduit des coefficients correcteurs à l'équation de Meyerhof, afin de tenir compte de l'inclinaison  $\alpha$  de la base de la fondation (coefficients  $b$ ) et de l'inclinaison  $\beta$  de la surface du sol (coefficients  $g$ ). L'expression de la capacité portante est alors donnée par l'équation (109).

$$q_{\max} = c s_c d_c i_c b_c g_c N_c + q s_q d_q i_q b_q g_q N_q + \frac{\gamma B}{2} s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma N_\gamma \quad (109)$$

D'autre part, Lancellotta utilise les expressions des coefficients correcteurs de profondeur  $d$  données dans Vesić (1973), Brinch-Hansen (1970), de Beer & Ladanyi (1961), les coefficients correcteurs de forme de Meyerhof (1963), les coefficients pour prendre en compte l'inclinaison de la base de la fondation et la surface du sol de Brinch-Hansen (1970). L'inclinaison de la charge est prise en compte à partir des coefficients correcteurs  $i$  proposés par Vesić (1973).

Pour tenir compte de l'excentrement de la charge, les auteurs proposent la méthode de réduction forfaitaire de la largeur de la fondation, en faisant les calculs sur une surface effective ( $B' = B - 2e$ ).

### 5. Brinch Hansen (1970)

Brinch-Hansen (1970) garde les mêmes expressions de  $N_c$  et  $N_q$  établies par Meyerhof Meyerhof (1963).

Il propose de nouvelles expressions pour le coefficient  $N_\gamma$ , ainsi que pour les coefficients correcteurs  $i$ ,  $b$ ,  $g$ ,  $s$ , et  $d$ , déjà introduits dans la formule de base par Lancellotta et Meyerhof.

### 6. Kézdi et Réthati (1988)

Dans leur manuel de mécanique des sols, Kézdi & Réthati (1988) présentent un panorama détaillé des méthodes de calcul de capacité portante. Ils rappellent que Raes (1941) a construit analytiquement une expression de  $N_\gamma$ .

Pour l'effet de l'excentricité de la charge, les auteurs rappellent de la méthode classique (réduction forfaitaire de la largeur de deux fois l'excentricité) puis ils présentent la méthode adoptée par certains auteurs consistant à introduire des coefficients correcteurs  $f_\gamma$ ,  $f_q$  et  $f_c$  dans la formule de base. D'autre part, une autre méthode proposée par DeGeBo à Berlin (Muhs, 1969) est citée. Elle consiste à réduire la largeur forfaitairement de 1.14 fois l'excentricité

pour tenir compte des effets de l'excentrement. Cette réduction moins sévère pour la prise en compte de l'excentrement est déduite à la base d'essais au DeGeBo.

Les autres coefficients correcteurs (d, i, et s) sont donnés dans Brinch-Hansen (1970).

## 7. DTU 13.12

La formule prescrite dans les textes français (DTU, 1988), recommandée pour le calcul des fondations superficielles est exprimée par l'équation (110).

$$q_{\max} = cN_c + (q + \gamma_2 D)N_q + \frac{\gamma_1 B}{2} N_\gamma \quad (110)$$

Les valeurs de  $N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$ , ainsi que les effets de l'inclinaison et l'excentrement de la charge, sont ceux de Meyerhof (1963).

## 8. Manuel canadien d'ingénierie de fondations (2013)

Le Manuel canadien d'ingénierie des fondations prescrit la formule de base modifiée par Lancelotta (équation (111)).

$$q_{\max} = c s_c d_c i_c b_c g_c N_c + q s_q d_q i_q b_q g_q N_q + \frac{\gamma B}{2} s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma N_\gamma \quad (111)$$

Les coefficients  $N_c$ ,  $N_q$ , sont ceux proposés par Meyerhof (1963), tandis que les coefficients  $s$ ,  $i$ ,  $d$ ,  $b$ ,  $g$  sont ceux proposés par Vesic (1973).

La valeur du coefficient  $N_\gamma$  est celle fournie par Davis & Booker (1971) :

$N_\gamma = 0.0663 \exp(0.1623\phi)$  pour les interfaces sol-fondation lisses

$N_\gamma = 0.1054 \exp(0.1623\phi)$  pour les interfaces sol-fondation rugueuses.

Pour tenir compte de l'excentricité des charges, le manuel canadien prescrit la méthode de réduction forfaitaire proposée par Meyerhof.

Pour les calculs à court terme (non drainés), le manuel canadien propose l'utilisation de la cohésion non-drainée  $c_u$  et un angle de frottement nul. La surcharge  $q$  est calculée en adoptant le poids volumique total. Pour les calculs à long terme (drainés), le calcul se fait en contraintes effectives : on utilise les caractéristiques de résistance effective  $c'$  et  $\phi'$ , ainsi que le poids volumique du sol déjaugé (en fonction de la position de la nappe phréatique).

## 9. Eurocode 7

La formule proposée dans l'Eurocode 7 pour le calcul des fondations superficielles est similaire aux autres formules proposées. Cette formule est donnée par l'équation (112).

$$q_{\max} = c s_c b_c i_c N_c + q s_q b_q i_q N_q + \frac{\gamma B}{2} s_\gamma b_\gamma i_\gamma N_\gamma \quad (112)$$

Les différentes formules donnant les différents coefficients correcteurs sont données dans le Tableau B-1.



Tableau B-1 Coefficients correcteurs selon l'Eurocode 7

	Terme de surface ou gravité $N_\gamma$	Terme de profondeur $N_q$	Terme de cohésion $N_c$
	$N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan(\varphi)$	$N_q = \exp(\pi \tan(\varphi)) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$	$N_c = (N_q - 1)\cot(\varphi)$
Forme	$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B}{L}$	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin(\varphi)$	$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$
Profondeur	Pas de formule	Pas de formule	Pas de formule
Inclinaison de la charge	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A'c' \cot(\varphi')}\right)^{m+1}$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A'c' \cot(\varphi')}\right)^m$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c} \tan(\varphi')$
Inclinaison de la semelle	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan(\varphi))^2$	$b_q = (1 - \alpha \tan(\varphi))^2$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c} \tan(\varphi)$
Talus	Pas de formule	Pas de formule	Pas de formule
Excentrement	Réduction de B de $2e_B$ Réduction de L de $2e_L$		
(1) La valeur de m dépend du sens de l'inclinaison de la charge			
$m = m_B = \frac{2 + B'/L'}{1 + B'/L'}$ lorsque H est dirigée dans la direction de B			
$m = m_L = \frac{2 + L'/B'}{1 + L'/B'}$ lorsque H est dirigée dans la direction de L			
$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$ lorsque H est dirigée dans une direction quelconque $\theta$			

## 10. Normes Allemandes

Les normes allemandes (DIN, 1995) tiennent compte des choix faits pour établir l'Eurocode. Ces normes adoptent la formule classique, avec les expressions de  $N_q$  et  $N_c$  de Meyerhof, et une expression de  $N_\gamma$  établie par Brinch Hansen (équation (113)).

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi \quad (113)$$

Les coefficients  $i$  prenant en compte l'inclinaison de la charge sont donnés par Brinch Hansen, tandis que de nouvelles expressions pour les coefficients de forme  $s$  sont identiques à celles adoptées dans l'Eurocode 7.

## 11. Norme de l'ancienne URSS

La norme de l'ancienne URSS (Dalmatov, 1988) distingue deux types d'états limites pour justifier les ouvrages : états limites en capacité portante, et état limite en déformations.

Pour le premier cas, la norme propose l'expression de l'équation (114).

$$q_{\max} = c s_c N_c + q s_q N_q + \frac{\gamma B}{2} s_\gamma N_\gamma \quad (114)$$

Les coefficients  $N_\gamma$ ,  $N_q$ , et  $N_c$  sont données par (Dalmatov, 1988), tandis que des nouvelles expressions sont proposées pour les coefficients de forme  $s$ .

Pour tenir compte de l'excentricité, la norme adopte la méthode de réduction forfaitaire des dimensions de la fondation de deux fois l'excentricité dans chaque direction.

Pour le second cas, la norme propose l'expression de l'équation (115).

$$q_{\max} = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (\gamma_2 BK_z M_\gamma + D_1 \gamma'_2 M_q + c_2 M_c + (M_q - 1) D_b \gamma'_2) \quad (115)$$

Les coefficients  $\gamma_{c1}$  et  $\gamma_{c2}$  dépendent des conditions d'interaction sol-fondation, tandis que le coefficient  $K$  dépend de la fiabilité des valeurs des propriétés du sol ( $=1$  si les propriétés sont mesurées directement ;  $=1.1$  si elles sont choisies dans des tableaux).

Les coefficients  $M_\gamma$ ,  $M_q$ , et  $M_c$  sont données par Dalmatov (1988).

## 12. Publications françaises

De nombreuses études et publications réalisées en France traitent le problème de la portance des fondations superficielles.

Caquot et Kérisel (1966) ont proposé une nouvelle expression pour le coefficient  $N_\gamma$ , incluant le coefficient de butée  $K_p$ , et cela pour des fondations lisses, rugueuses, et fondations au coin. Les expressions de  $N_q$  et  $N_c$  sont identiques à celles proposées par Meyehof, tandis que des nouvelles expressions des coefficients  $i$  sont proposées afin de tenir compte de l'inclinaison de la charge.

Pour tenir compte de l'effet de forme, les auteurs proposent la formule empirique donnée par l'équation (116).

$$q_{\max} = \frac{\gamma A}{2L} \left( 1 + \frac{B}{2L} \right) N_\gamma \quad (116)$$

Où  $A$  représente l'aire de la semelle,  $B$  et  $L$  représentent respectivement la largeur et la longueur.

Giroud & Tran-Vô-Nhiem (1973) ont publié un document complet donnant les différents résultats de calcul de capacité portante sous différentes conditions de forme et de sol.

Costet & Sanglerat (1983) ont intégré la réduction forfaitaire des dimensions de la semelle à cause de l'excentricité de la charge dans la formule classique, à l'aide de coefficients correcteurs ( $e_\gamma = (1 - 2e)^2$ ,  $e_q = e_c = 1 - 2e$ ). Les coefficients de forme sont aussi intégrés dans la formule. La capacité portante est donnée par l'équation (117).

$$q_{\max} = \left( 1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) c i_c N_c + \gamma D i_q N_q + \left( 1 - 0.2 \frac{B}{L} \right) \frac{\gamma B}{2} i_\gamma N_\gamma \quad (117)$$

Les valeurs de  $i$  sont celles proposées par Caquot & Kérisel (1966).

Cette forme est conservée dans les travaux d'Absi (2013), mais en proposant de nouvelles valeurs pour les coefficients correcteurs  $N_\gamma$ ,  $N_q$  et  $N_c$ .

Pour sa part, Combarieu (1997) propose une modification des coefficients  $N_\gamma$ ,  $N_q$  et  $N_c$  de la formule de l'Eurocode 7, afin de limiter l'influence de l'accroissement de la largeur  $B$  sur la capacité portante de la fondation. Les coefficients modifiés  $N'_\gamma$ ,  $N'_q$  et  $N'_c$  sont donnés respectivement par les équations (118) à (120).

$$N'_\gamma = N_\gamma \left( \frac{B_0}{B} \right)^{\frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi}} \quad (118)$$

$$N'_q = N_q \left( \frac{B_0}{B} \right)^{\frac{\sin \varphi}{1 + \sin \varphi}} (1 - \sin \varphi) \quad (119)$$

$$N'_c = (N'_q - 1) \cot \varphi \quad (120)$$

## Annexe C : Variation des indicateurs d'endommagement en fonction des paramètres de nocivité

### 1. Comportement élastique linéaire (LIN)

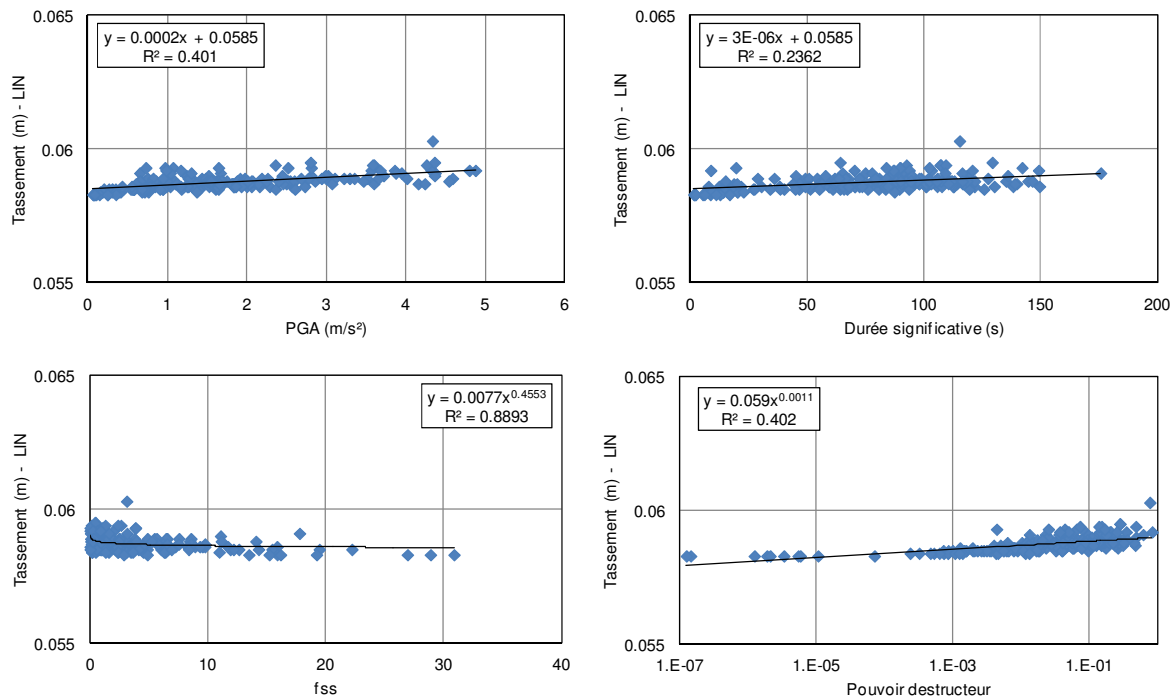


Figure C-1 Tassement maximal pour un comportement linéaire

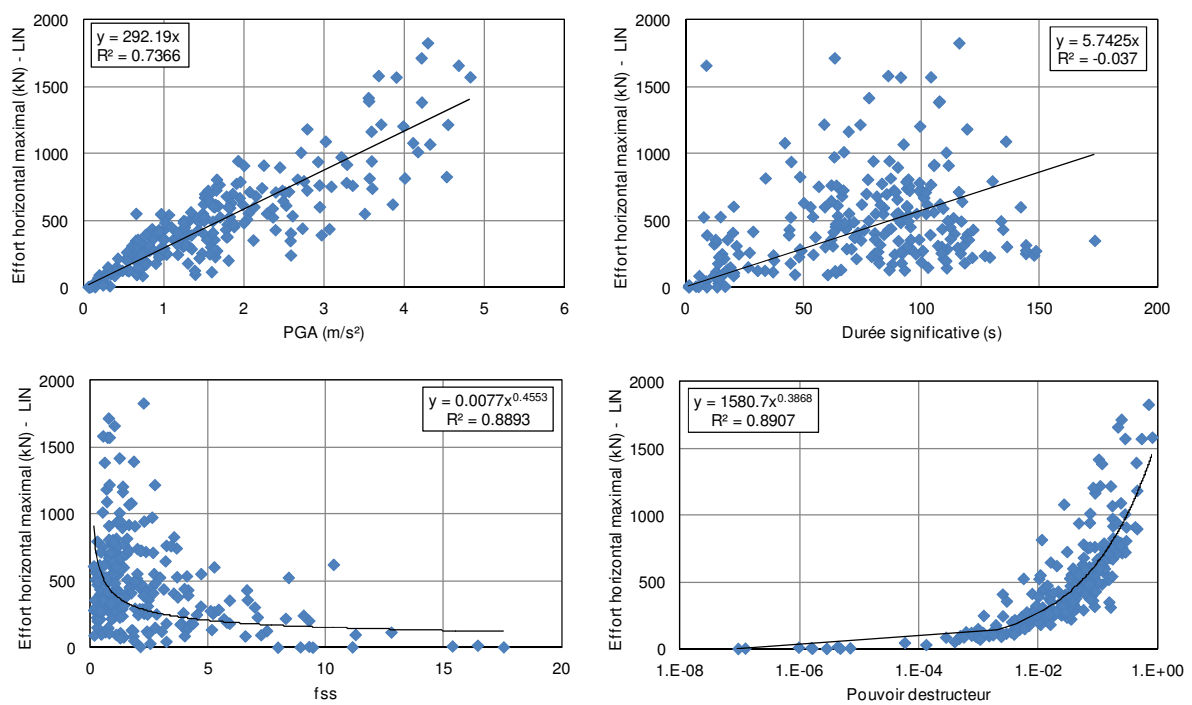


Figure C-2 Effort horizontal maximal pour un comportement linéaire

## 2. Comportement élastoplastique en négligeant les efforts d'inertie dans le sol (NLIN)

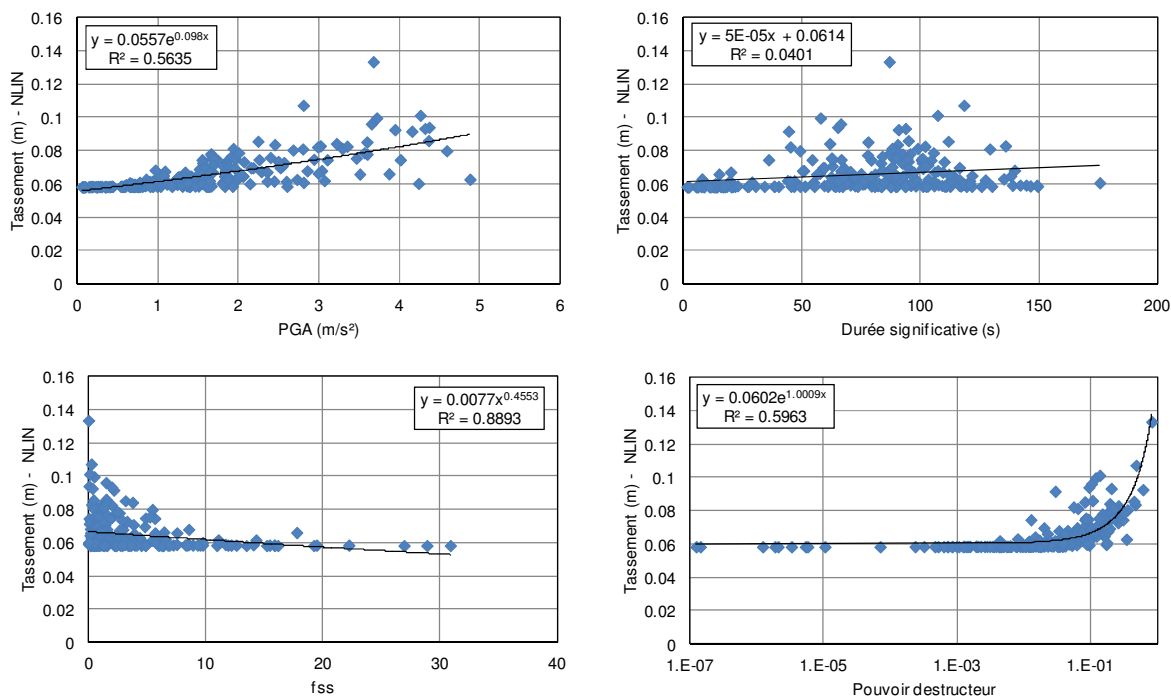


Figure C-3 Tassement maximal pour un comportement non linéaire, les efforts d'inertie sismique ne sont pas pris en compte

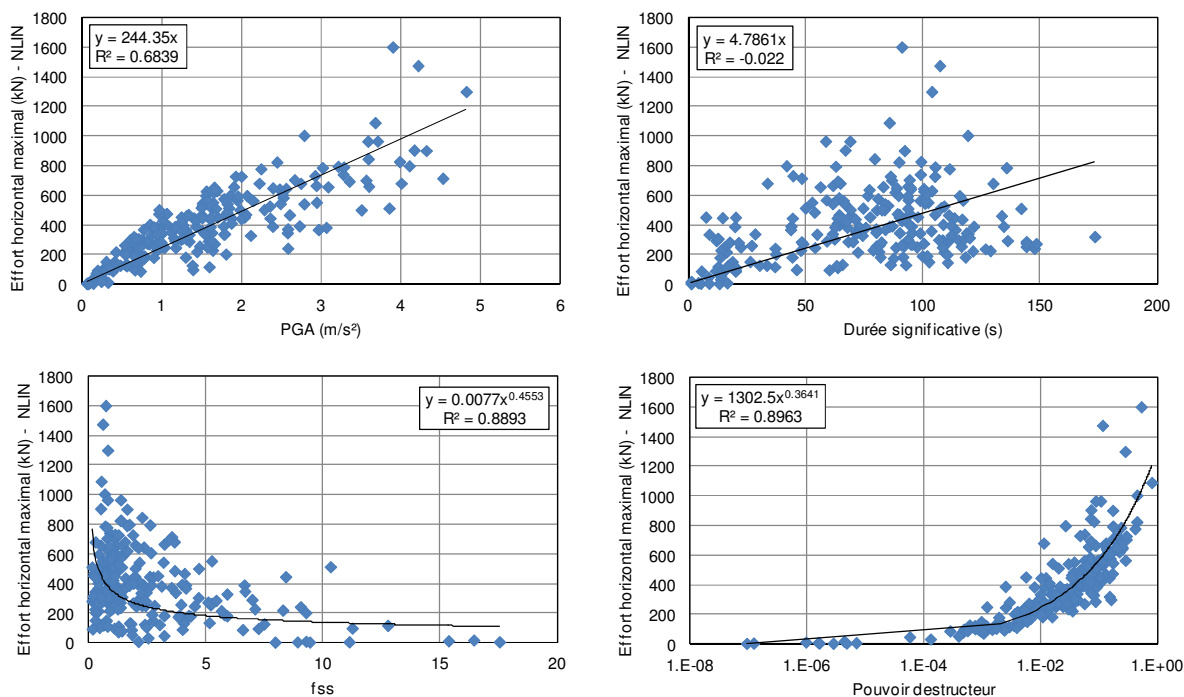


Figure C-4 Effort horizontal maximal pour un comportement non linéaire, les efforts d'inertie sismique ne sont pas pris en compte

