



HAL
open science

Analyse du comportement non-linéaire sous séisme des structures de quais maritimes

Scott Grainger

► **To cite this version:**

Scott Grainger. Analyse du comportement non-linéaire sous séisme des structures de quais maritimes. Sciences de l'ingénieur [physics]. 2015. dumas-01843144

HAL Id: dumas-01843144

<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01843144>

Submitted on 18 Jul 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.

Copyright



Analyse du comportement non-linéaire sous séisme des structures de quais maritimes

Travail de Fin d'Études

Scott GRAINGER

Promotion 60

Président de Jury : Claude BOUTIN (ENTPE)

Maitre de TFE : Denis DAVI (CEREMA)

Expert : Cédric DESPREZ (IFSTTAR)

Date de soutenance : 30 juin 2015

	Nom	Prénom	
Auteur	GRAINGER	Scott	
Titre du TFE	Analyse du comportement non-linéaire sous séisme des structures de quais maritimes		
	Organisme d'affiliation et localisation	Nom Prénom	
Maître de TFE	Cerema – Direction territoriale Méditerranée – Divison Ouvrage d'Art / Aix-en-Provence	DAVI Denis	
Collation	Nombre de pages du rapport : 88	Nombre d'annexes 2	Nbre de réf. Biblio: 12
Mots clés	Ouvrages maritimes – structure de quai – analyse sismique – méthodes non-linéaires – irrégularité géométrique - torsion		
Termes géographiques	Façades maritimes - Saint-Nazaire		
Résumé	Le TFE consiste dans l'analyse dynamique sismique non-linéaire des ouvrages de type "quais sur pieux ancrés à l'arrière par des tirants" qui constituent les infrastructures portuaires les plus représentatives et courantes, et présentent une réponse sismique assez atypique compte tenu de leur irrégularité géométrique (dissymétrie en plan). L'objectif de l'étude consiste à intégrer les non-linéarités résultant de l'endommagement progressif des pieux et des tirants, à partir de méthodes plus ou moins sophistiquées ou pertinentes vis-à-vis de la nature de la structure étudiée.		
ABSTRACT	This Master's thesis consists in the non-linear seismic dynamic analysis of "marginal pile wharves anchored from the back to the shoreline", which represent the most common type of seaport infrastructures, and exhibit a quite atypical seismic response due to plan irregularity or assymetry. The aim of the study is to take into account non-linearities resulting from increasing damage of piles and anchors using more or less sophisticated or relevant methods in relation to the nature of the analyzed structure.		

NOTICE ANALYTIQUE	3
TABLE DES ILLUSTRATIONS	7
INTRODUCTION	10
1. PRÉSENTATION DE L'ÉTUDE	12
1.1. Contexte et objectifs de l'étude	12
1.2. Description de la structure étudiée	13
1.2.1. Généralités.....	13
1.2.2. Caractéristiques géométriques et structurales.....	13
1.2.3. Contexte sismique	16
2. PRÉSENTATION GENERALE DES MÉTHODES APPLICABLES A L'ANALYSE SISMIQUE DES STRUCTURES DE GENIE CIVIL.....	17
2.1. Analyses spectrales	17
2.1.1. Approche en force (coefficient de comportement).....	17
2.1.2. Approche en déplacement.....	18
2.2. Push over monomodal	18
2.3. Push over « sophistiqué » multimodal	20
2.4. Analyse dynamique temporelle.....	22
3. SPÉCIFICITÉS LIÉES À LA STRUCTURE ÉTUDIÉE	23
3.1. Particularités structurales et irrégularité géométrique	23
3.2. Démarche développée au port de Los Angeles	23
4. APPLICATION AU CAS D'ÉTUDE.....	25
4.1. Simplifications géométriques adoptées.....	25
4.2. Calcul des Caractéristiques dynamiques	25