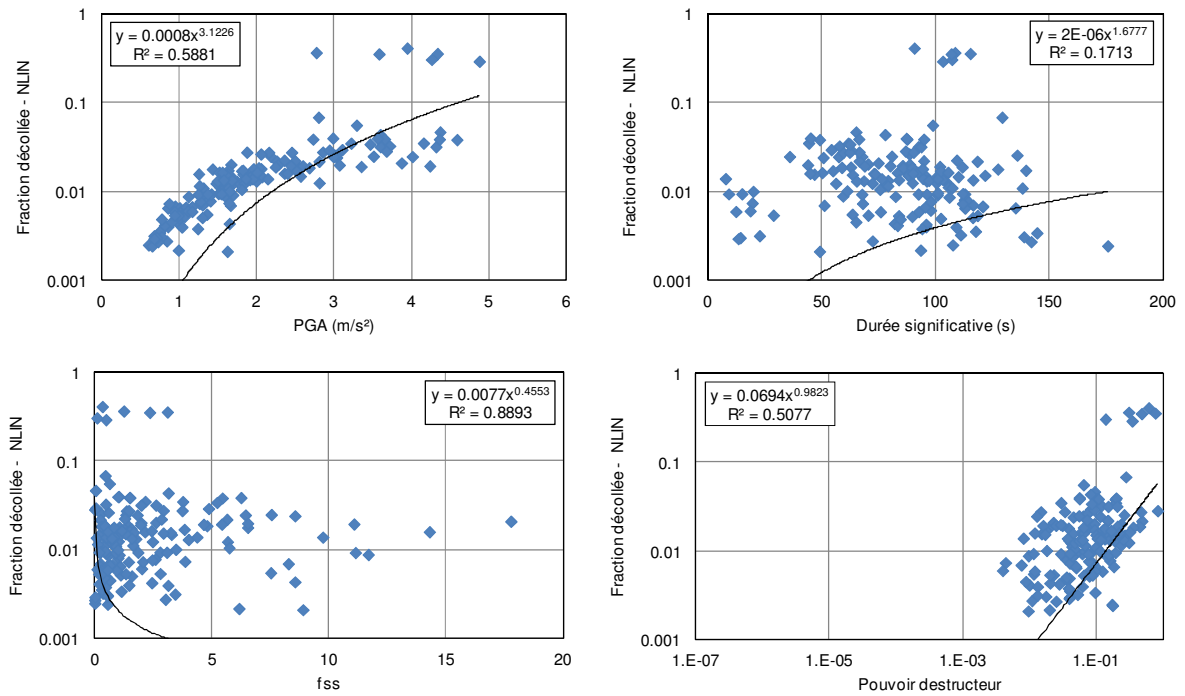


Figure C-5 Fraction décollée pour un comportement non linéaire, les efforts d'inertie sismique ne sont pas pris en compte

### 3. Comportement élastoplastique en tenant compte des efforts d'inertie dans le sol

a) L'accélération de calcul  $a_g$  est égale à la PGA du signal (MAX)

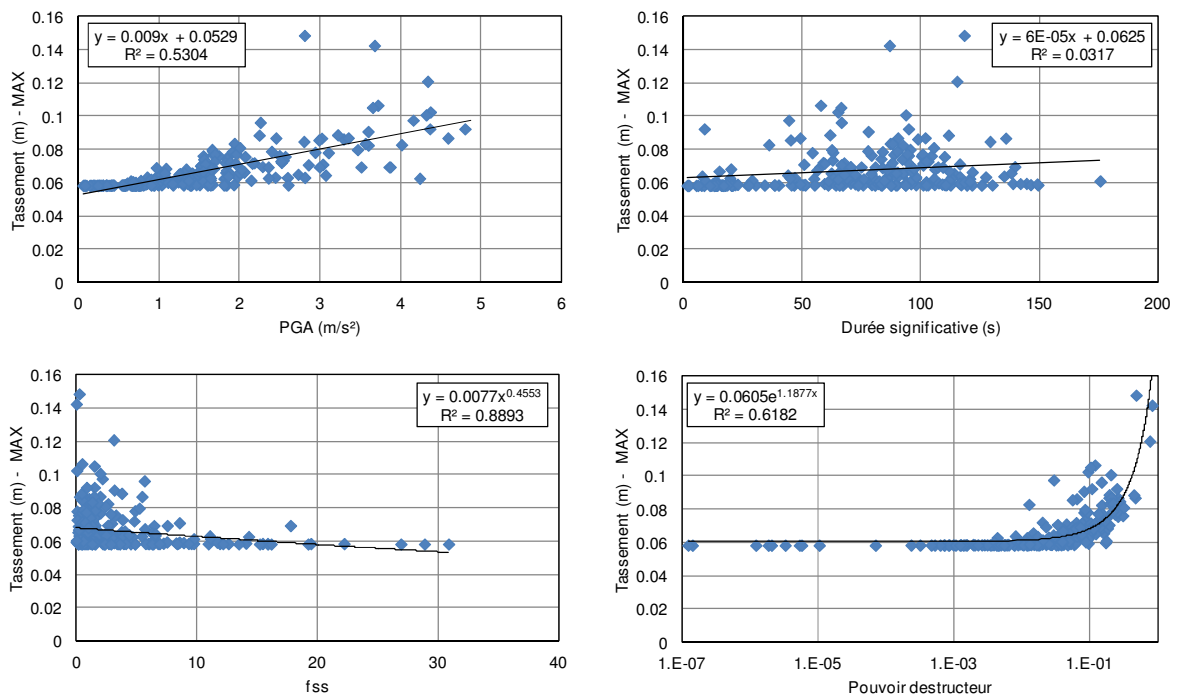


Figure C-6 Tassement maximal pour un comportement non linéaire,  $a_g$  est égale au PGA du signal

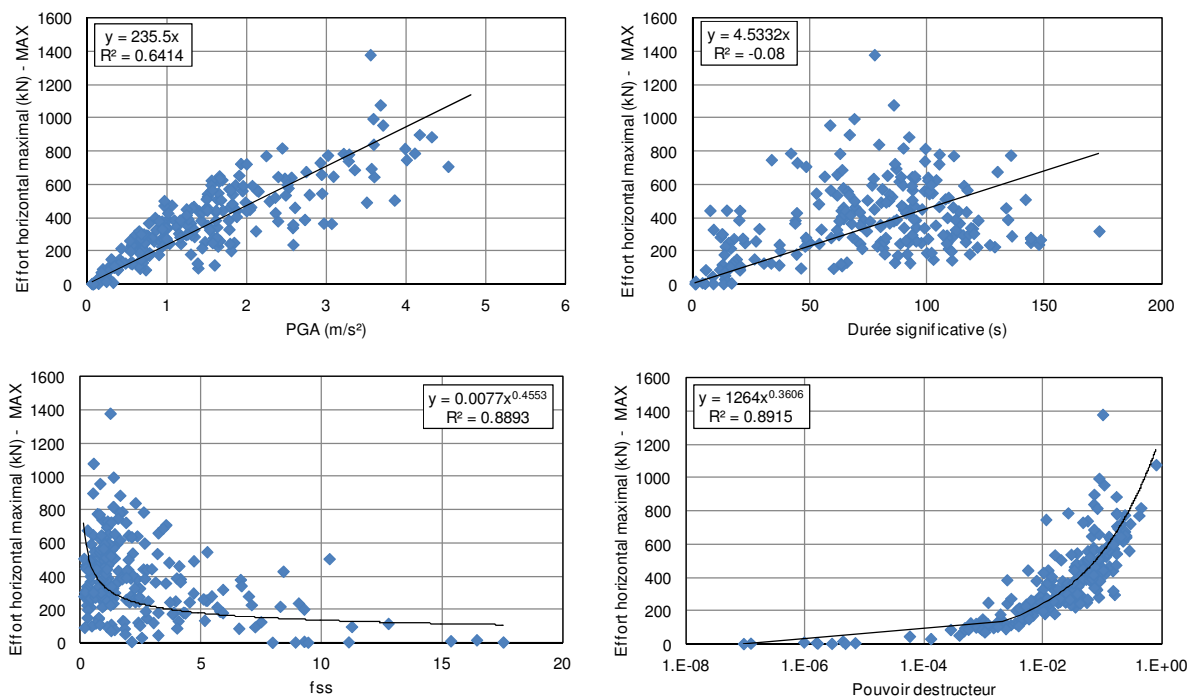


Figure C-7 Effort horizontal maximal pour un comportement non linéaire,  $a_g$  est égale au PGA du signal

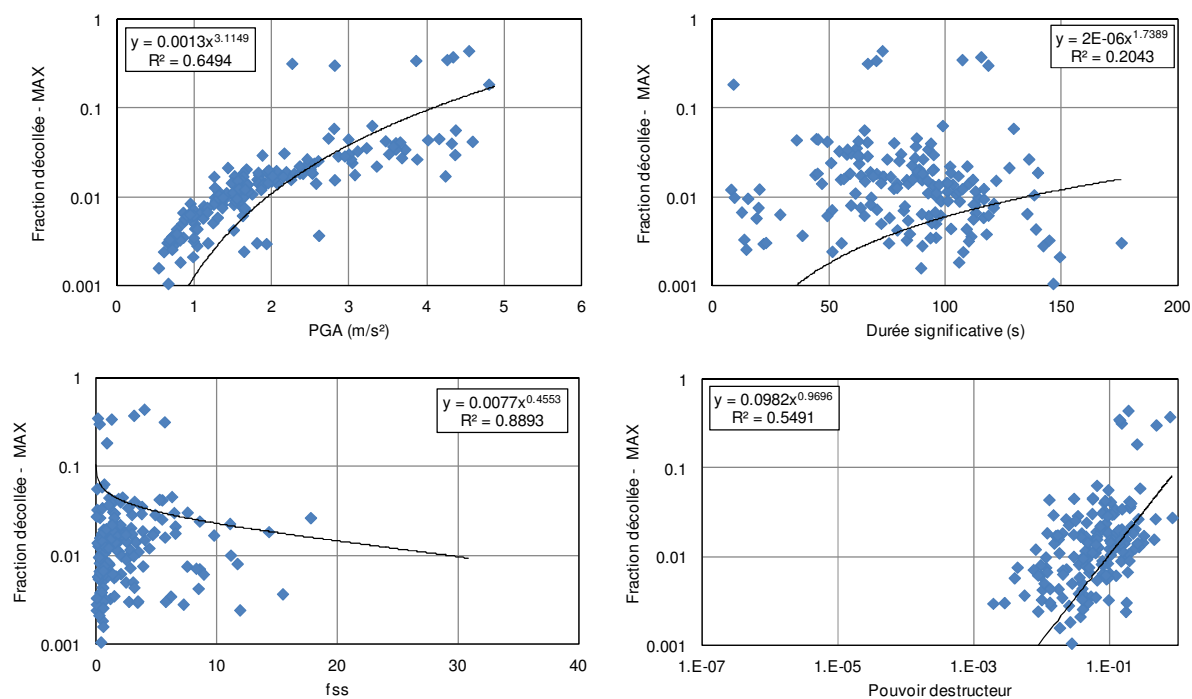


Figure C-8 Fraction décollée pour un comportement non linéaire,  $a_g$  est égale au PGA du signal

b) *L'accélération de calcul  $a_g$  est égale au maximum de la partie écoulee du signal sismique (VMA)*

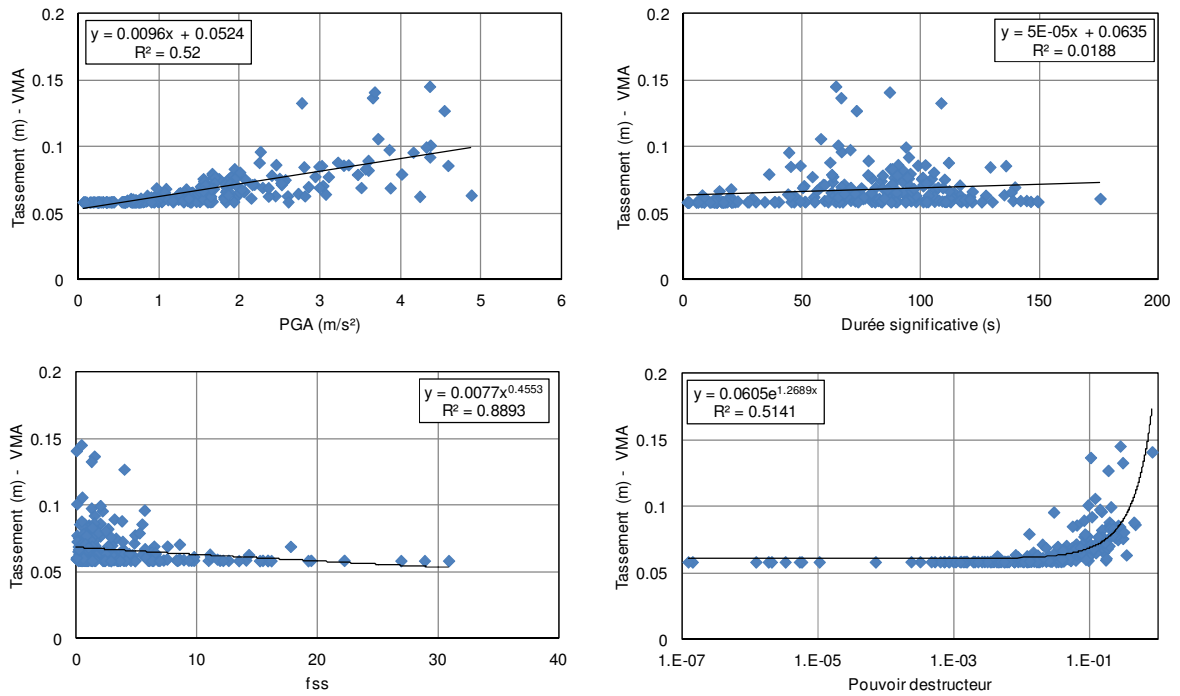


Figure C-9 Tassement maximal pour un comportement non linéaire,  $a_g$  est égale au maximum actuel du signal

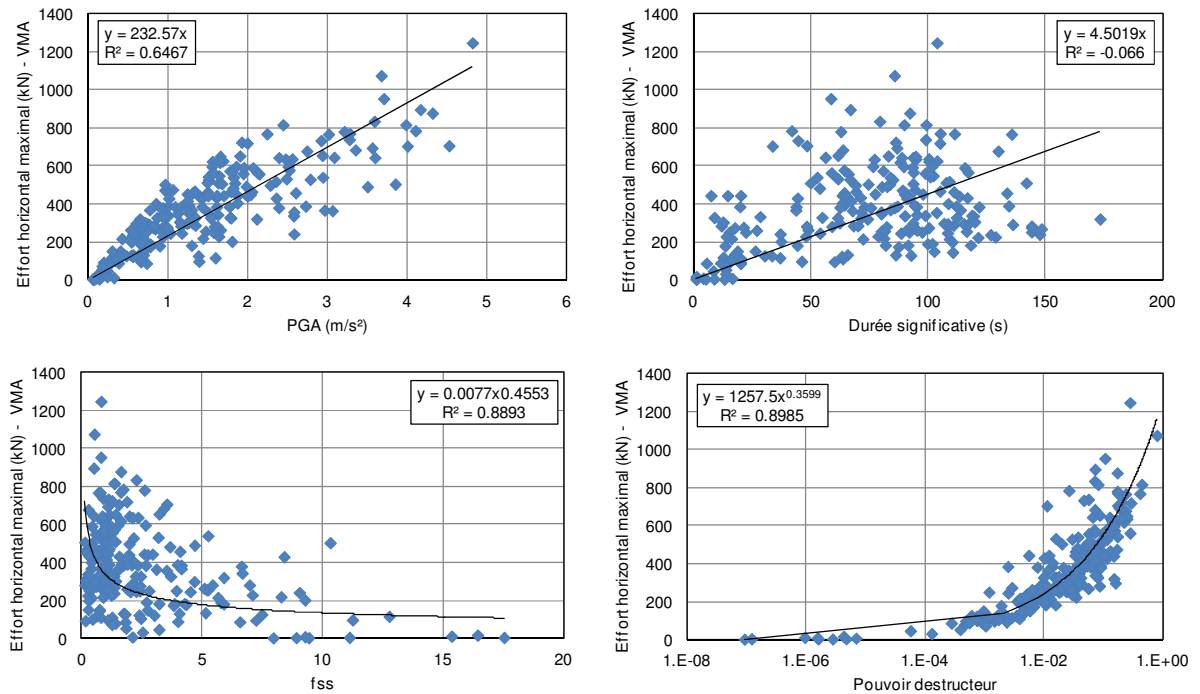


Figure C-10 Effort horizontal maximal pour un comportement non linéaire,  $a_g$  est égale au maximum actuel du signal



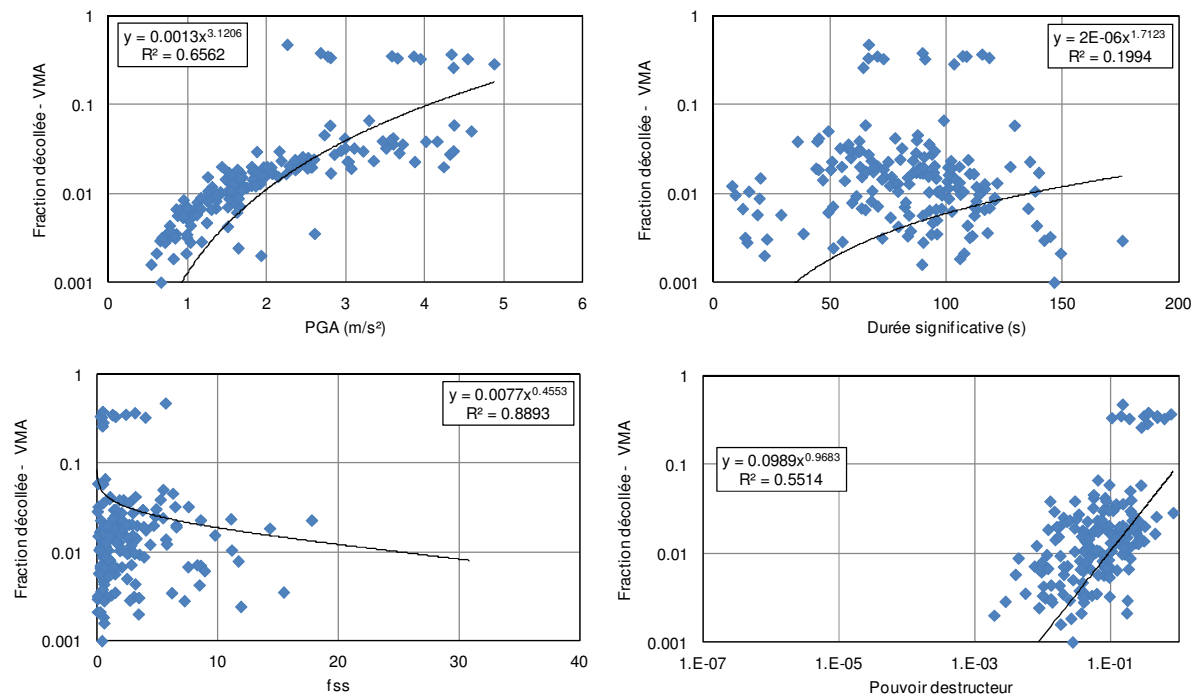


Figure C-11 Fraction décollée pour un comportement non linéaire,  $a_g$  est égale au maximum actuel du signal

c) L'accélération de calcul  $a_g$  est égale à l'accélération à l'instant courant (VAR)

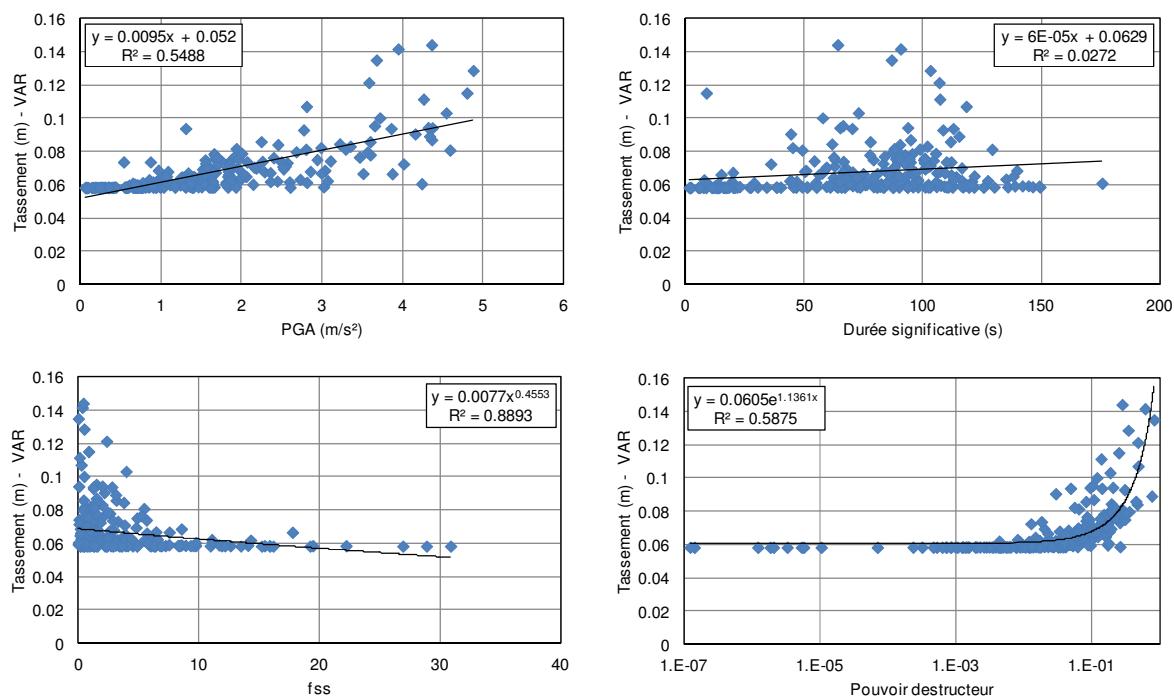


Figure C-12 Tassement maximal pour un comportement non linéaire,  $a_g$  est égale à l'accélération à l'instant courant

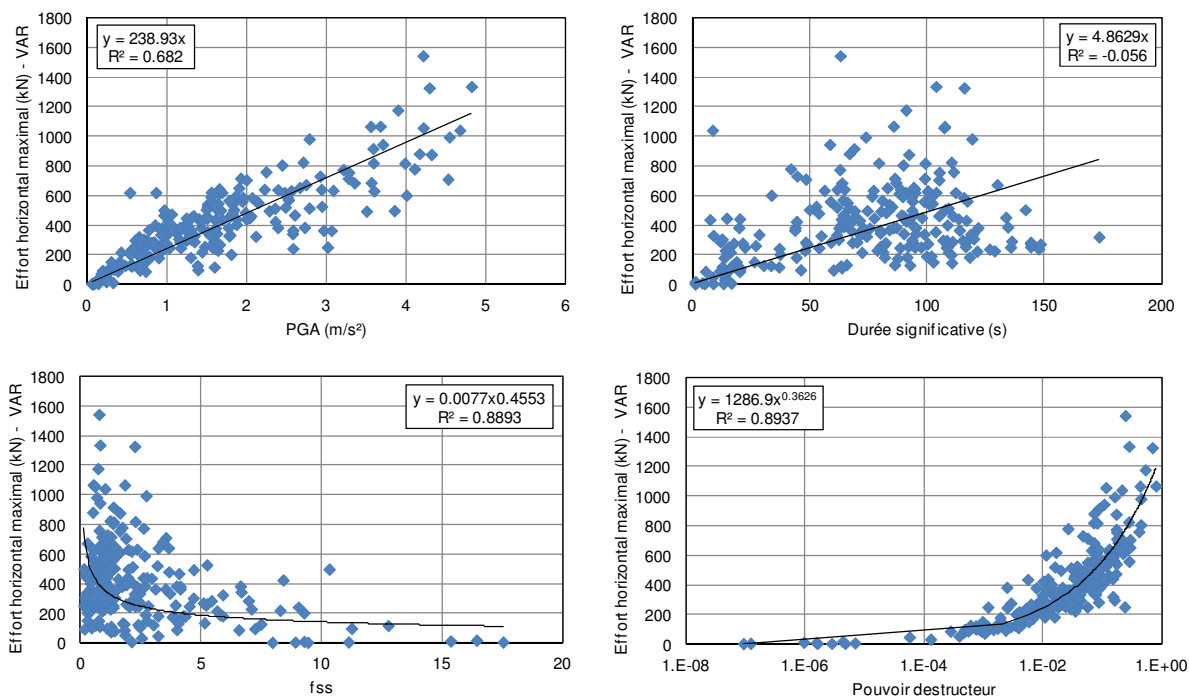


Figure C-13 Effort horizontal maximal pour un comportement non linéaire,  $a_g$  est égale à l'accélération à l'instant courant

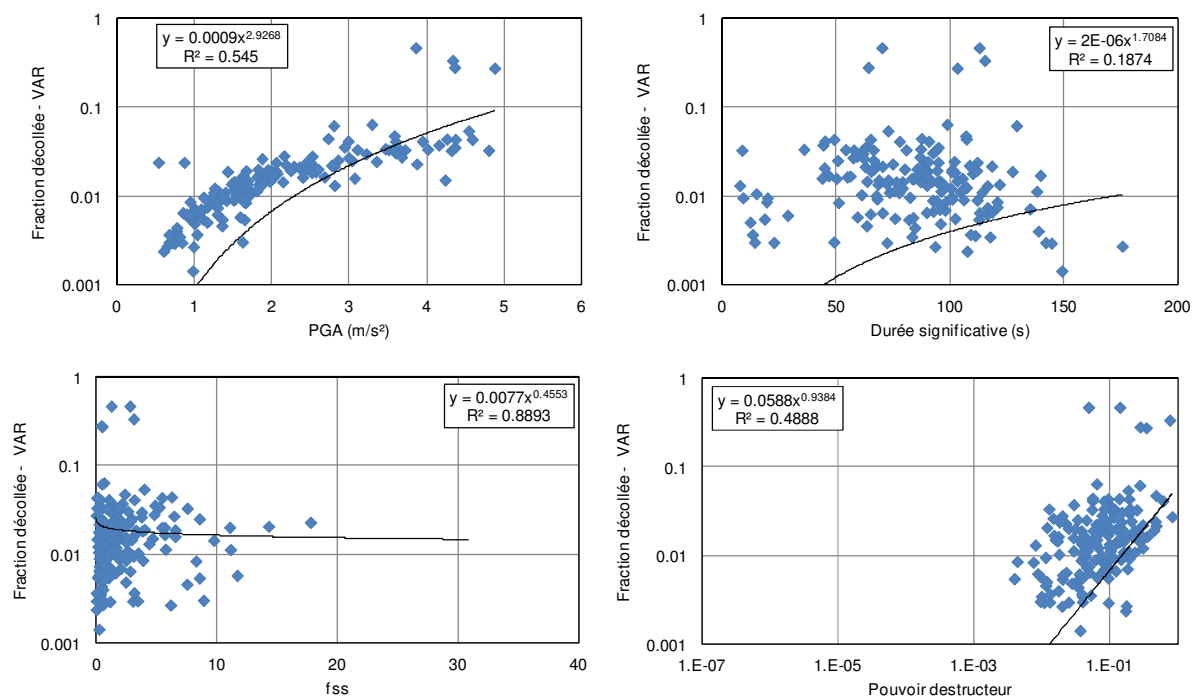


Figure C-14 Fraction décollée pour un comportement non linéaire,  $a_g$  est égale à l'accélération à l'instant courant

d) *L'accélération de calcul  $a_g$  est égale à la dérivée seconde du déplacement plastique*  
 (A)

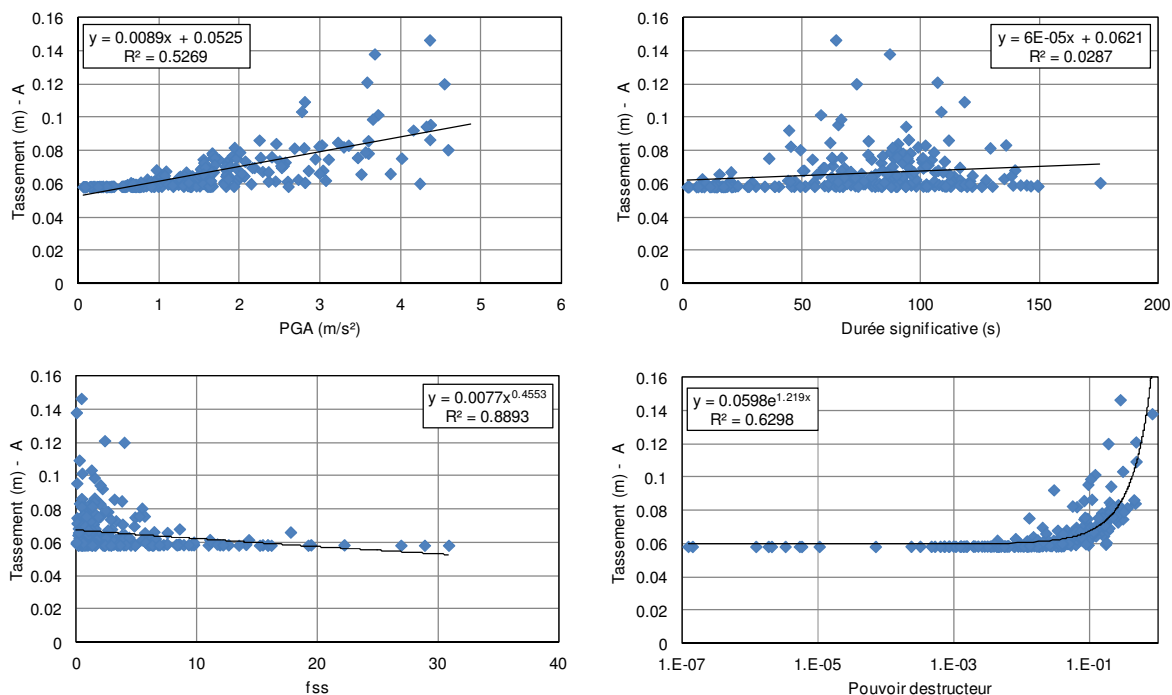


Figure C-15 Tassement maximal pour un comportement non linéaire,  $a_g$  est égale à la dérivée seconde du déplacement plastique

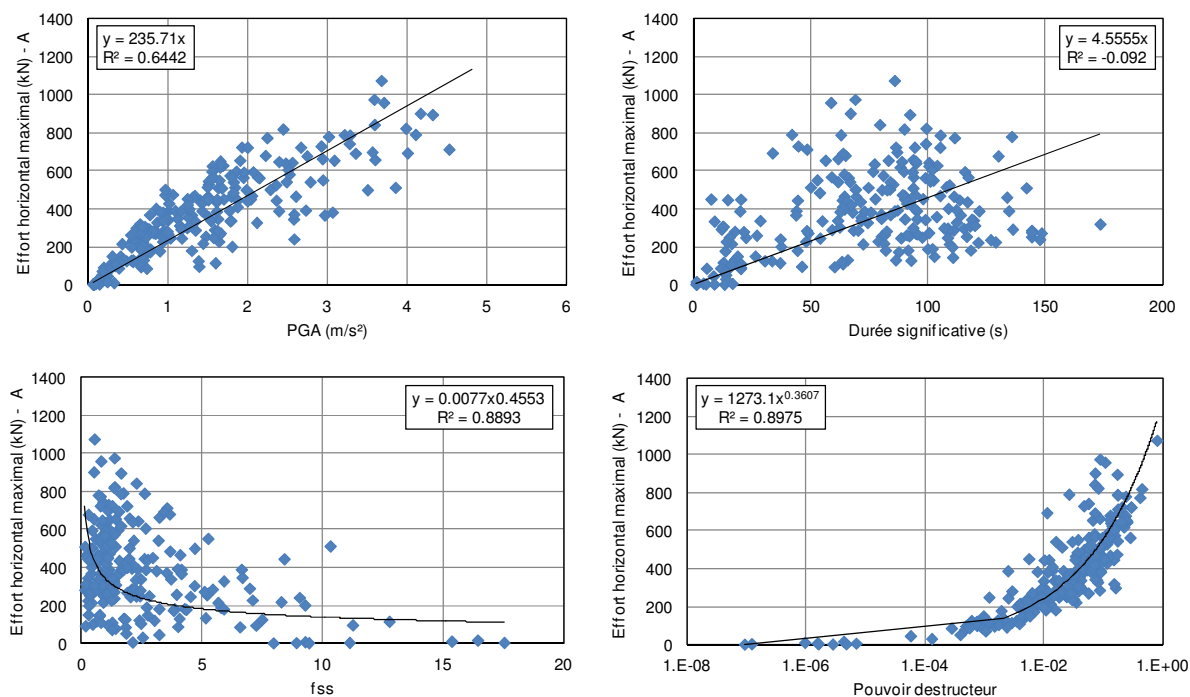


Figure C-16 Effort horizontal maximal pour un comportement non linéaire,  $a_g$  est égale à la dérivée seconde du déplacement plastique

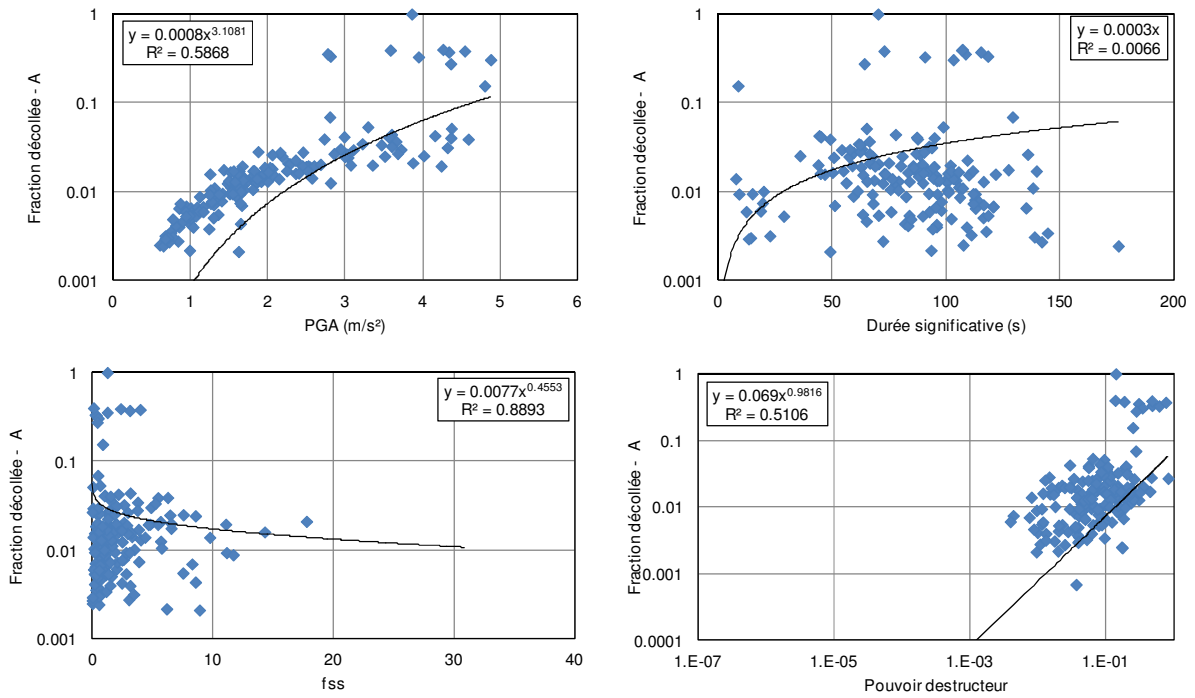


Figure C-17 Fraction décollée pour un comportement non linéaire,  $a_g$  est égale à la dérivée seconde du déplacement plastique

**4. Comportement viscoplastique tenant compte des efforts d'inertie dans le sol (VPA)**

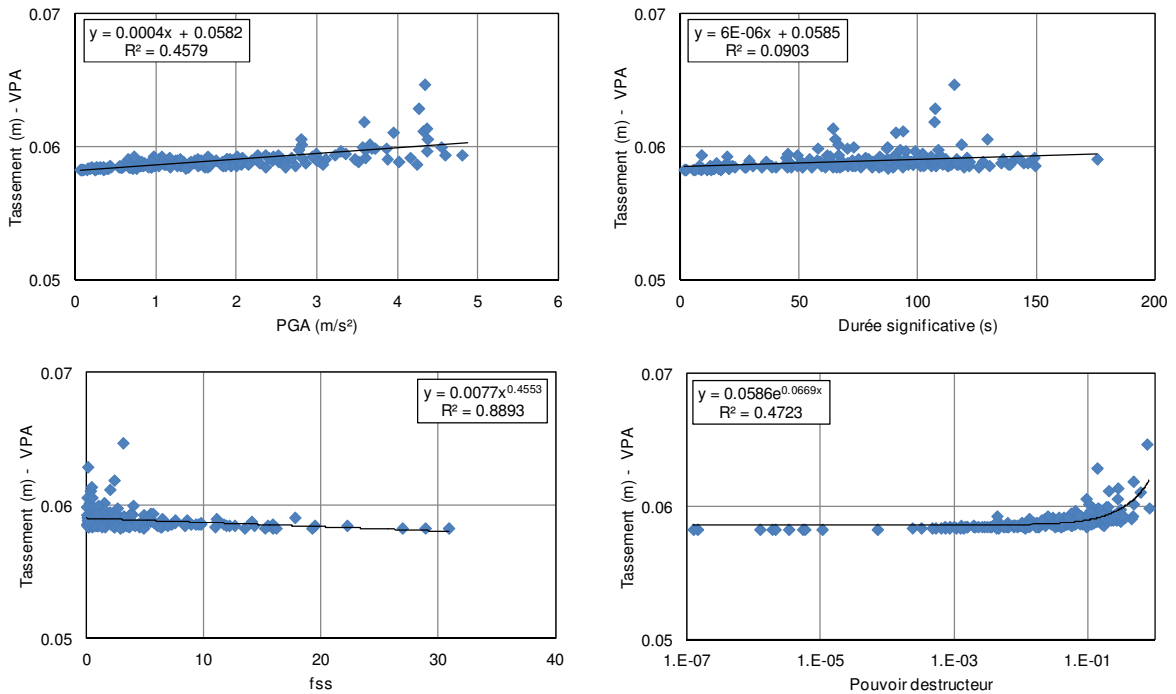


Figure C-18 Tassement maximal pour un comportement viscoplastique en négligeant les efforts d'inertie dans le sol

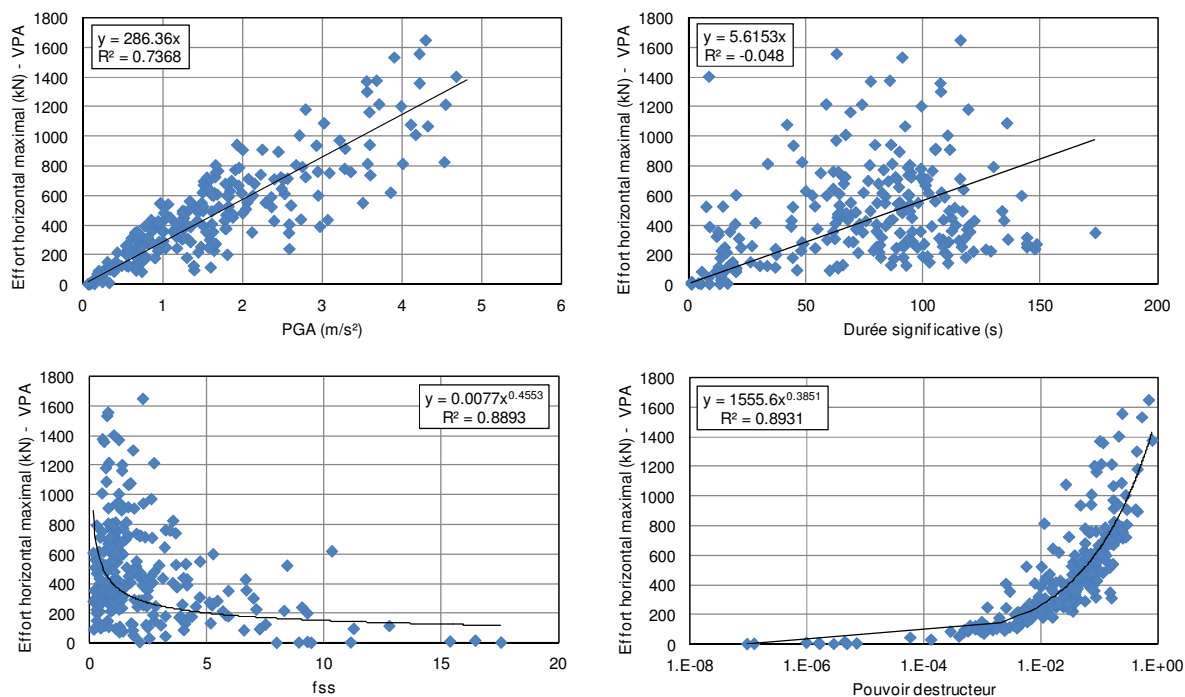


Figure C-19 Effort horizontal maximal pour un comportement viscoplastique en négligeant les efforts d'inertie dans le sol

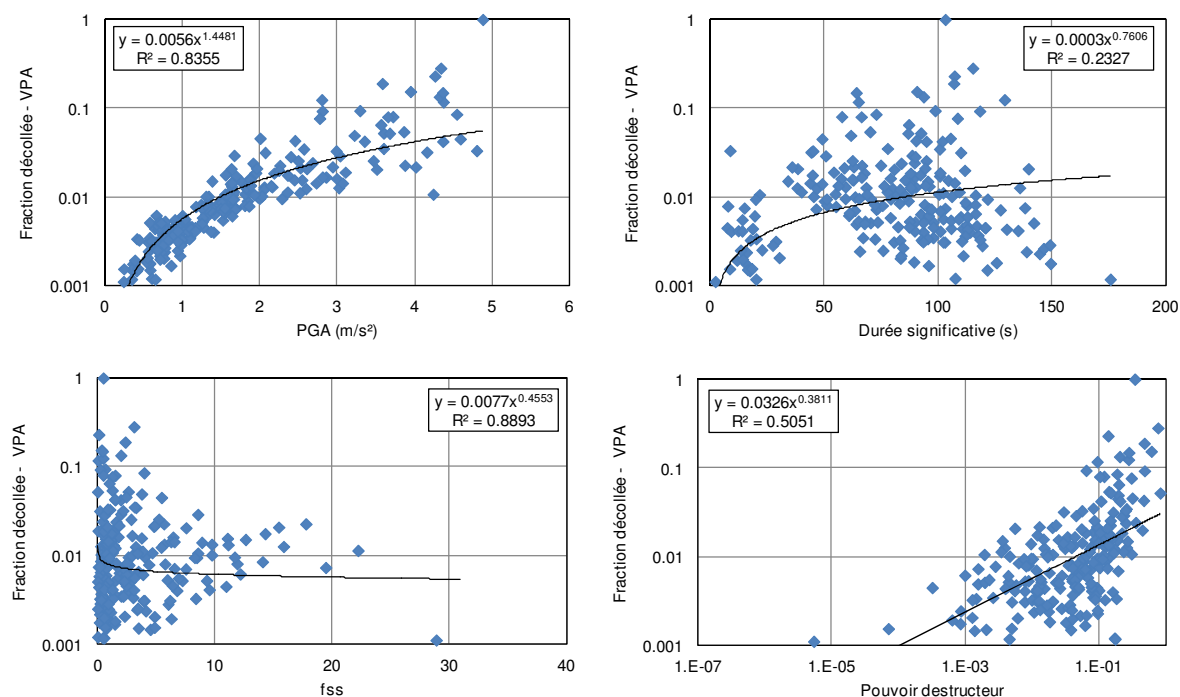


Figure C-20 Fraction décollée pour un comportement viscoplastique en négligeant les efforts d'inertie dans le sol

**5. Comportement viscoplastique en négligeant les efforts d'inertie dans le sol (VP)**

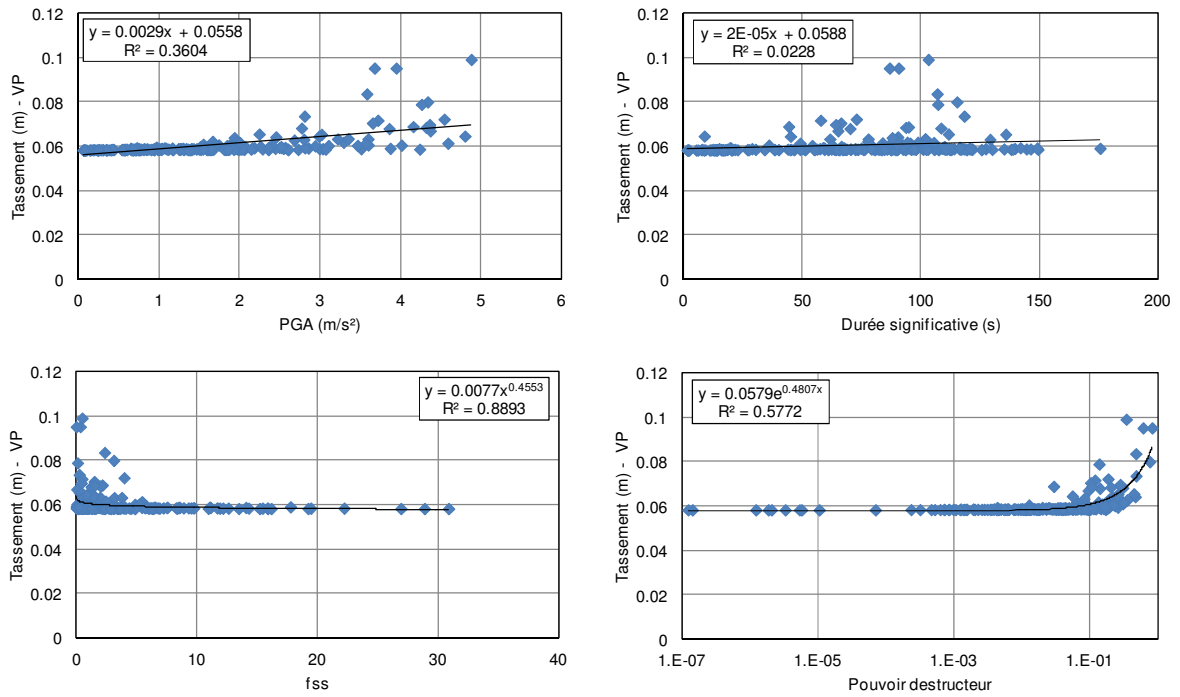


Figure C-21 Tassement maximal pour un comportement viscoplastique en tenant compte des efforts d'inertie dans le sol

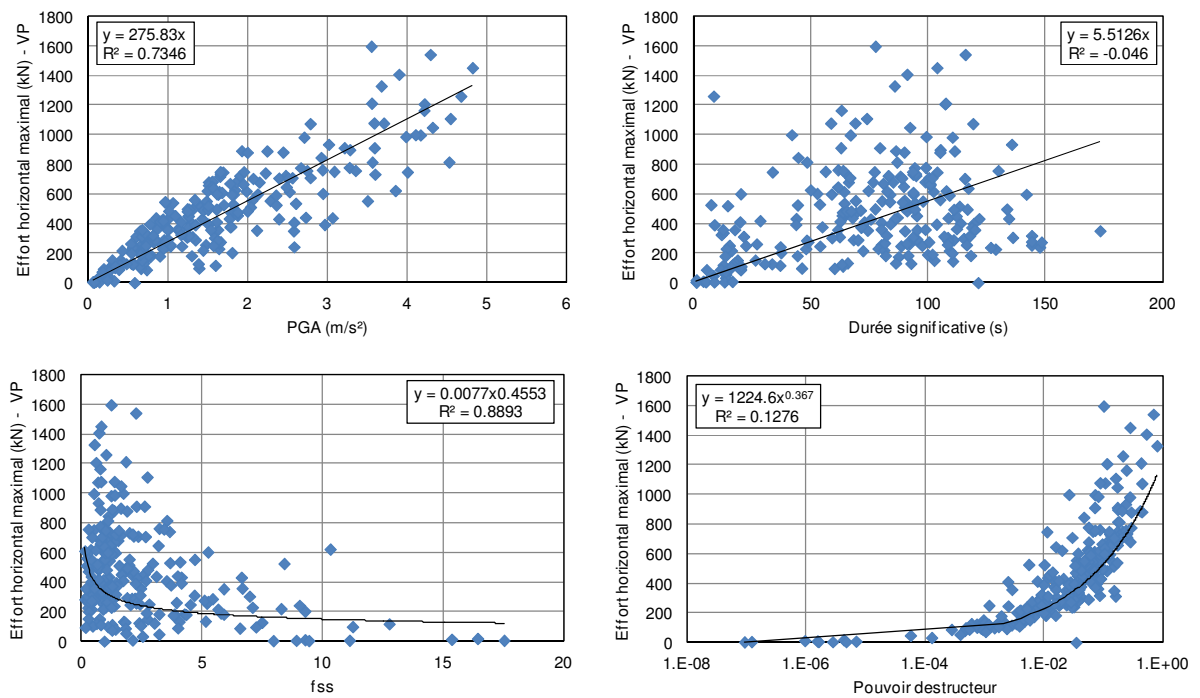


Figure C-22 Effort horizontal maximal pour un comportement viscoplastique en tenant compte des efforts d'inertie dans le sol