4.2.1.	Masses	25
4.2.2.	Raideurs	26
4.2.3.	Périodes propres fondamentales.....	27
4.2.4.	Capacités résistantes des différents éléments structuraux	28
4.3.	Analyse spectrale en force	29
4.3.1.	Etude longitudinale.....	31
4.3.2.	Etude transversale	34
4.3.3.	Interprétation des résultats	37
4.4.	Push over monomodal	38
4.4.1.	Etude longitudinale.....	38
4.4.2.	Etude transversale	54
4.4.3.	Intéprétation des résultats	64
4.5.	Push-over multimodal.....	65
4.5.1.	Etude longitudinale.....	68
4.5.2.	Etude transversale	75
4.6.	Exploitation des résultats.....	79
5.	VALIDATION DE LA DÉMARCHE SUR UN CAS SIMPLE « THÉORIQUE » PAR CONFRONTATION DES RÉSULTATS AVEC ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE....	80
5.1.	Analyse spectrale	82
5.2.	Push-over monomodal.....	84
5.2.1.	Etude longitudinale.....	84
5.2.2.	Etude transversale	85
5.3.	Push-over multimodal.....	88
5.4.	Analyse dynamique temporelle non-linéaire	90
5.4.1.	Seisme longitudinal.....	92
5.4.2.	Seisme transversal	94
6.	CONCLUSION, ENSEIGNEMENTS, PERSPECTIVES.....	96

RÉFÉRENCES	98
ANNEXES	99
Annexe A : Elements de calcul du mode de torsion	99
Annexe B : Accélérogramme de Basso Tirreno	1

TABLE DES ILLUSTRATIONS

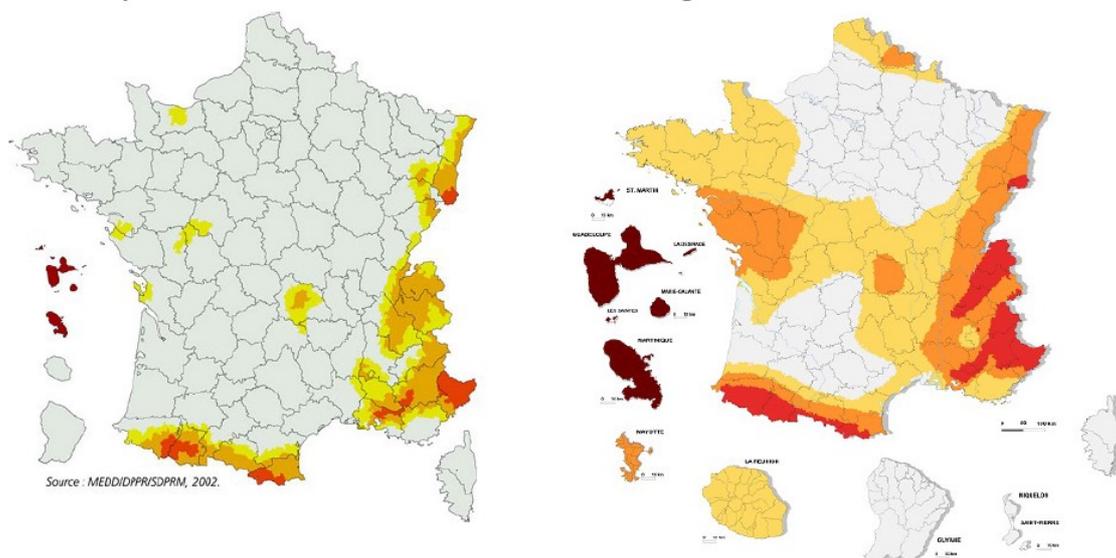
Figure 1 – Carte du zonage sismique français	10
Figure 2 – Schéma de coupe transversale du quai	14
Figure 3 – Vue de dessus du quai	15
Figure 4 – Principe de l’analyse push-over	20
Figure 5 – Schéma général de push-over multimodal (après la première rotule plastique formée)	21
Figure 6 – Position des centres de masse et de rigidité	27
Figure 7 – Spectre de réponse élastique ($q=1$)	30
Figure 8 – Accélération de calcul – analyse longitudinale ($q=1$)	31
Figure 9 – Accélération de calcul – analyse longitudinale ($q = 1,93$)	33
Figure 10 – Méthode de Mononobé-Okabé	34
Figure 11 – Spectre de calcul élastique – analyse transversale ($q=1$)	35
Figure 12 – Spectre de réponse – analyse transversale ($q=1,77$)	36
Figure 13 – Courbe force-déplacement d’une pile fonctionnant en flexion double (formation de rotules simultanée)	38
Figure 14 – Courbe force déplacement file de pieux n°4	40
Figure 15 – Courbe force-déplacement file de pieux n°3	41
Figure 16 – Force longitudinale	42
Figure 17 - Etat de la structure après la 1ère itération	43
Figure 18 – Etat de la structure après la 2 ^{ème} itération	44
Figure 19 - Courbe force-déplacement longitudinale (2 ^{ème} itération)	45
Figure 20 – Courbe force-déplacement longitudinale (3 ^{ème} itération)	46
Figure 21 – Etat de la structure après la 3 ^{ème} itération	47
Figure 22 – Etat de la structure après la 4 ^{ème} itération	48
Figure 23 – Courbe force-déplacement longitudinale (4 ^{ème} itération)	49
Figure 24 – Etat de la structure après la rupture de la file de pieux n°3	50
Figure 25 – Courbe force-déplacement (analyse longitudinale)	50
Figure 26 – Spectre accélération-déplacement	51
Figure 27 – Push-over monomodal longitudinal	52