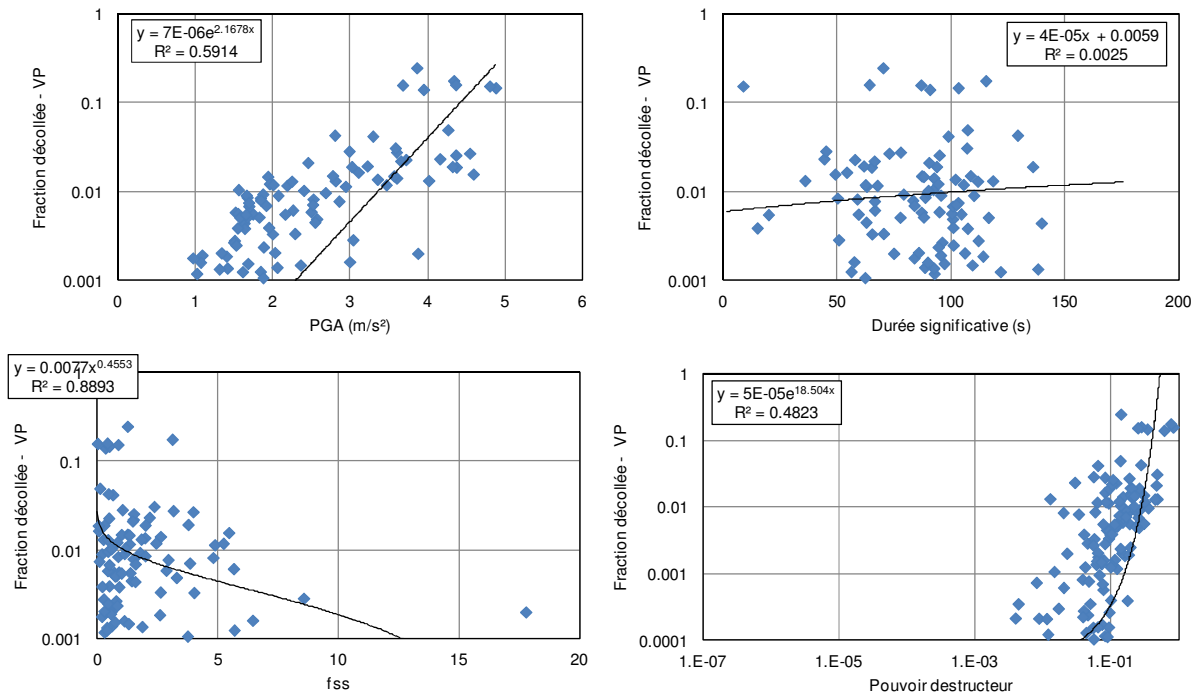


Figure C-23 Fraction décollée pour un comportement viscoplastique en tenant compte des efforts d'inertie dans le sol

## Annexe D : Corrélations entre les indicateurs d'endommagement et les variables dérivées des paramètres des nocivité

### 1. Corrélation entre le déplacement horizontal maximal et l'accélération maximale, la durée significative, le pouvoir destructeur et $f_{ss}$

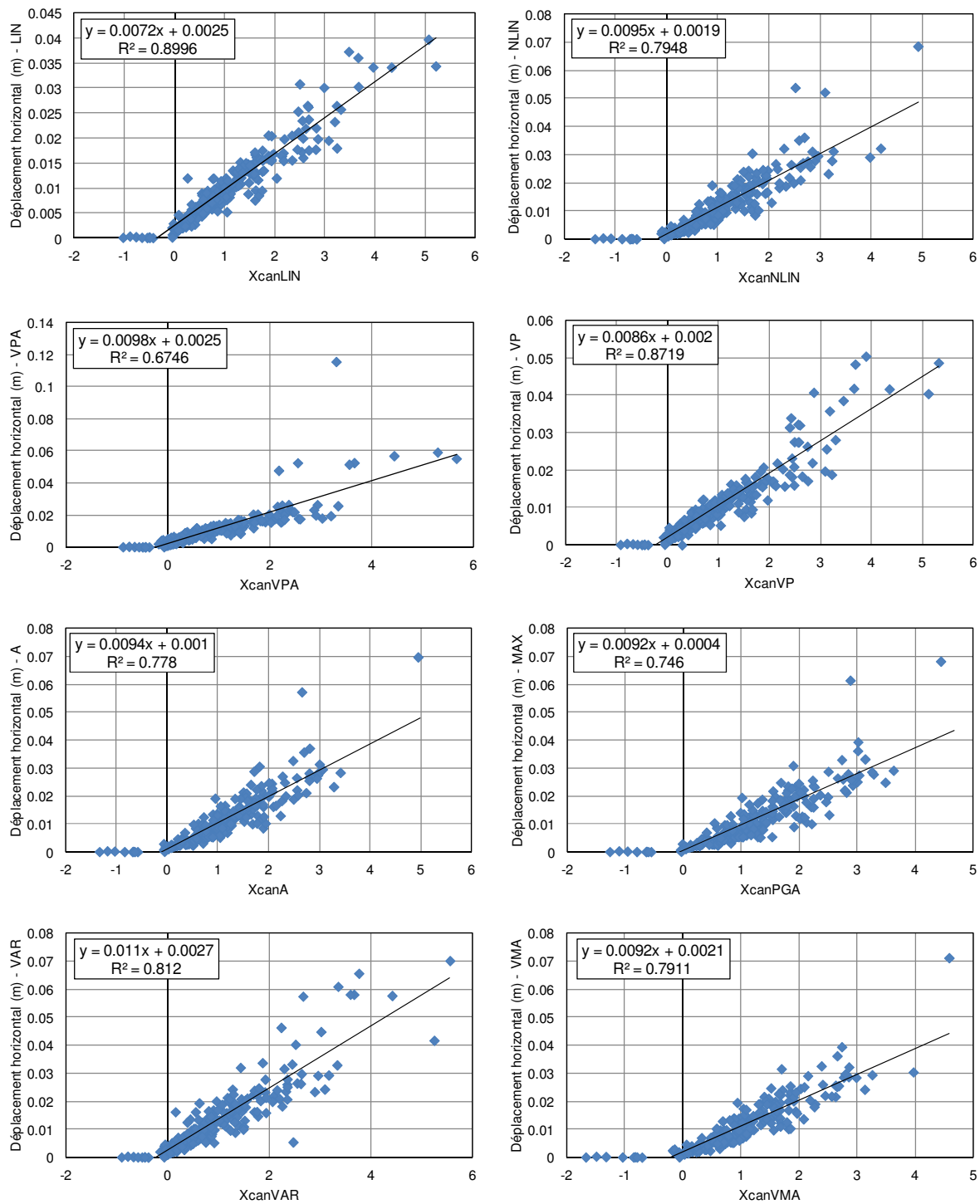


Figure D-1 Corrélation entre le déplacement horizontal maximal et l'accélération maximale, la durée significative, le pouvoir destructeur et  $f_{ss}$



## 2. Corrélation entre le tassement maximal et l'accélération maximale, la durée significative, le pouvoir destructeur et f<sub>ss</sub>

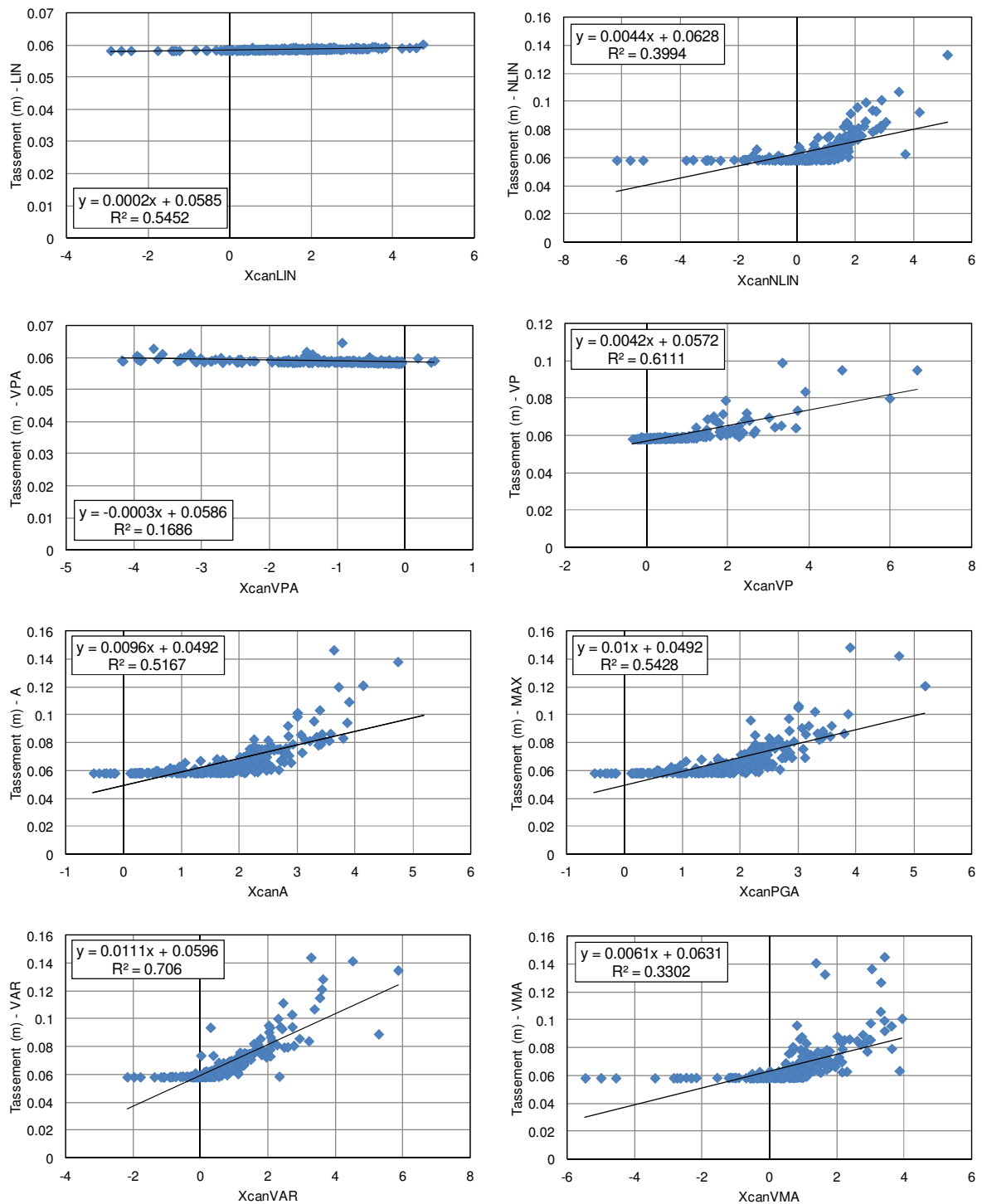


Figure D-2 Corrélation entre le tassement maximal et l'accélération maximale, la durée significative, le pouvoir destructeur et f<sub>ss</sub>

### 3. Corrélation entre l'inclinaison maximale de la charge résultante à la fondation et l'accélération maximale, la durée significative, le pouvoir destructeur et $f_{ss}$

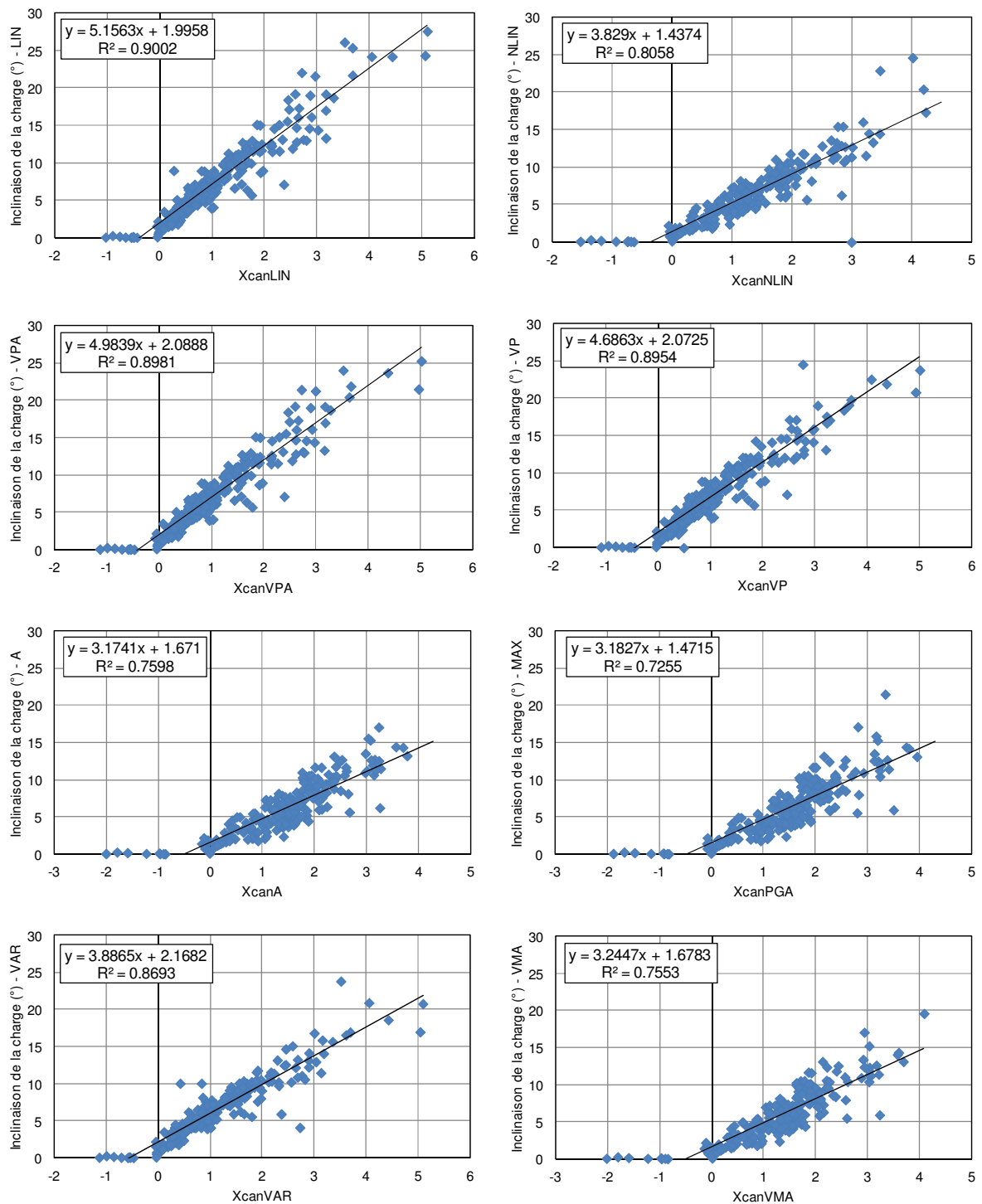


Figure D-3 Corrélation entre l'inclinaison maximale de la charge résultante à la fondation et l'accélération maximale, la durée significative, le pouvoir destructeur et  $f_{ss}$

#### 4. Corrélation entre la fraction décollée de la fondation maximal et l'accélération maximale, la durée significative, le pouvoir destructeur et $f_{ss}$

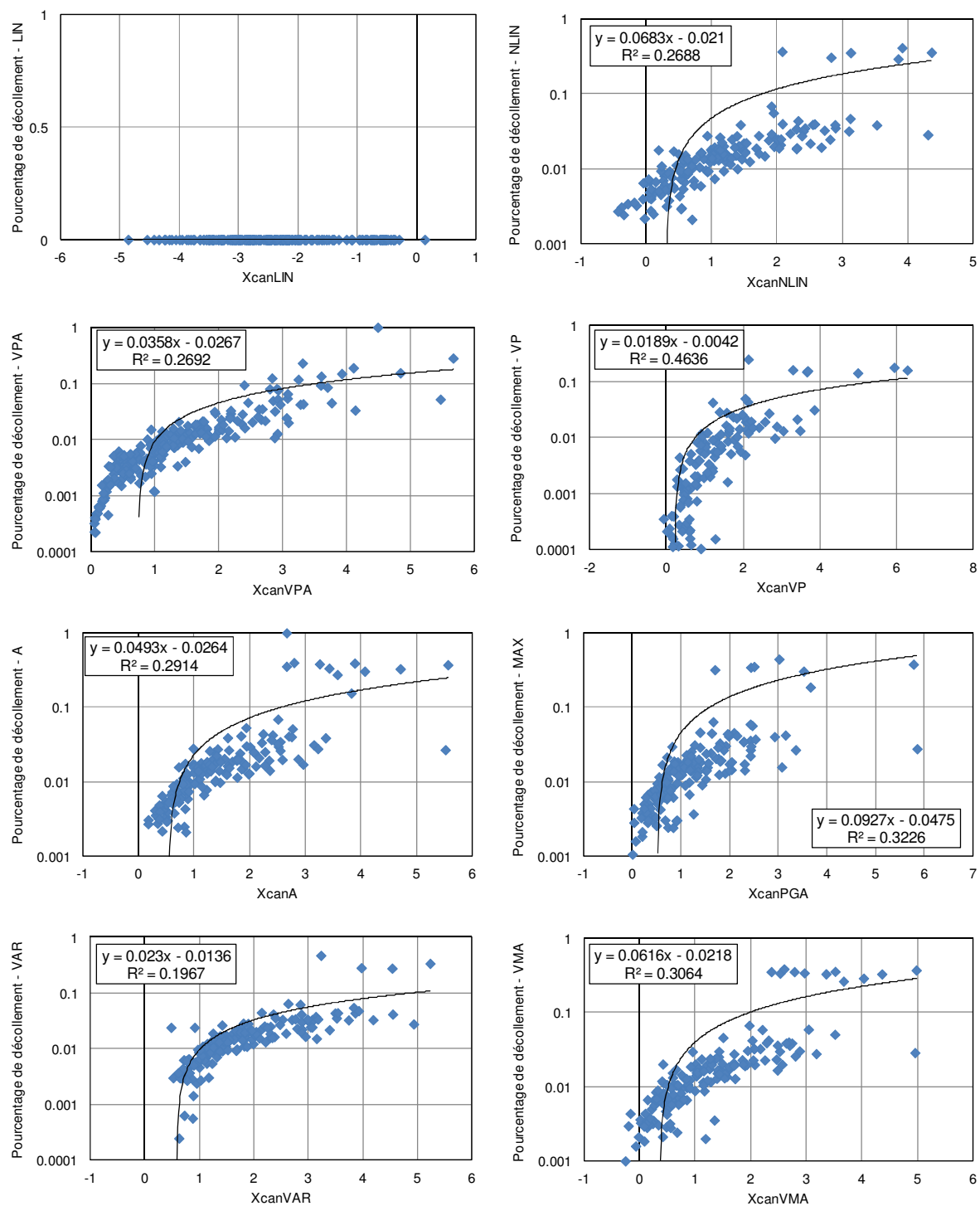


Figure D-4 Corrélation entre l'inclinaison maximale de la charge résultante à la fondation et l'accélération maximale, la durée significative, le pouvoir destructeur et  $f_{ss}$

# Annexe E : Résultats détaillés de l'étude sismique de l'ouvrage réel – cas d'un radier superficiel

## 1. Jeu d'accélération n°1

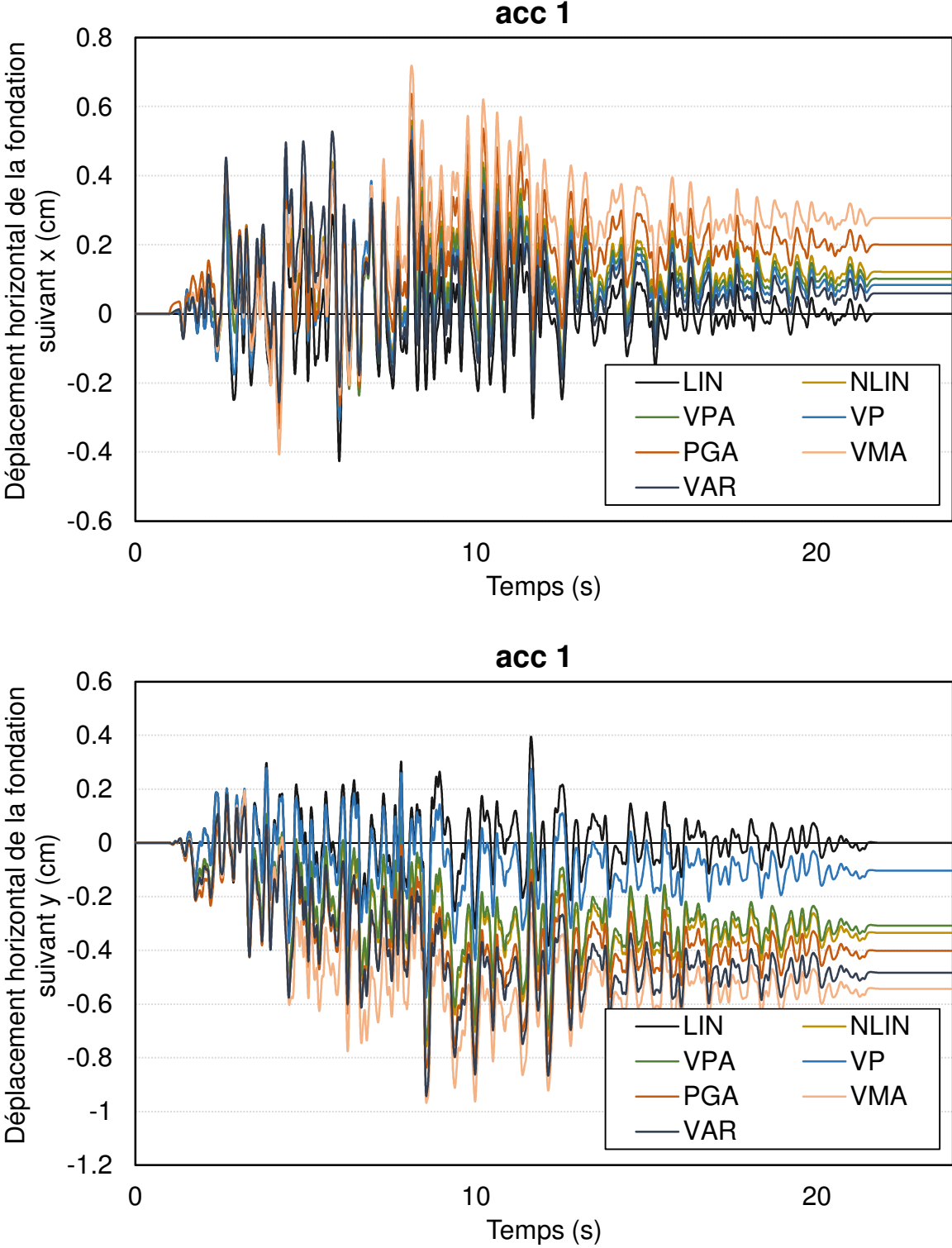


Figure E-1 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°1

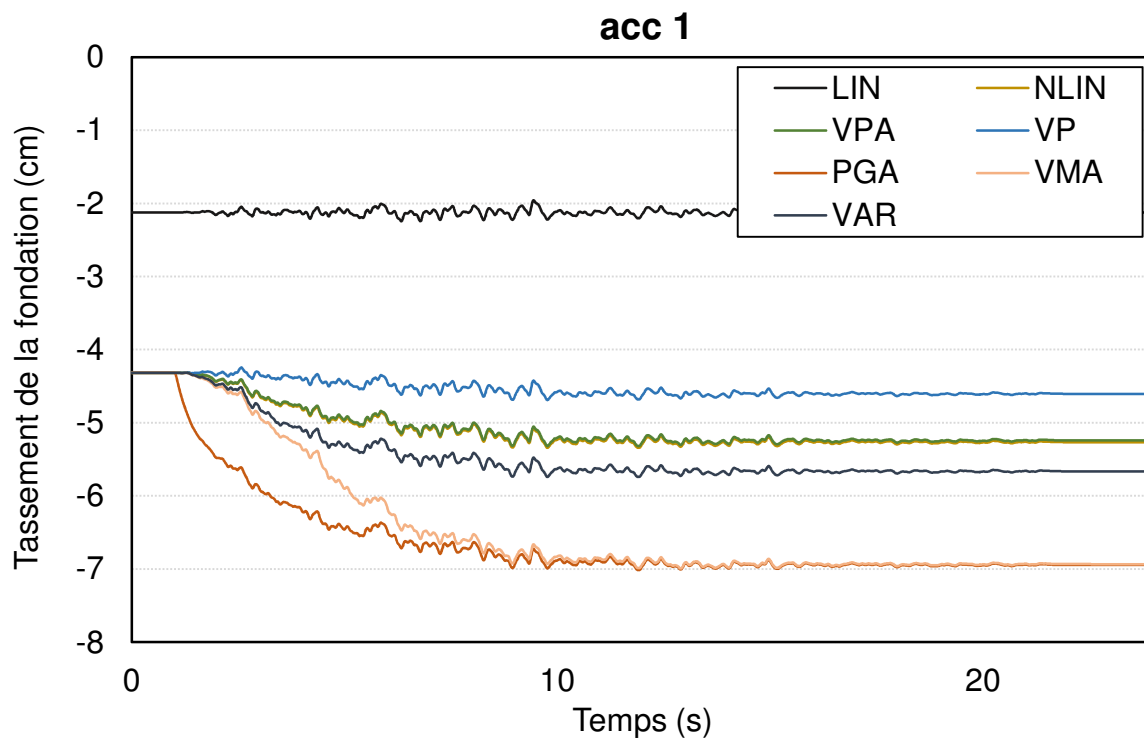


Figure E-2 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°1

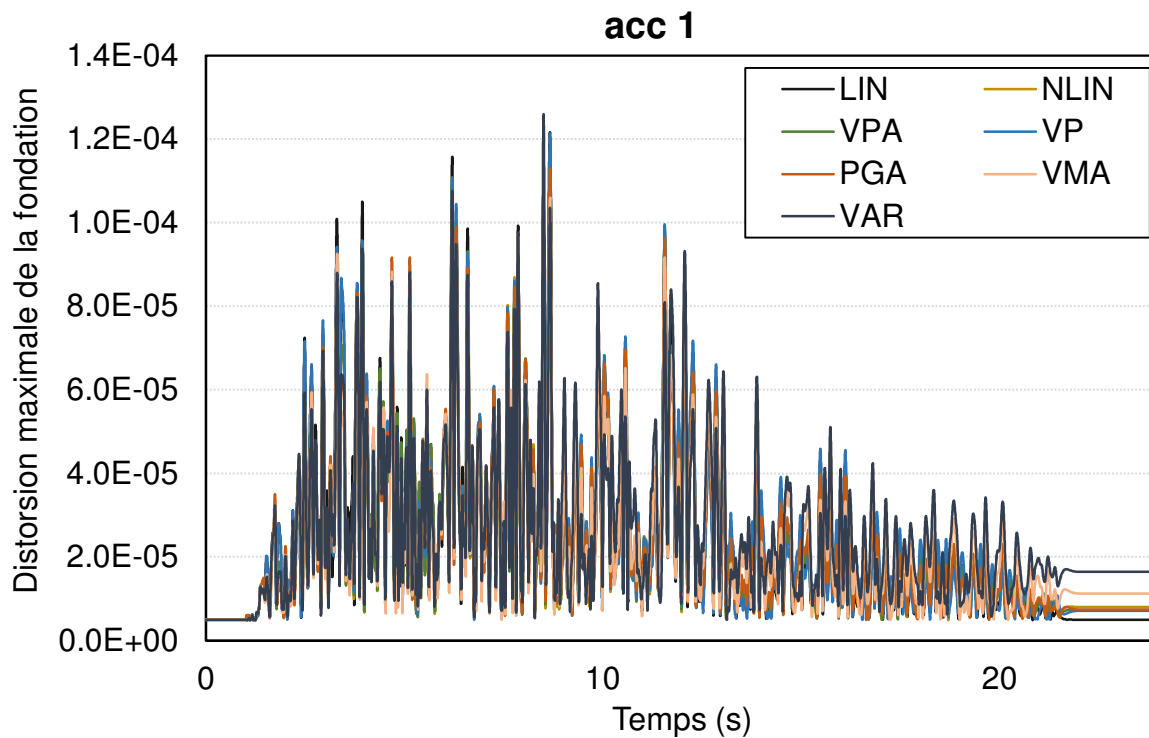


Figure E-3 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°1

## 2. Jeu d'accélération n°2

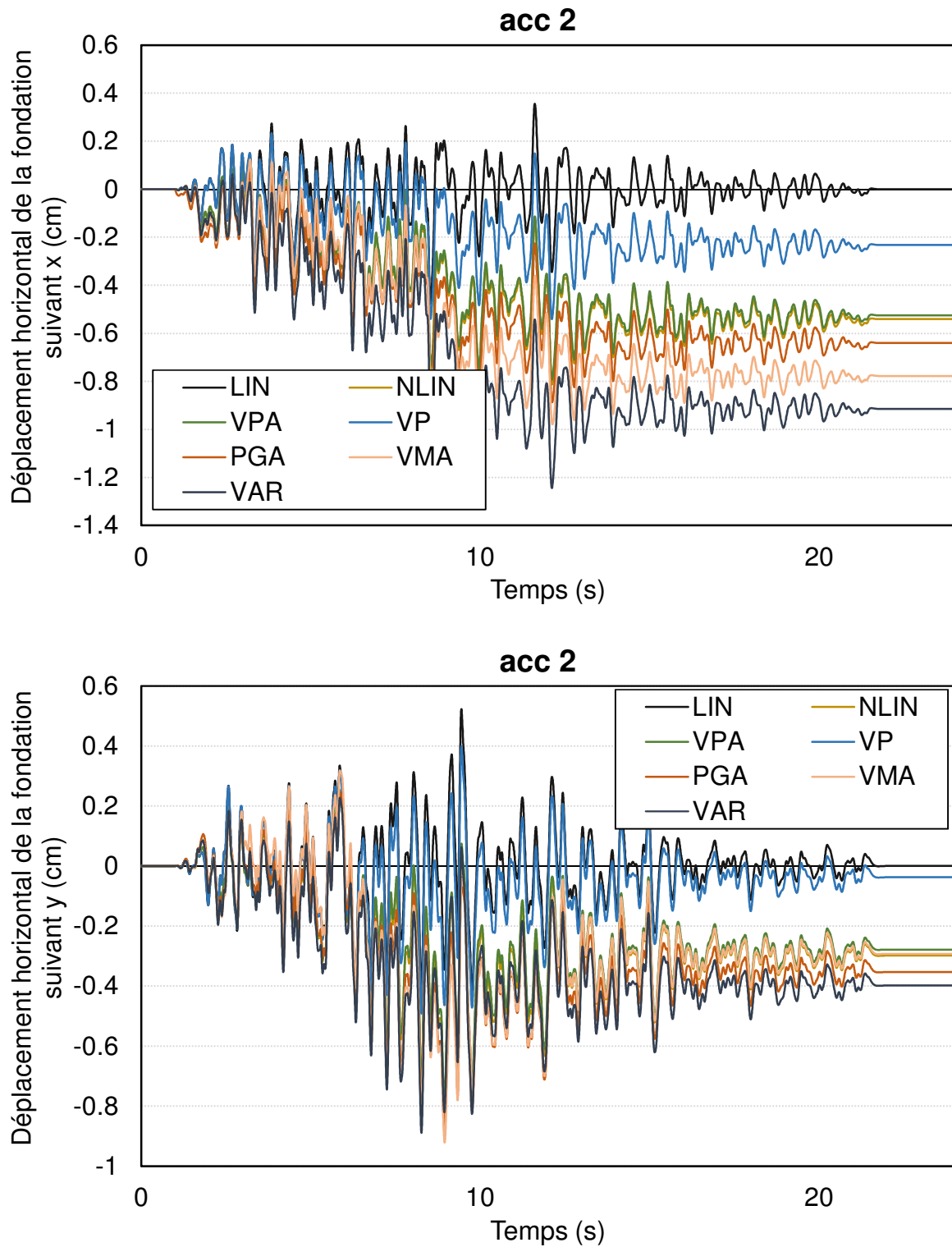


Figure E-4 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°2

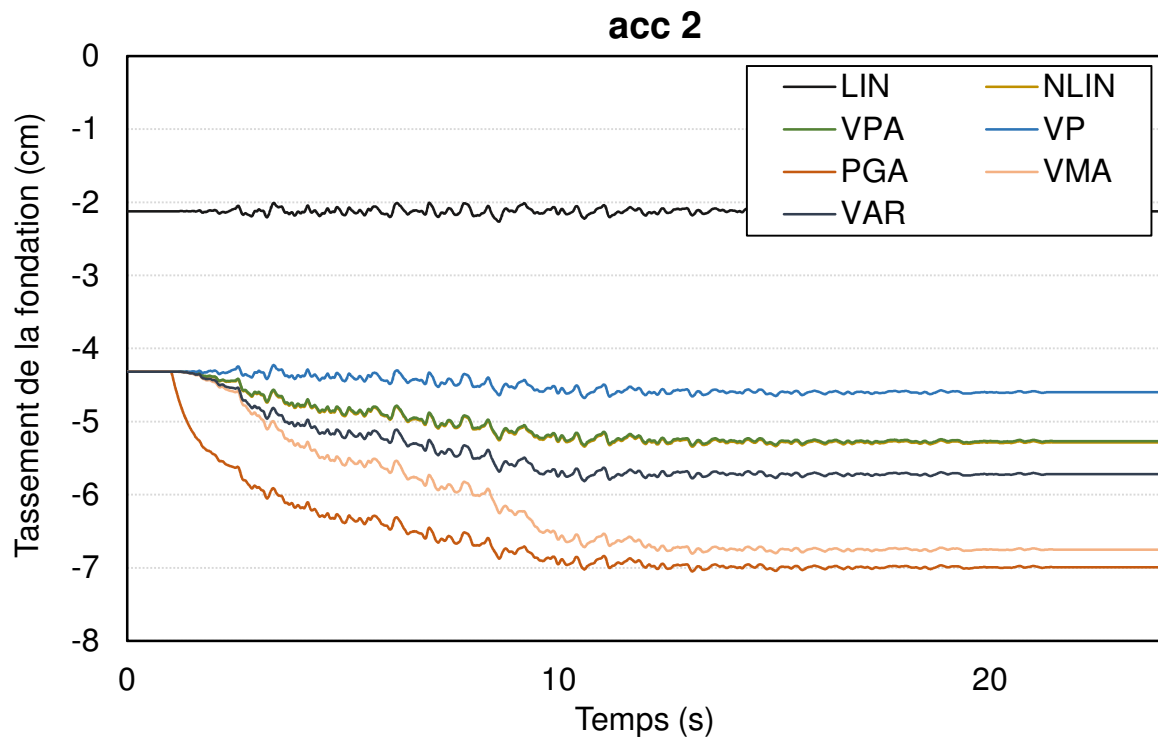


Figure E-5 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°2

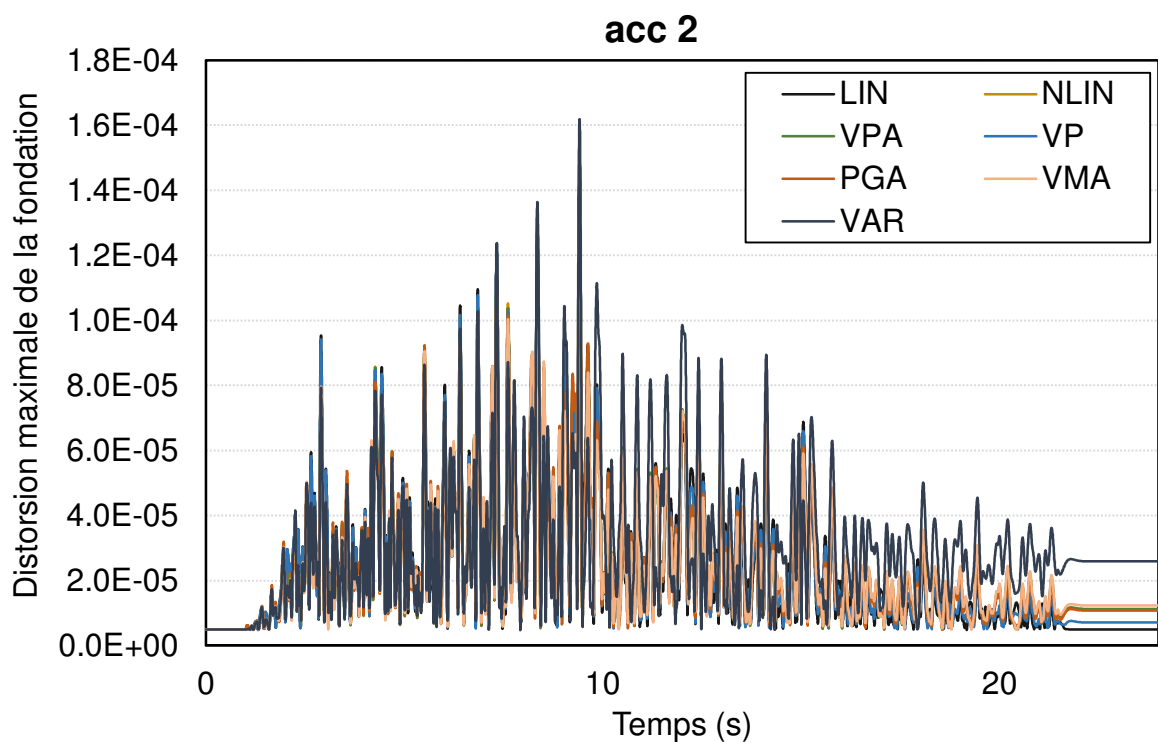


Figure E-6 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°2

### 3. Jeu d'accélération n°3

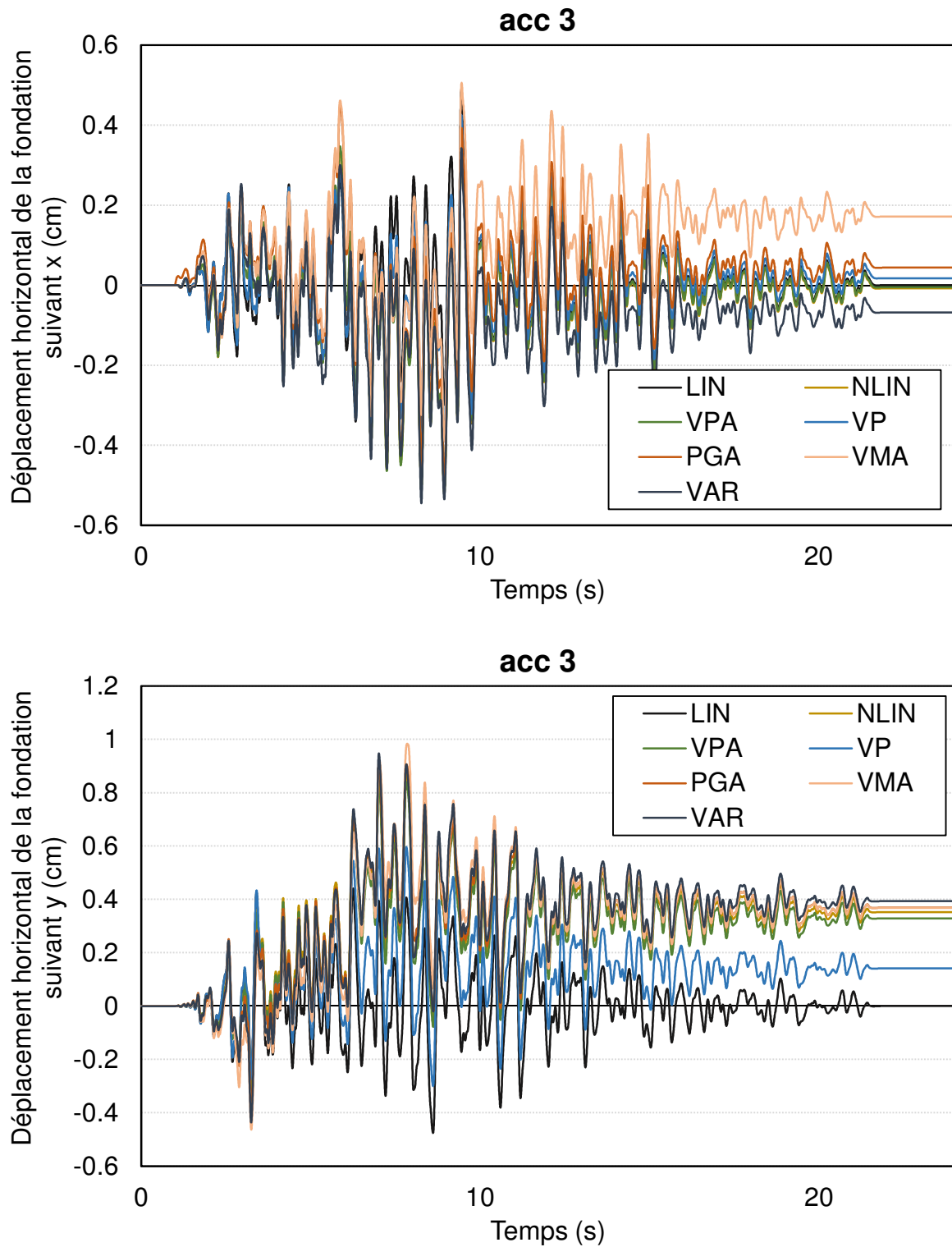


Figure E-7 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°3



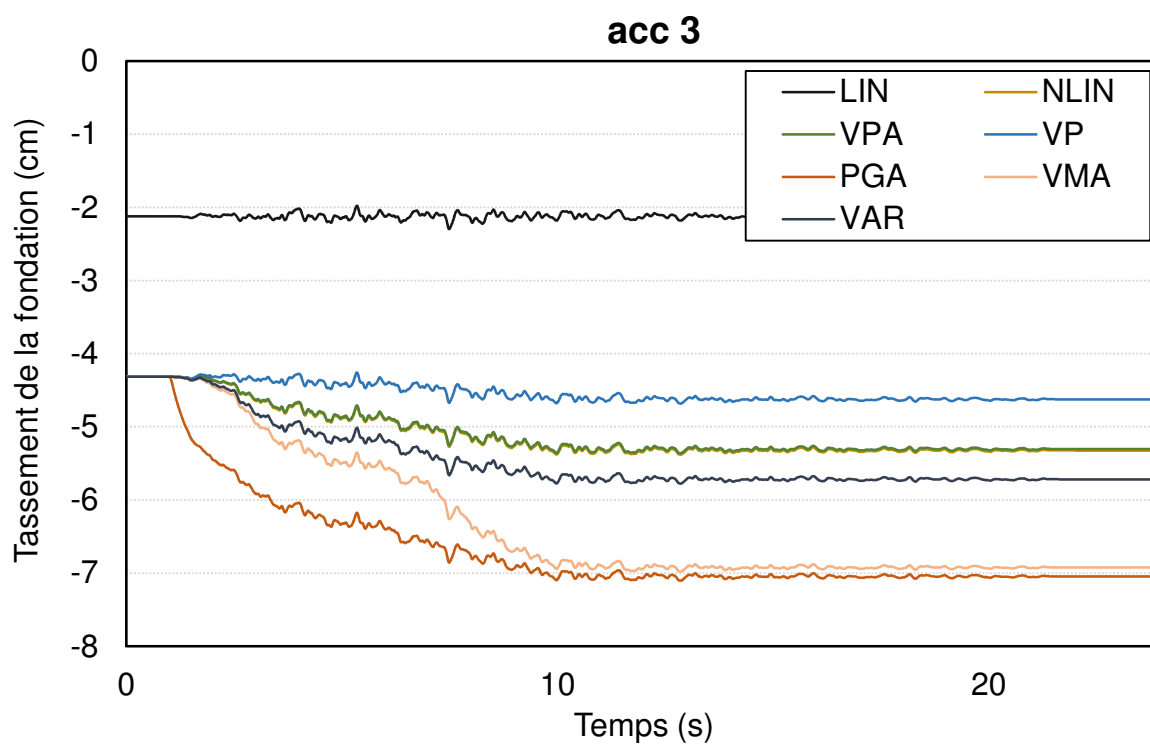


Figure E-8 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°3

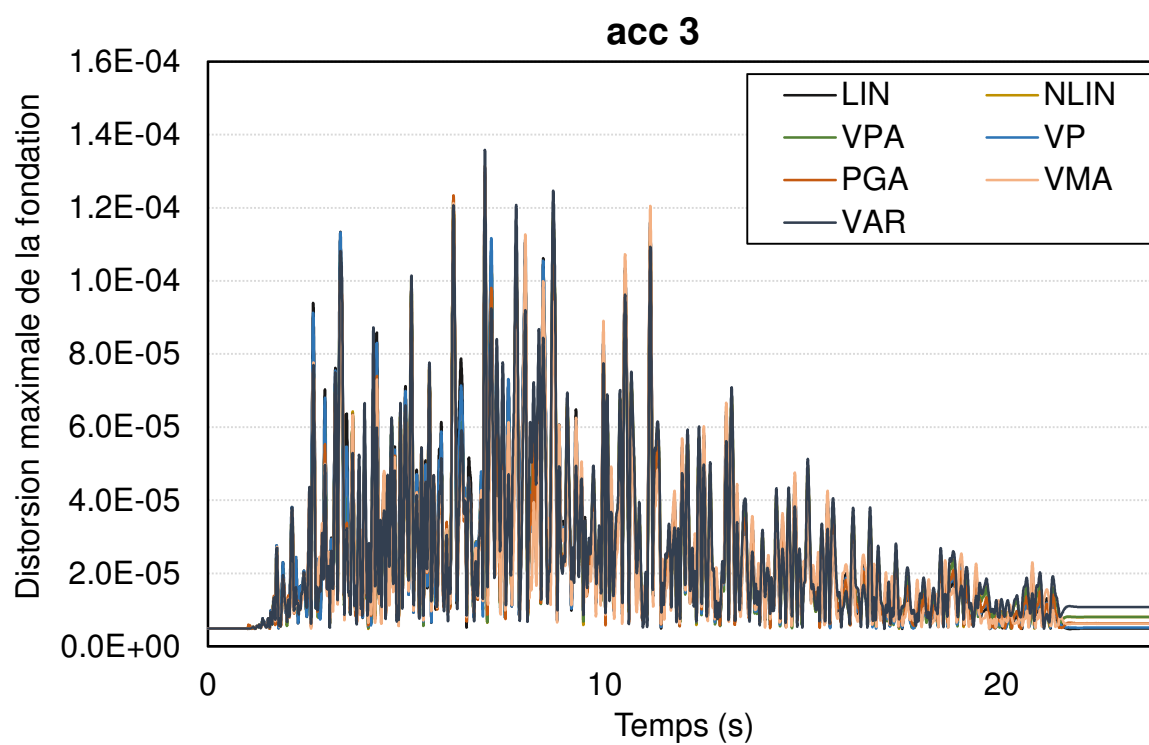


Figure E-9 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°3