Figure 28 – Force transversale « vers la mer »	54
Figure 29 - Courbe force-déplacement transversale (1 ^{ère} itération)	55
Figure 30 – Courbe force-déplacement transversale (2 ^{ème} itération)	56
Figure 31 – Courbe force-déplacement transversale (3 ^{ème} itération)	57
Figure 32 – Courbe force-déplacement transversale (4 ^{ème} itération)	58
Figure 33 – Courbe force-déplacement transversale (5 ^{ème} itération)	59
Figure 34 – Courbe force-déplacement transversale	60
Figure 35 – Poussée des terres en fonction de l'accélération du sol	61
Figure 36 – Courbe accélération-déplacement transversale.....	62
Figure 37 – Push-over monomodal transversal.....	63
Figure 38 –Illustration des coordonnées polaires	66
Figure 39 – Schématisation de l'effet de torsion	67
Figure 40 – Différents scénarios de l'analyse push-over multimodal longitudinal	68
Figure 41 – Courbe force-déplacement – mode combiné.....	73
Figure 42 – Critère de résistance du sol en butée	74
Figure 43 - Différents scénarios de l'analyse push-over multimodal transversale.....	75
Figure 44 – Loi bilinéaire de rotule plastique	80
Figure 45 – Éléments de butée (gap) et de crochet (hook)	81
Figure 46 – vue en plan de la structure réduite	81
Figure 47 – Courbe force-déplacement longitudinale – structure réduite	84
Figure 48 – Push-over monomodal longitudinal – structure réduite	85
Figure 49 – Courbe force-déplacement transversale – structure réduite	85
Figure 50 – Force de poussée des terres en fonction de l'accélération du sol – structure réduite	86
Figure 51 – Push-over monomodal transversal – structure réduite	87
Figure 52 - Courbe force-déplacement – mode torsion (structure réduite)	88
Figure 53 - Push-over - mode torsion (structure réduite)	88
Figure 54 – Push-over multimodal – Scénario 2.....	89
Figure 55 – Accélérogramme séisme Basso Tirreno.....	90
Figure 56 – Vue en 3D de la structure réduite modélisée.....	90