#### 4. Jeu d'accélération n°4

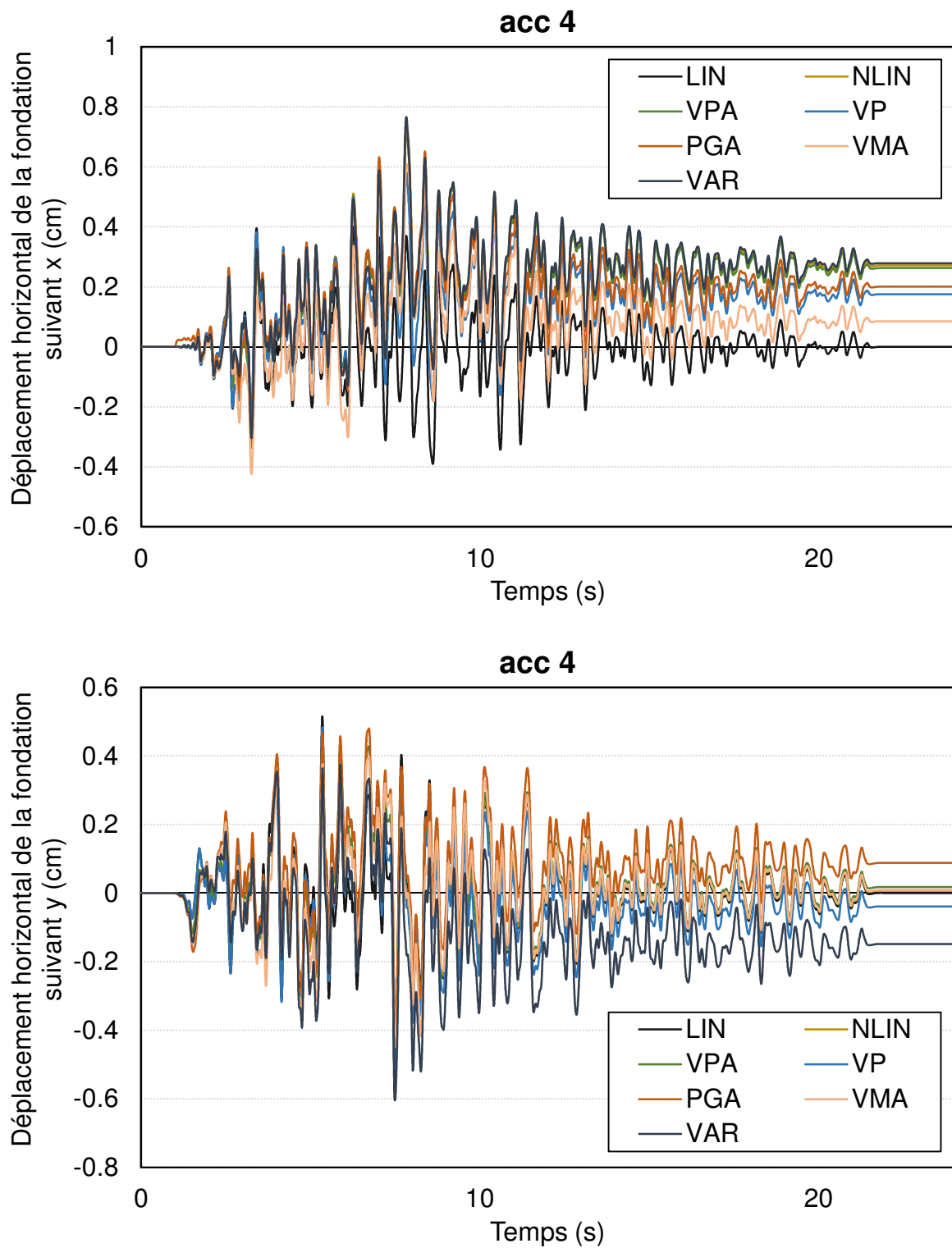


Figure E-10 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°4

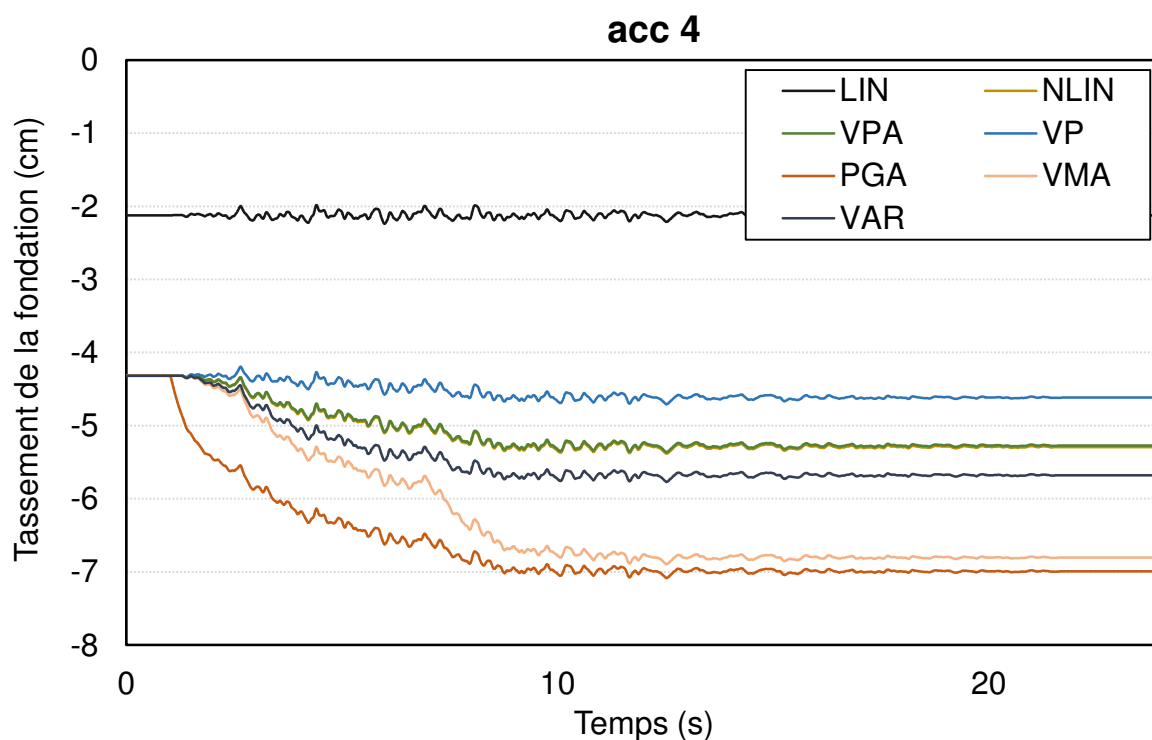


Figure E-11 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°4

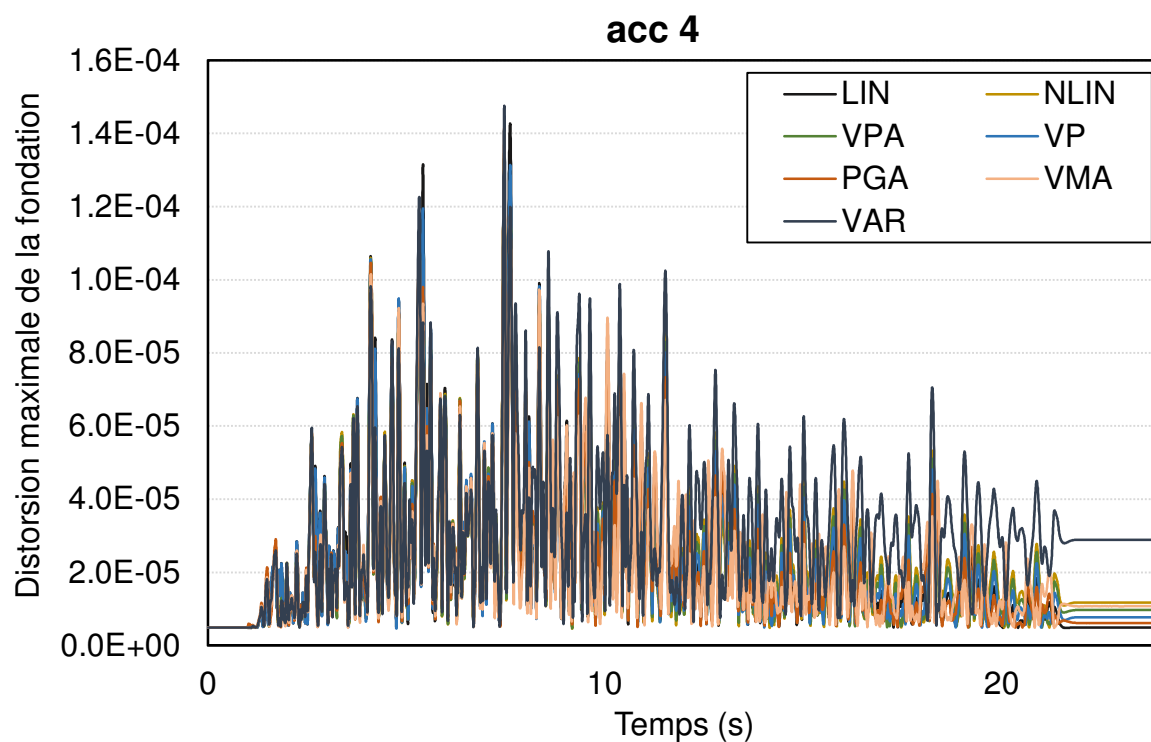


Figure E-12 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°4

### 5. Jeu d'accélération n°5

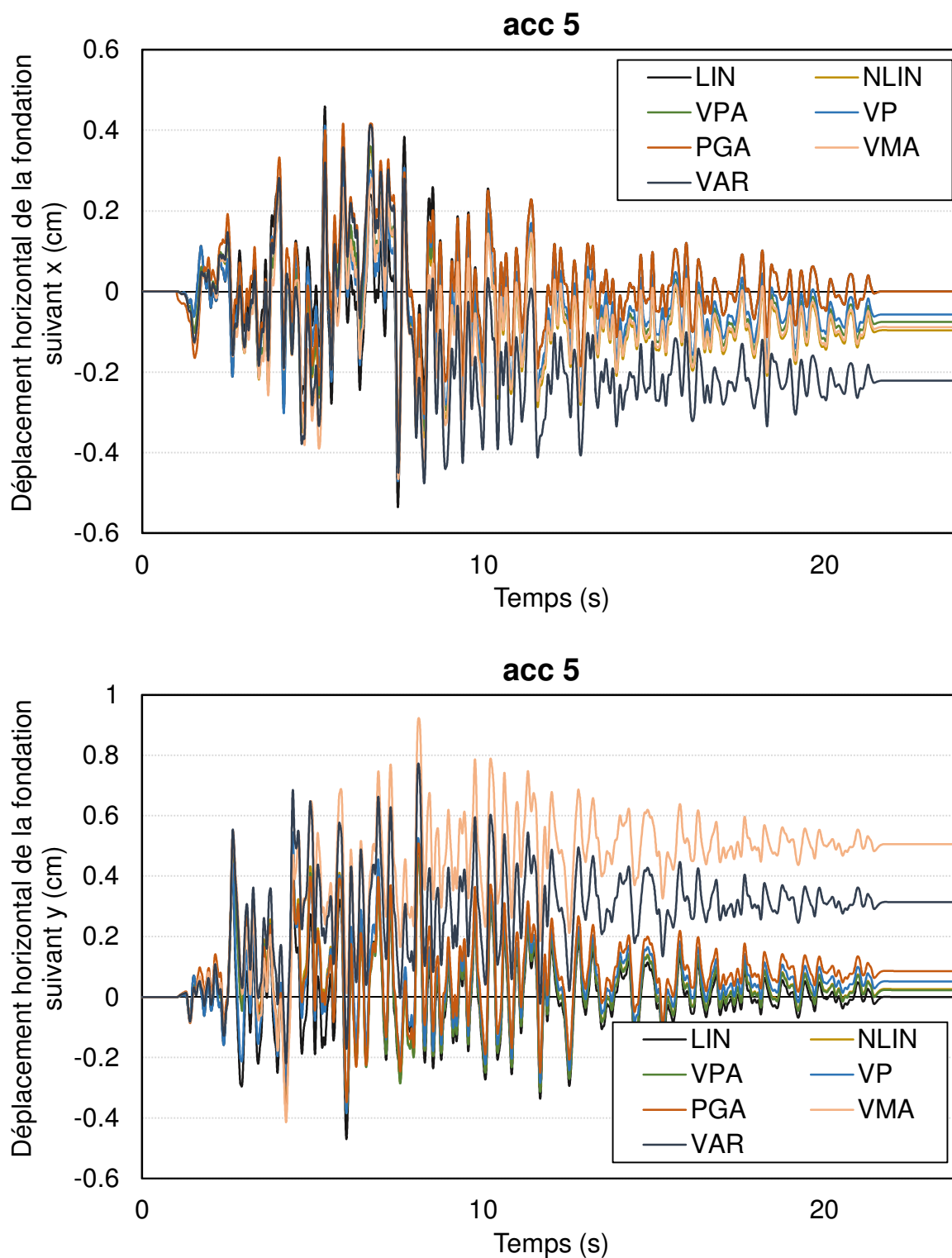


Figure E-13 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°5

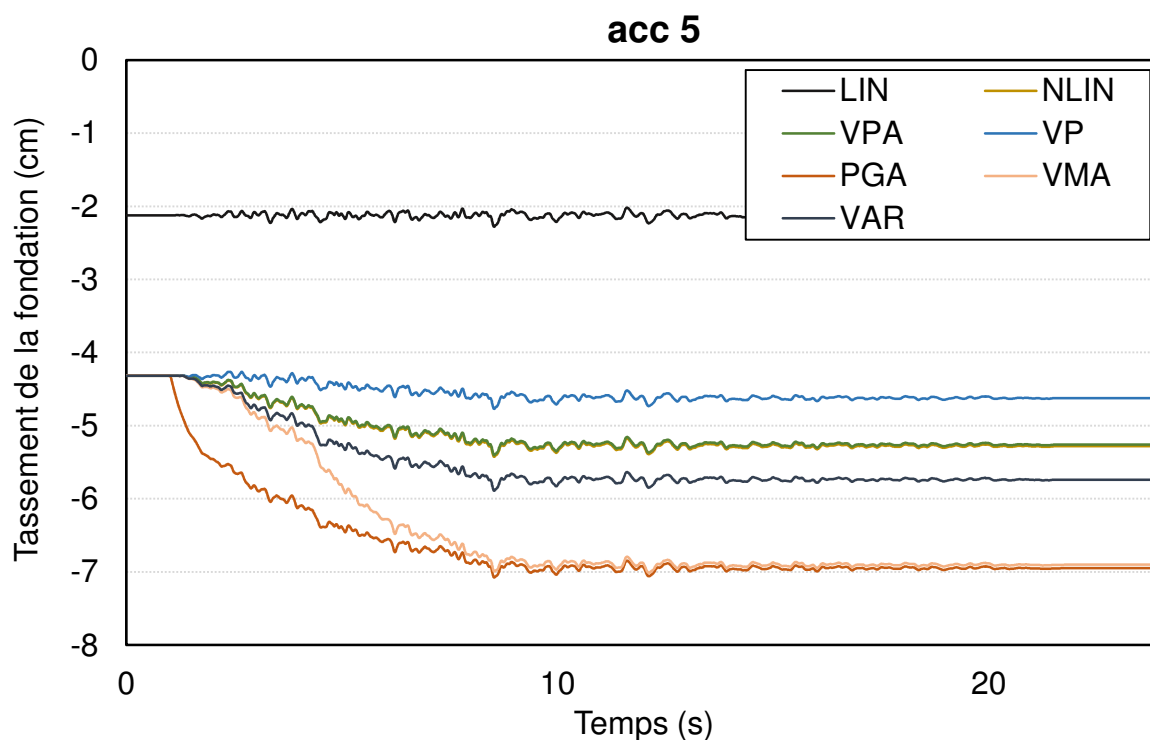


Figure E-14 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°5

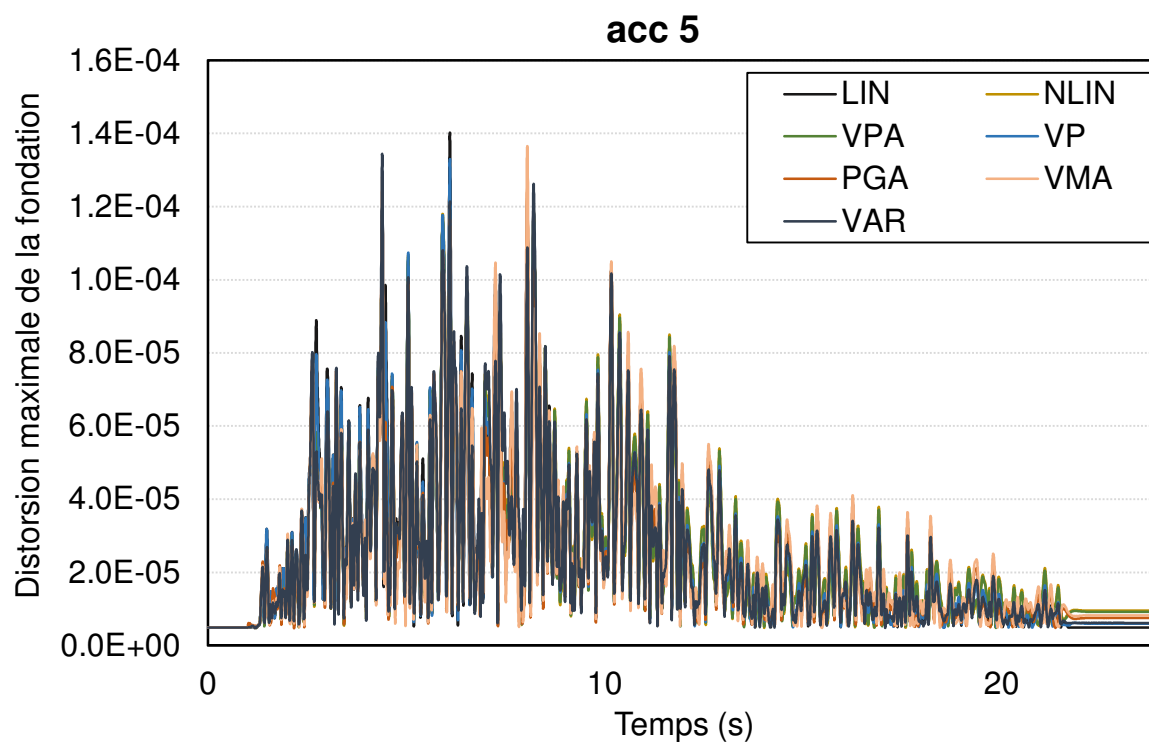


Figure E-15 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°5

## Annexe F : Résultats détaillés de l'étude sismique de l'ouvrage réel – cas d'un radier encastré

### 1. Jeu d'accélération n°1

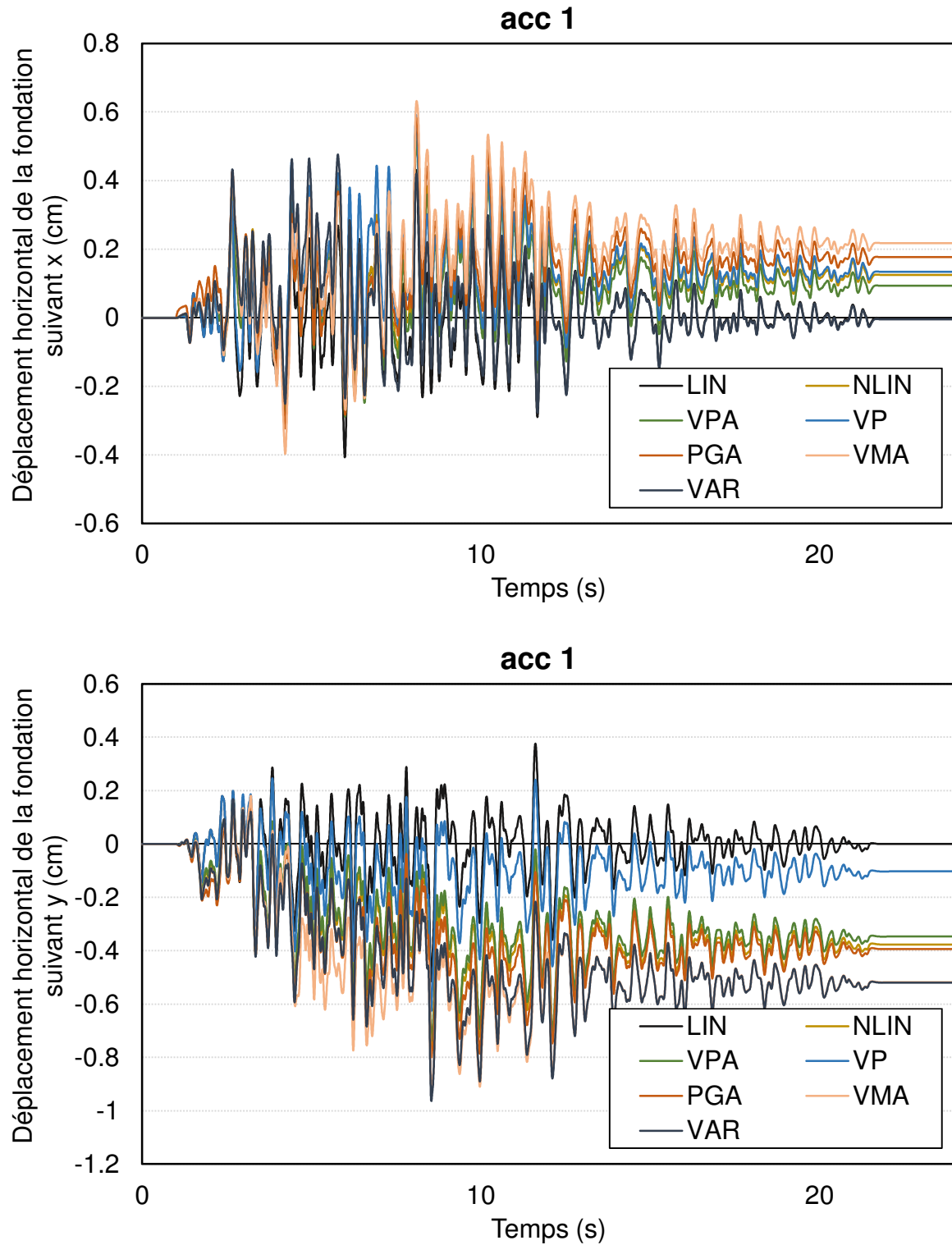


Figure F-1 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°1

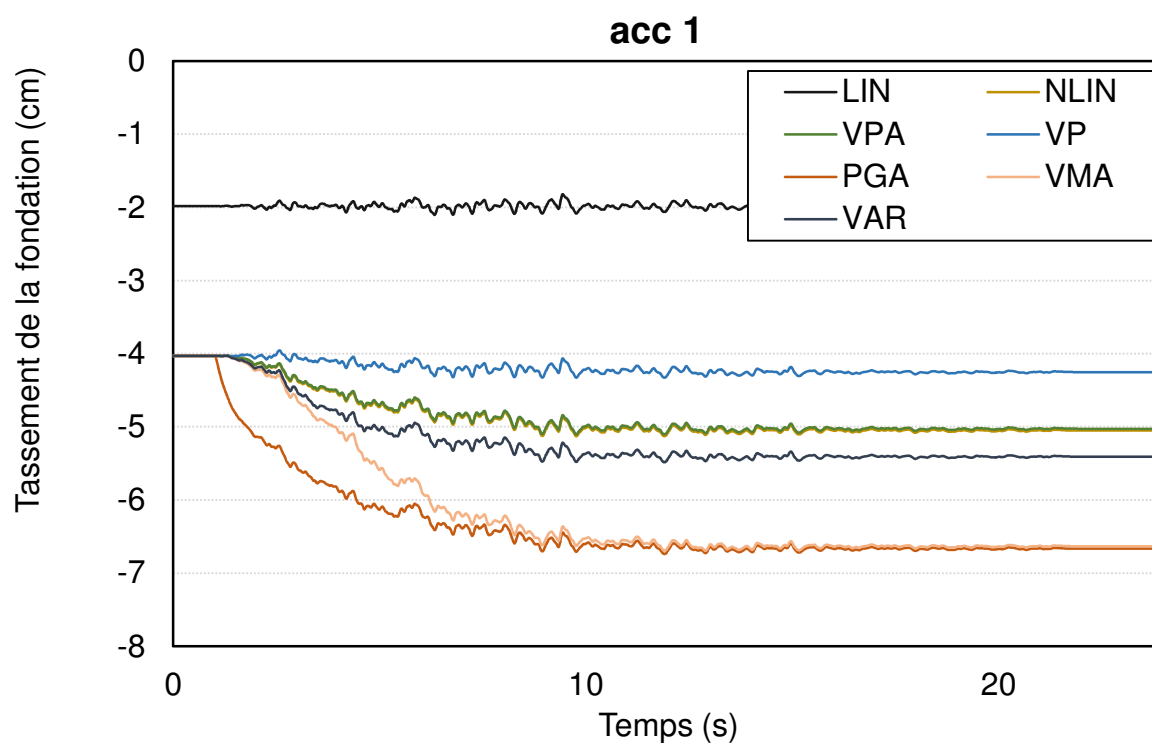


Figure F-2 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°1

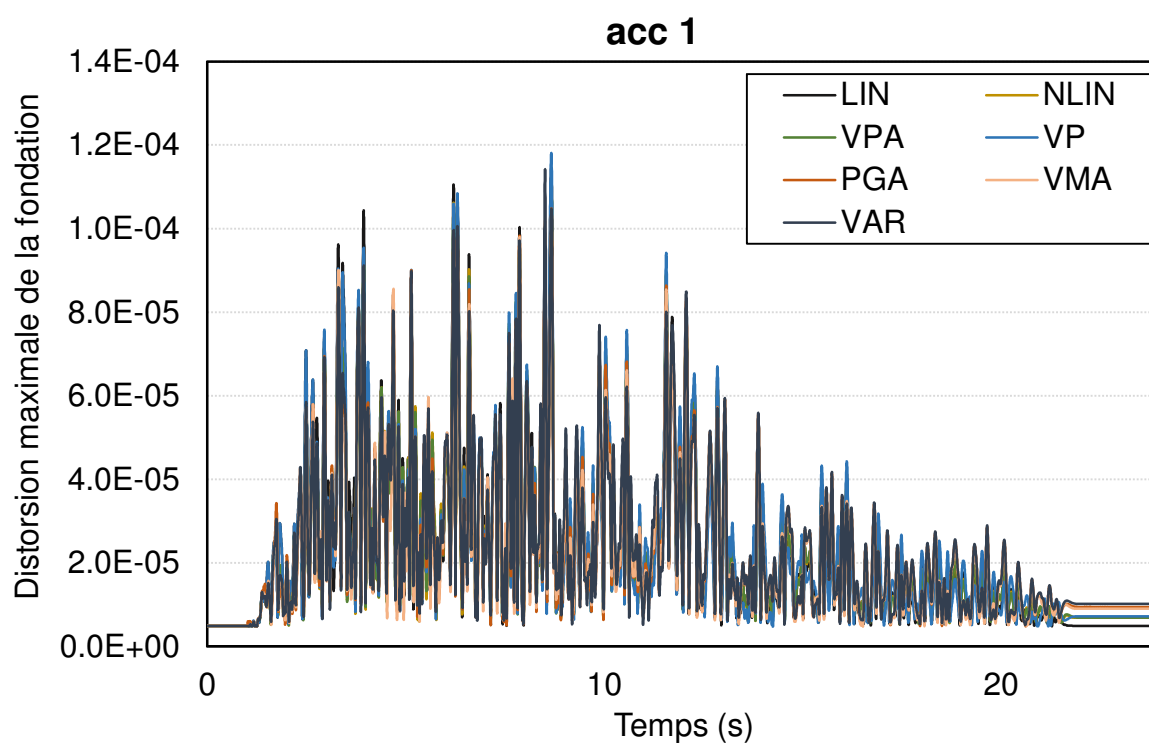


Figure F-3 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°1

## 2. Jeu d'accélération n°2

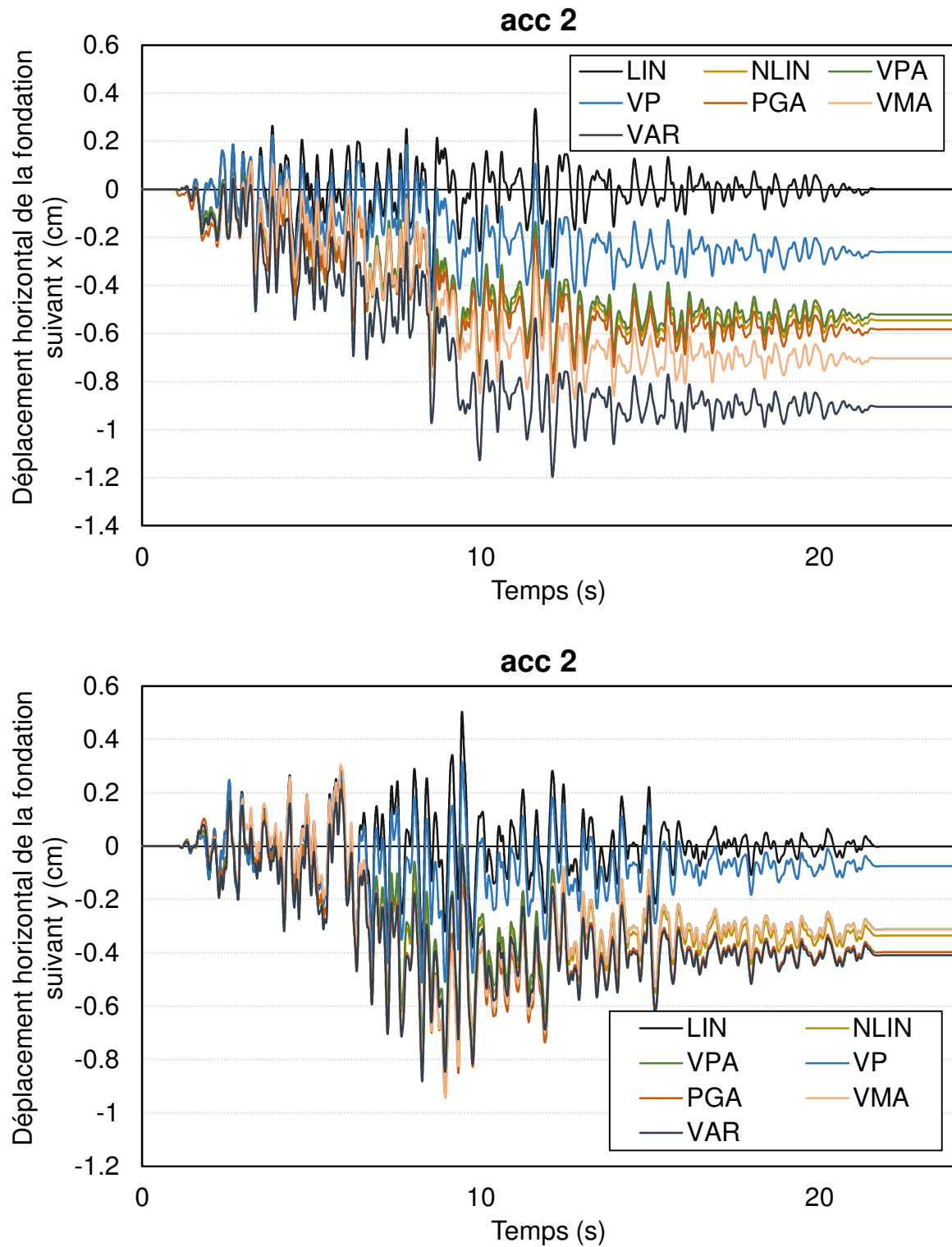


Figure F-4 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°2



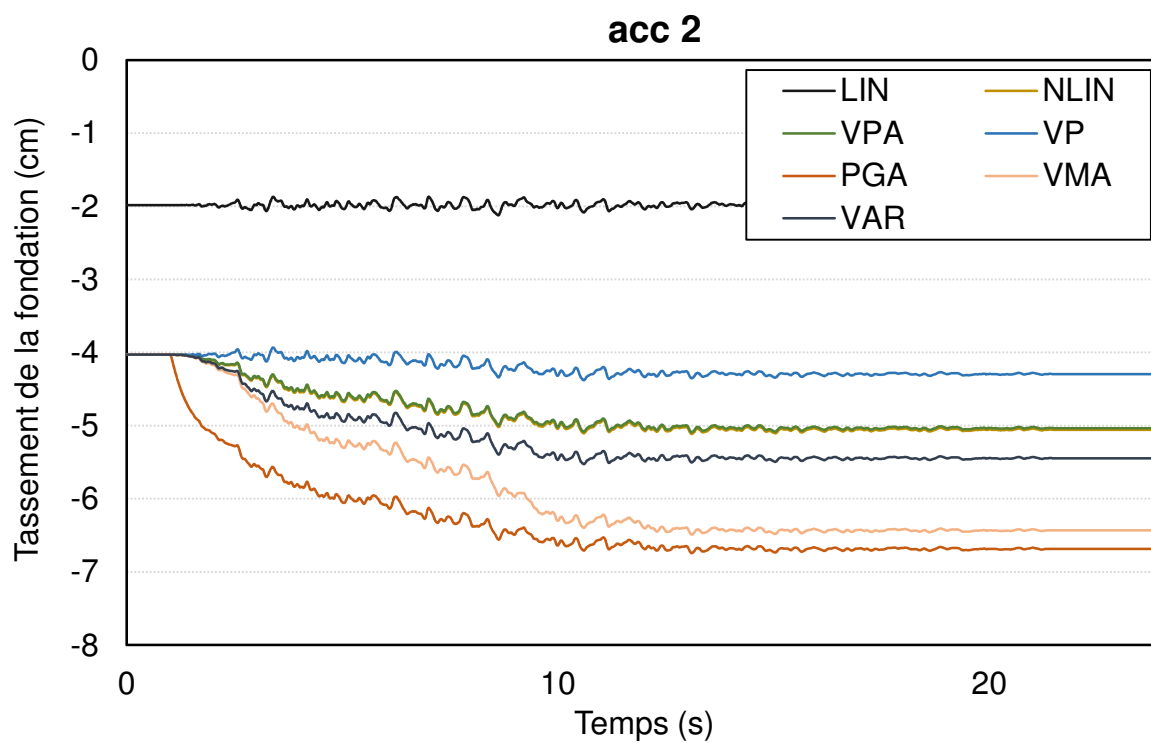


Figure F-5 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°2

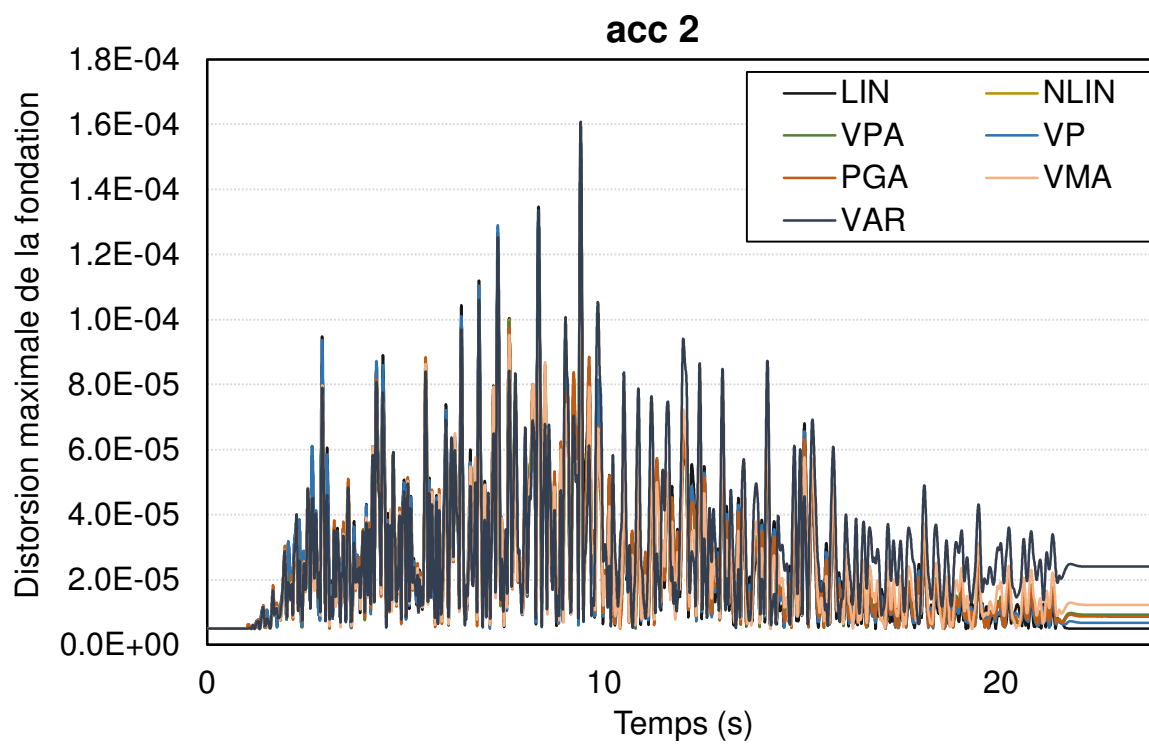


Figure F-6 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°2

### 3. Jeu d'accélération n°3

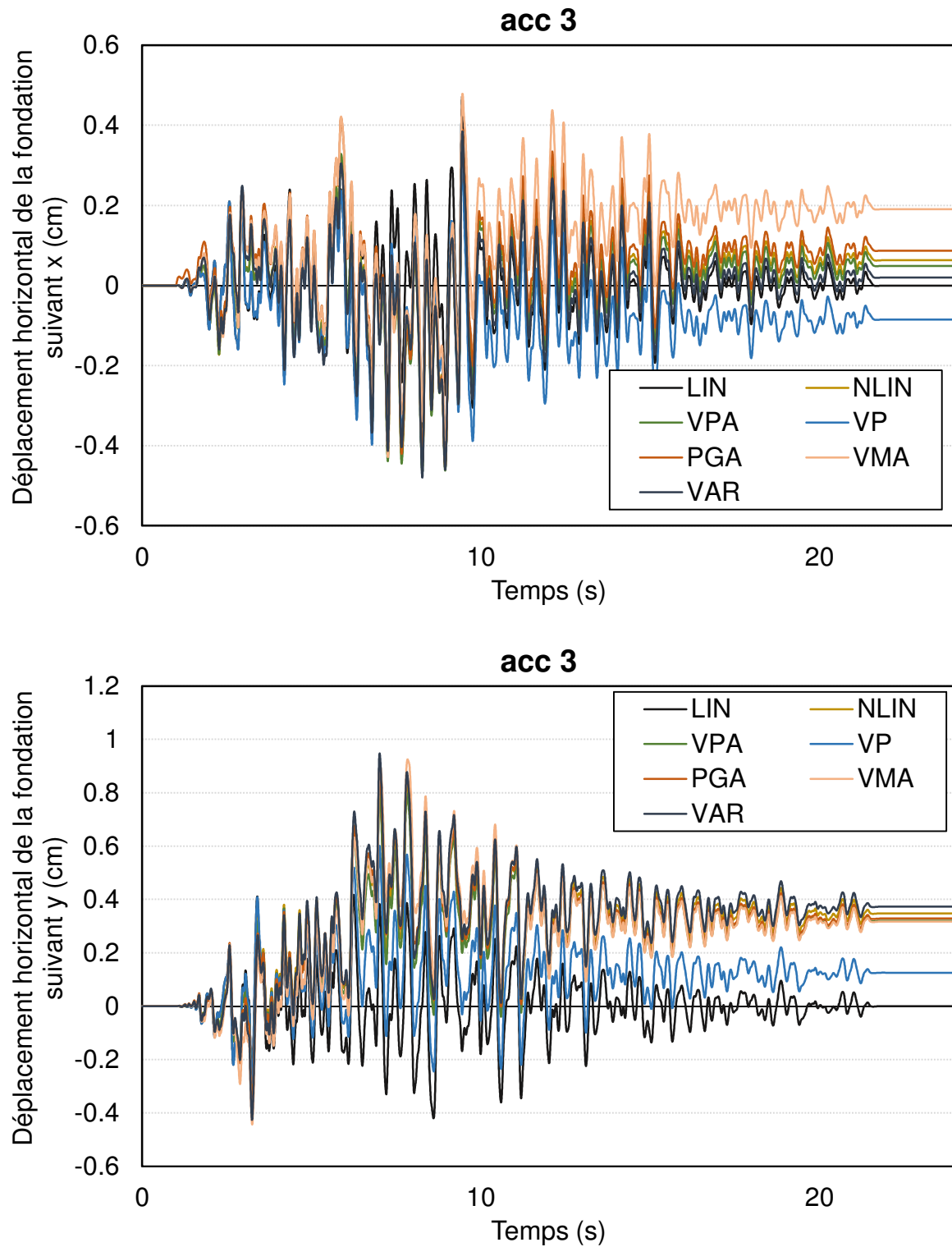


Figure F-7 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°3

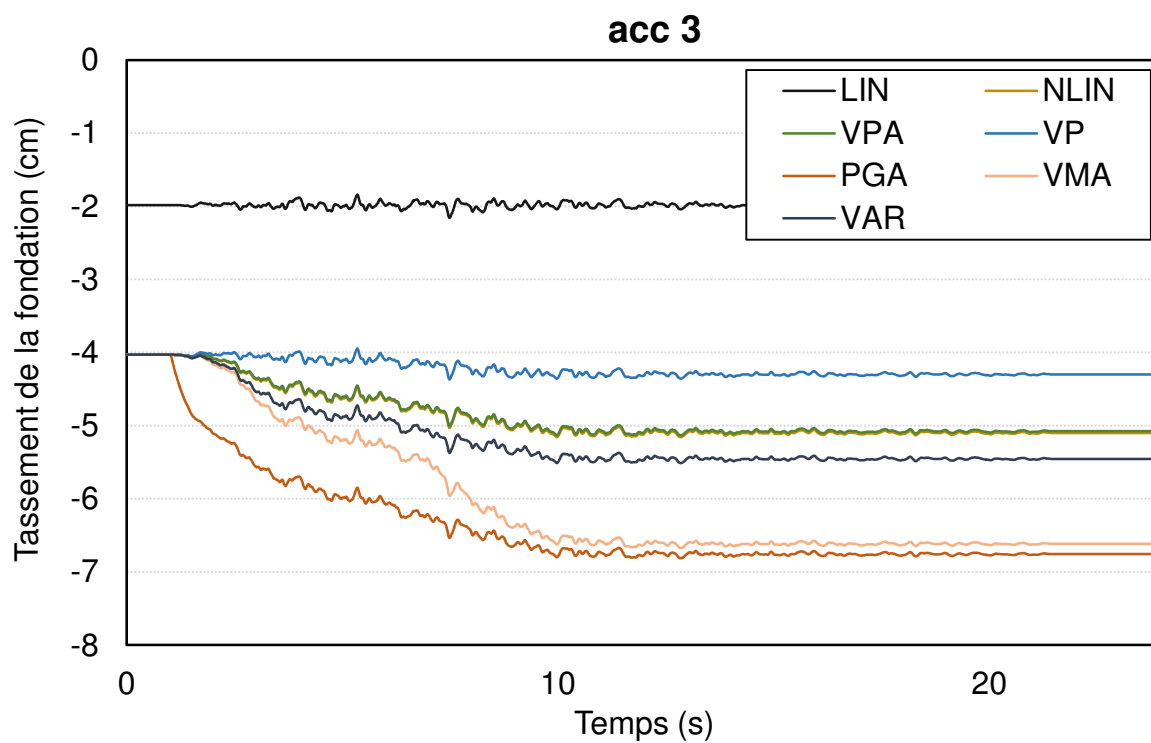


Figure F-8 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°3

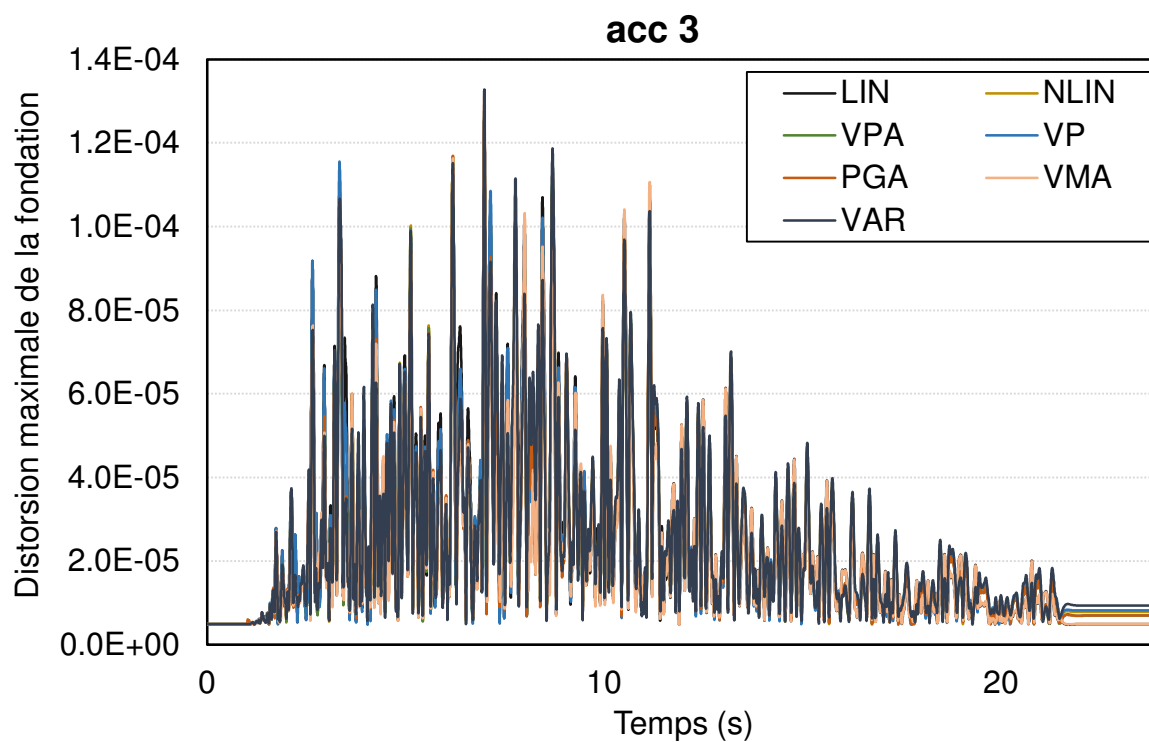


Figure F-9 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°3

#### 4. Jeu d'accélération n°4

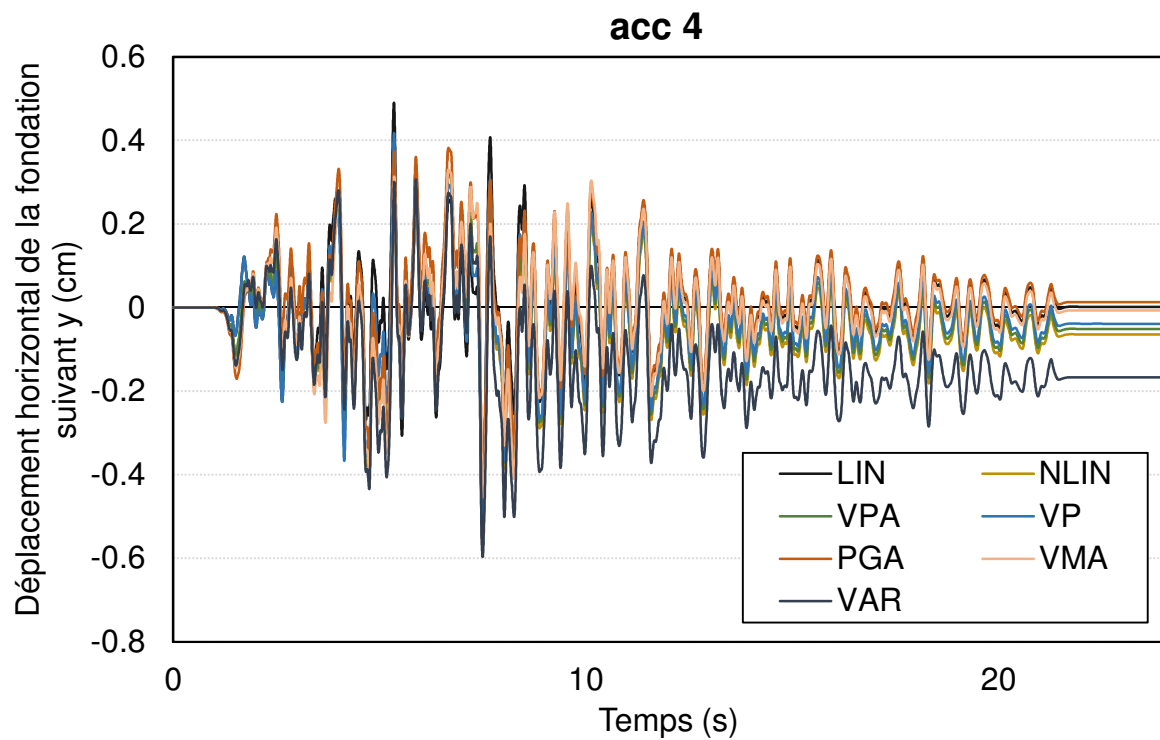
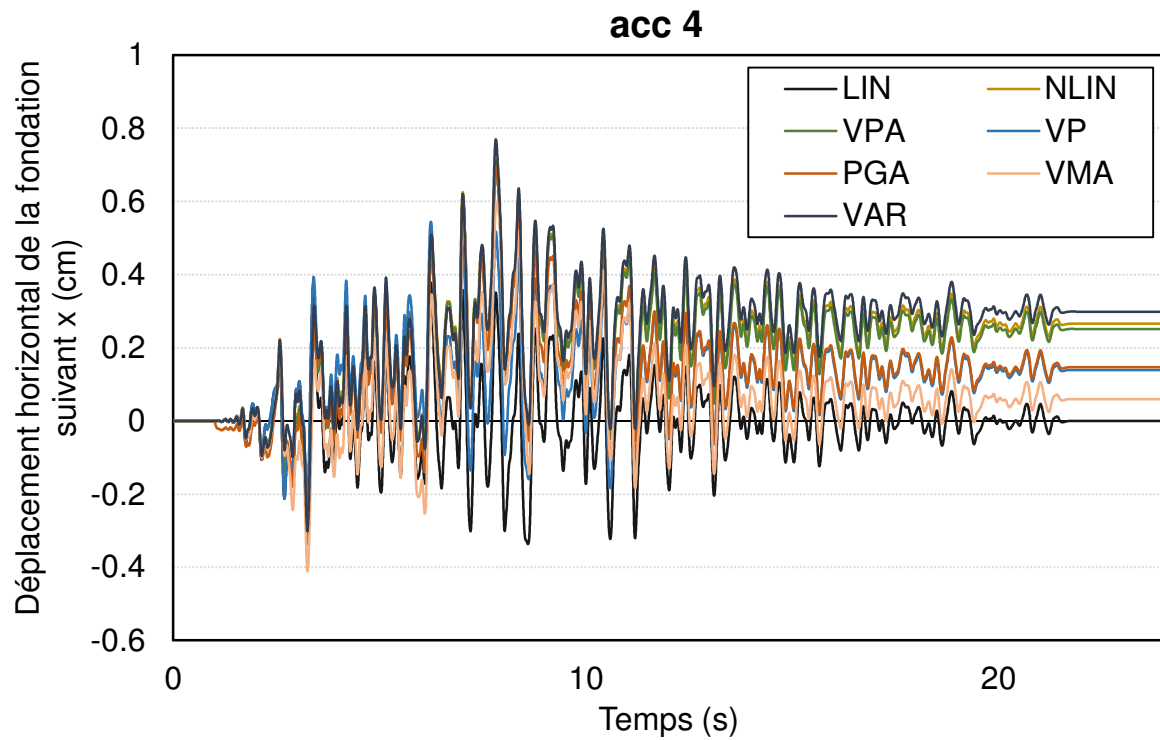


Figure F-10 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°4

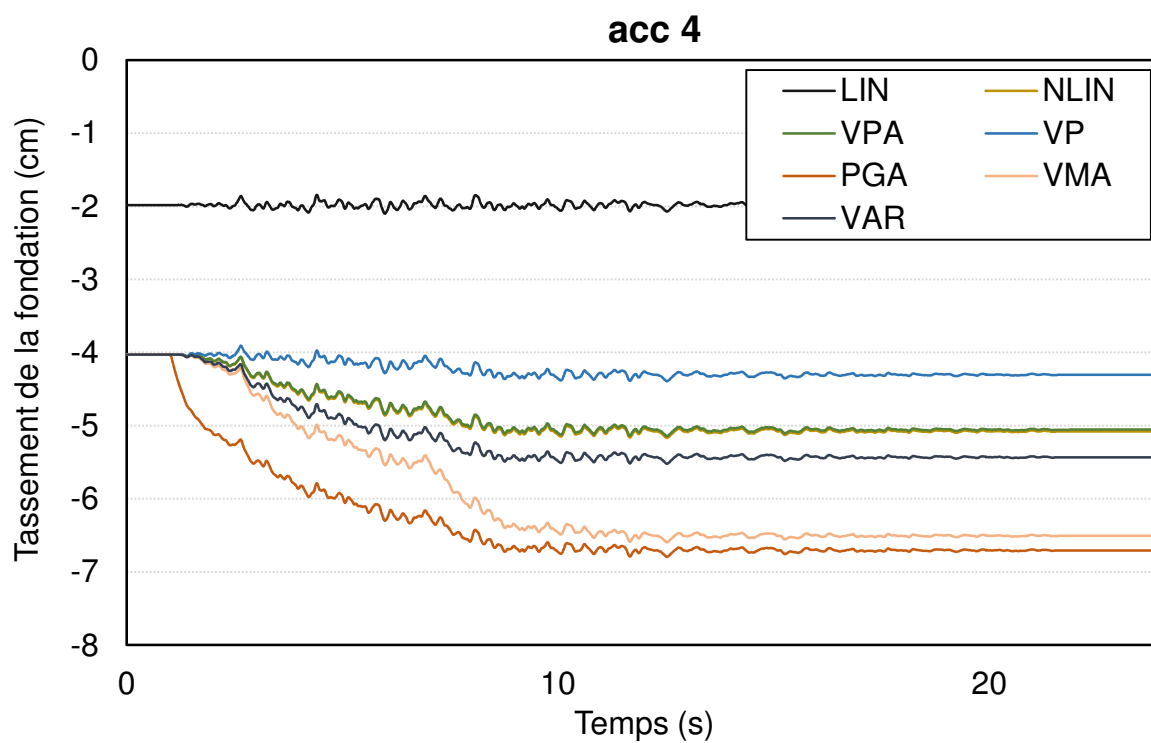


Figure F-11 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°4

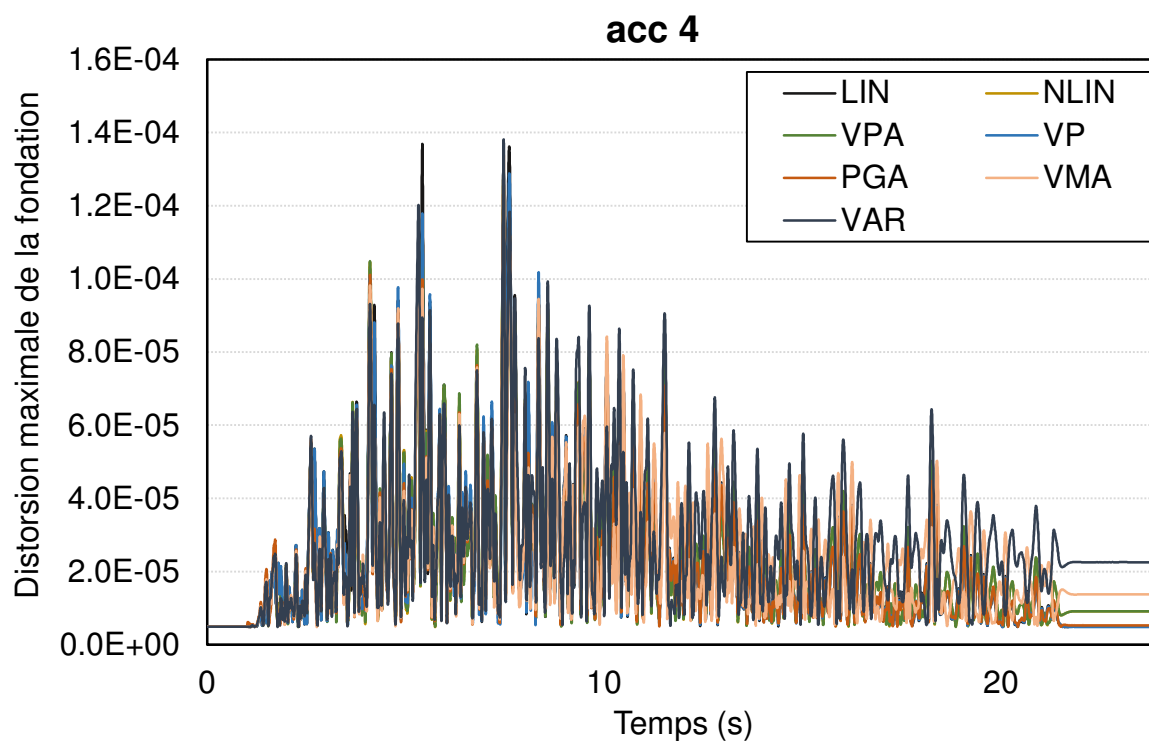


Figure F-12 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°4