Figure 57 – Vue de côté de la structure réduite modélisée	91
Figure 58 – Déplacement longitudinal du tablier	92
Figure 59 – Loi moment-rotation pieu file n°1 (pied).....	92
Figure 60 – Loi moment-rotation pieu file n°1 (tête)	92
Figure 61 – Loi moment-rotation pieu file n°2 (pied).....	93
Figure 62 – Loi moment-rotation pieu file n°2 (tête)	93
Figure 63 – Déplacement transversal du tablier	94
Figure 64 - Courbe moment-rotation pieu file 1 (pied).....	94
Figure 65 – Courbe moment-rotation pieu file 1 (tête).....	94
Figure 66 – Courbe moment-rotation pieu file 2 (pied)	95
Figure 67 – Courbe moment-rotation pieu file 2 (tête).....	95

INTRODUCTION

Avec l'évolution du zonage sismique national en 2010, la proportion du territoire métropolitain réglementairement concerné par cet aléa a considérablement augmenté. Il en va de même de la façade maritime, ce qui pose notamment la question de la vulnérabilité des infrastructures portuaires.



Ancien zonage (zones sism. $\geq 1a$) :

- 5000 communes concernées
- 17% du territoire

Nouveau zonage (zones sism. ≥ 2) :

- > 21000 communes concernées
- 66% du territoire

Figure 1 – Carte du zonage sismique français

Contrairement aux bâtiments, aux installations classées pour la protection de l'environnement et aux ponts, pour lesquels il existe des arrêtés spécifiques relatifs à la prise en compte du risque sismique, les installations portuaires ne font aujourd'hui pas l'objet d'un arrêté particulier. Elles sont néanmoins soumises au décret général n°2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique.

Parmi les installations portuaires (bassins, digues de protection, jetées...), les structures de quais maritimes font parties des installations typiques d'un port. Il est donc essentiel de connaître leur comportement face à des sollicitations sismiques. Le travail portera sur une structure de type « dalle sur pieux ancrés à l'arrière par tirants », qui constitue la typologie de quai la plus couramment rencontrée sur les grands ports maritimes.

Du point de vue du comportement structural, ces structures de quai se situent à la frontière entre les structures de ponts et les ouvrages géotechniques. Ils peuvent donc tout à fait être analysés sur la base des prescriptions de l'Arrêté « Ponts » [7] et de la nouvelle normalisation parasismique européenne Eurocode 8 [4] [5] [6] pour lesquels un certain nombre de références méthodologiques ont déjà été publiées ou sont en cours de publication, parmi lesquelles on peut notamment citer :

- le guide Cerema à paraître « Diagnostic et renforcement sismiques des ponts existants » (version avril 2014) [2], spécifique pour l'analyse et l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ouvrages existants,
- le guide Cerema à paraître « Ponts en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 » (version provisoire de février 2012) [1], relatif au calcul et au dimensionnement des ouvrages neufs.

1. PRÉSENTATION DE L'ÉTUDE

1.1. CONTEXTE ET OBJECTIFS DE L'ÉTUDE

La présente étude se situe dans la continuité d'une précédente étude [3] commandée par le Grand Port Maritime de Nantes St-Nazaire au Cerema dans le cadre d'une convention avec l'ancien CETMEF (actuelle Direction technique Eau Mer et Fleuve du Cerema). Cette étude, confiée au Pôle de Compétence et d'Innovation « Vulnérabilité des ouvrages de Génie Civil aux aléas sismiques et hydrauliques » de la Direction territoriale Méditerranée, a conduit à l'élaboration d'une démarche d'analyse simplifiée du comportement sismique des structures de type « quais sur pieux ancrés à l'arrière par tirants », reposant sur le calcul des effets sismiques inertiels (masse x accélération) évalués par la méthode d'analyse spectrale à partir du mode fondamental, dite « modèle à tablier rigide » telle que définie dans l'Eurocode 8-2 §4.2.2.3, ainsi que sur la prise en compte des effets de torsion, de la poussée des terres à l'arrière et de l'effet cinématique imposé par la déformation du sol autour des pieux. La méthode, programmée à partir d'une feuille de calcul paramétrée, permet d'obtenir le moment et l'effort tranchant maximal dans les pieux ainsi que l'effort de traction maximal dans les tirants. Le rapport effort sollicitant/effort résistant (évalué par un calcul de béton armé séparé si les données de ferrailage sont disponibles ou évalué forfaitairement sur la base des pratiques courantes) permet alors d'évaluer un facteur de sécurité théorique et par suite le risque de rupture des principaux éléments structuraux du quai.

L'avantage de cet outil réside dans sa facilité d'utilisation, qui conduit à des résultats rapides, ce qui permet de traiter un nombre important d'ouvrages. Cependant, la prise en compte des non-linéarités se résume à l'éventuelle utilisation d'un coefficient de comportement q , qui réduit de manière forfaitaire les sollicitations appliquées à l'ensemble la structure.

Cette approche, qui présente l'avantage de la simplicité, permet de fournir un premier état des lieux sommaire de la sensibilité sismique des ouvrages, en vue d'identifier de manière relative au sein d'un parc étendu, ceux qui présentent la plus forte présomption de vulnérabilité. Elle s'avère en revanche insuffisante pour représenter correctement les non-linéarités résultant de l'endommagement progressif de la structure dans le cadre d'un diagnostic sismique plus approfondi, compte tenu en particulier la forte irrégularité géométrique (dissymétrie) qui caractérise ce type d'ouvrages.

L'objectif de ce Travail de Fin d'Études est donc de prendre en compte dans l'analyse les potentielles sources de non-linéarité résultant en particulier de la plastification de certains éléments structuraux (pieux et tirants notamment), pour arriver à une modélisation réaliste de l'endommagement structural. Pour cela, différentes méthodes issues de l'Eurocode 8 et de la littérature spécialisée sont utilisées sur un cas d'étude représentatif et les résultats de ces analyses comparés entre eux en vue de fournir la vision la plus fiable possible du comportement sismique non-linéaire de l'ouvrage.

1.2. DESCRIPTION DE LA STRUCTURE ÉTUDIÉE

1.2.1. GÉNÉRALITÉS

L'ouvrage étudié est un quai du Grand Port Maritime de Nantes St-Nazaire : c'est un ouvrage classique que l'on retrouve dans de nombreux ports en France.

Le Grand Port Maritime de Nantes St-Nazaire se situe dans la Région Pays de la Loire, dans le département de la Loire-Atlantique (44), sur l'estuaire de la Loire. Il est ainsi situé dans une zone concernée par le nouveau zonage sismique, puisqu'il se trouve en zone de sismicité 3, soit en zone de sismicité modérée.

Il s'agit du premier port de la façade atlantique française avec plus de 3 000 escales de navires marchands par an correspondant à un trafic extérieur annuel de l'ordre de 30 millions de tonnes. Cette activité logistique crée au total 2,7 milliards d'euros de valeur ajoutée et plus de 25 000 emplois dans les régions du grand Ouest. Outre son importance dans l'activité économique de la région, cette infrastructure portuaire majeure pourrait être amenée à jouer un rôle stratégique dans l'organisation des secours et l'assistance matérielle aux personnes sinistrées en cas de crise sismique.



Activités et infrastructures de desserte du Grand Port de Nantes St-Nazaire



1.2.2. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES ET STRUCTURALES

La structure du quai considéré est constituée d'une dalle en béton armé reposant sur une « forêt » de pieux répartis sur différentes files et rangées, et ancrée à l'arrière par une série de tirants. La dalle a une longueur de 200 m et une largeur de 40 m et se termine à l'arrière par un mur de soutènement de 4 m de hauteur. Elle est constituée d'une pré-dalle coffrante en béton de 40 cm d'épaisseur recouverte d'une dalle béton coulée en place de 60 cm d'épaisseur (soit 1 m d'épaisseur structurale en tout), elle-même surmontée d'un revêtement béton non structural de 1 m d'épaisseur. Elle

supporte un portique de levage de 1236 tonnes positionné dans un des deux coins les plus excentrés de la dalle.