## 5. Jeu d'accélération n°5

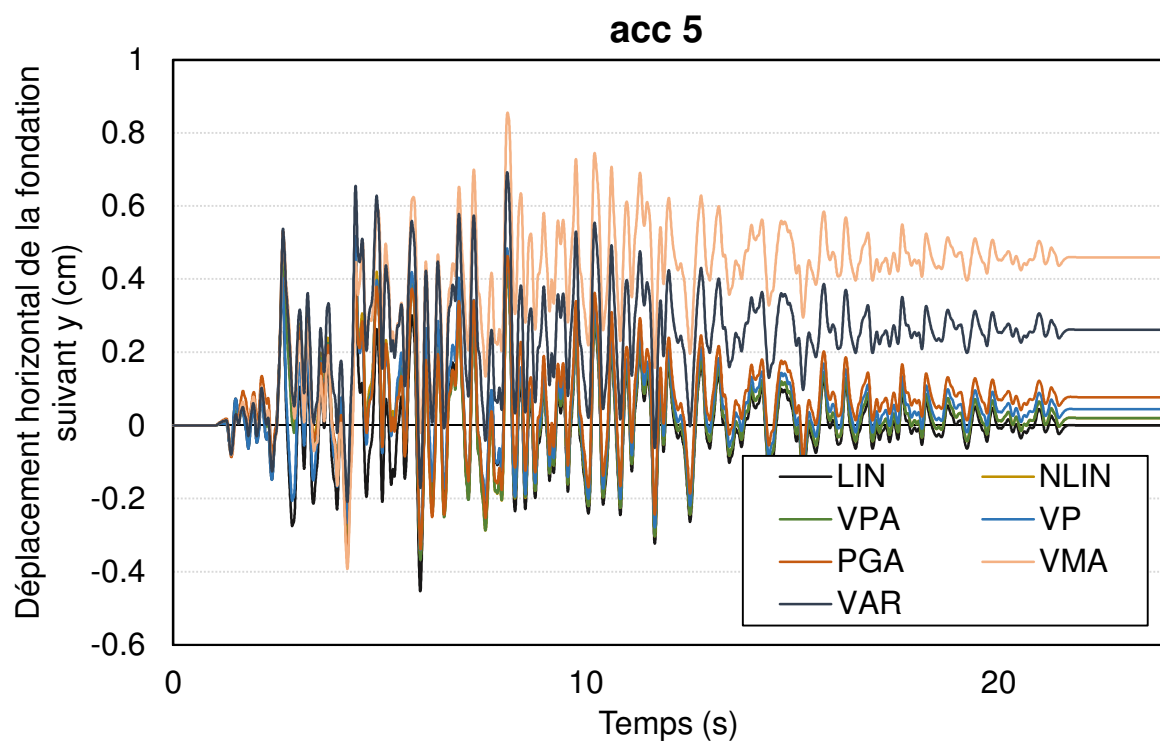
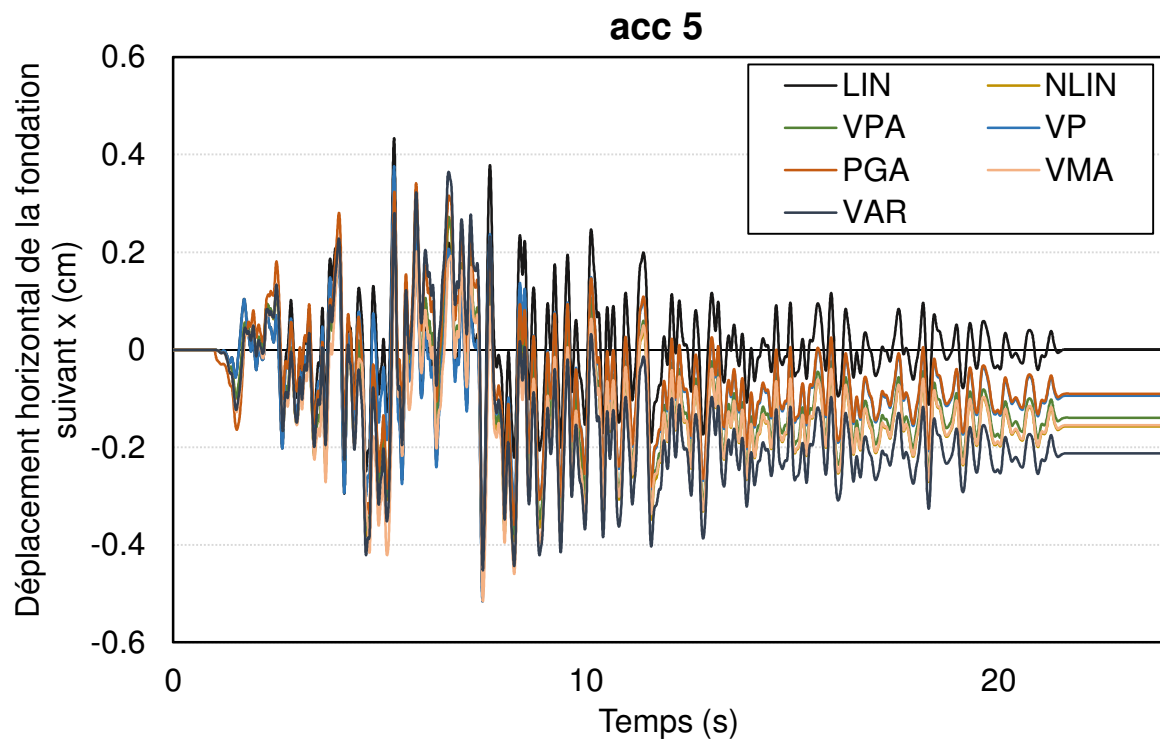


Figure F-13 Déplacements horizontaux du radier – Jeu d'accélération n°5

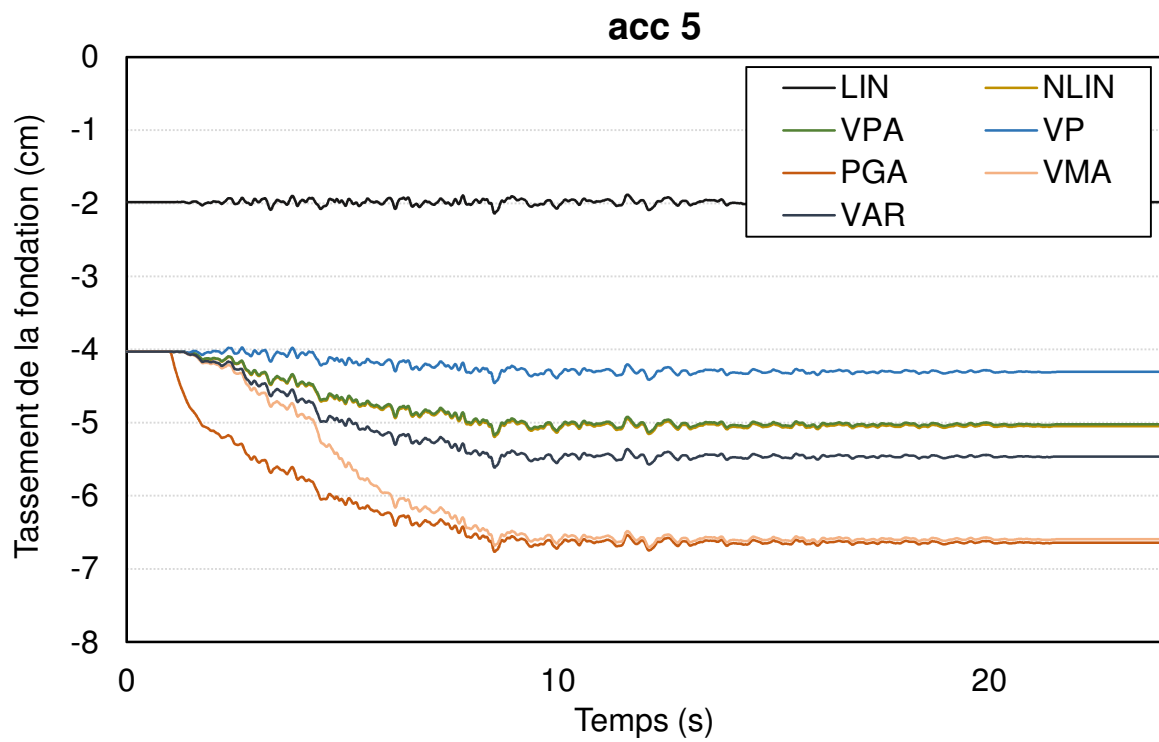


Figure F-14 Tassement sismique du radier - Jeu d'accélération n°5

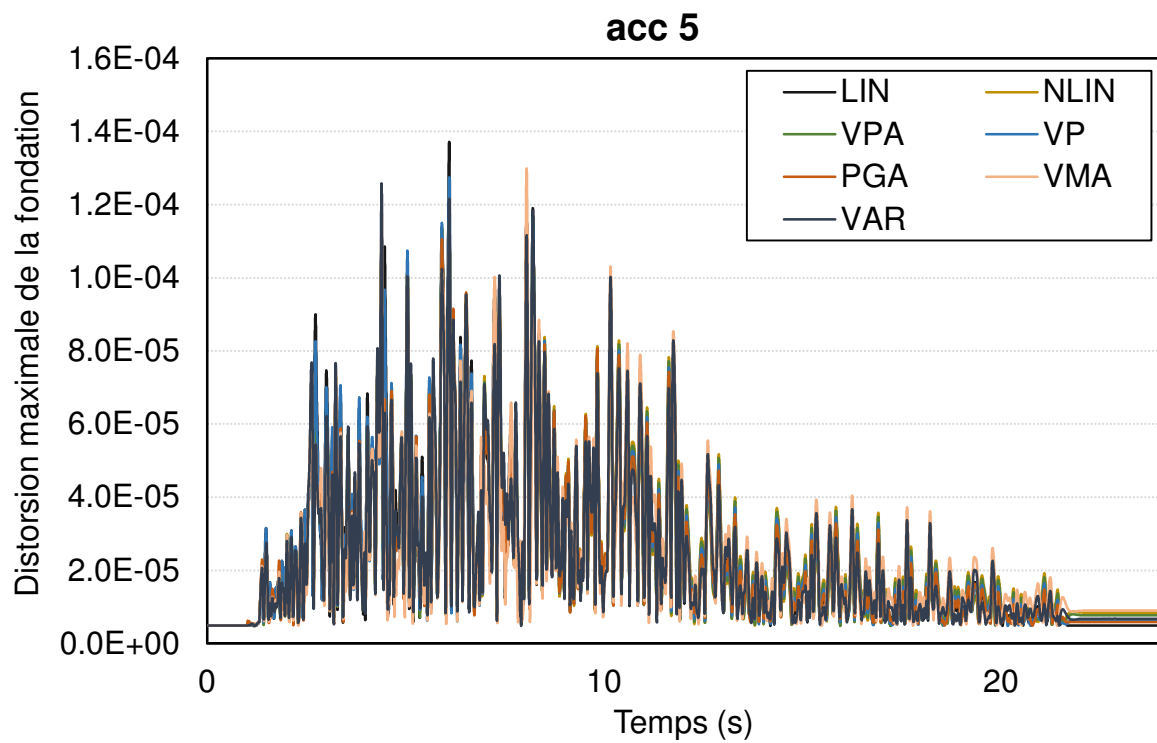


Figure F-15 Distorsion maximale à chaque pas de temps - Jeu d'accélération n°5







---

## *Épilogue*

---

*« Le hasard, ce sont les lois que nous ne connaissons pas »*

*Emile Borel (1871-1956)*

Depuis la nuit des temps, les séismes sont un défi pour la civilisation humaine. Les anciens les considéraient comme un hasard inconnu ou bien une colère des dieux. Mais au fur et à mesure du progrès des sciences, les humains ont pu étudier et comprendre les mécanismes à l'origine de ces catastrophes. Actuellement, les structures peuvent résister aux séismes, en subissant des dommages plus ou moins graves. Ce travail, dans la continuité des précédents, constitue un maillon d'une longue chaîne, vers des constructions qui tiennent parfaitement face aux séismes, pour un monde plus sûr, pour un meilleur avenir.