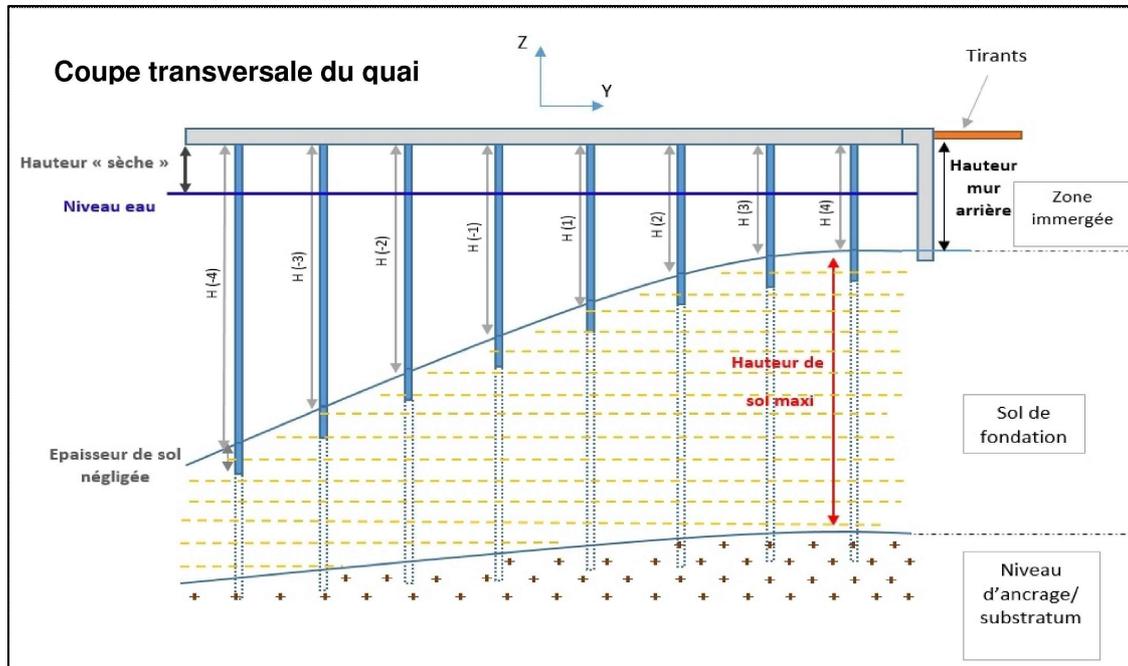


Figure 2 – Schéma de coupe transversale du quai

Le dessous de la dalle se situe à +6,35 m au-dessus du niveau 0 de la mer. Les pieux sont en béton armé avec tubage métallique et sont encastés dans la dalle du quai. D'une longueur de 47,35 m, ils s'ancrent dans le toit du substratum rocheux à la côte de - 41 m. Ils sont pris en compte dans l'analyse sur la base de leur inertie fissurée.

Les pieux sont répartis sur 8 files, numérotées de -4 à 4, comme indiqué sur le schéma précédent, selon la largeur de la dalle. Le long de chaque file, ils présentent un espacement (entraxe) de 6,65 m : chaque file de pieux comporte 30 pieux de mêmes dimensions. Le diamètre des pieux, ainsi que l'épaisseur du tubage métallique, sont variables d'une file à l'autre. Une diminution d'épaisseur forfaitaire de tubage de 3 mm liée à la corrosion est prise en compte.

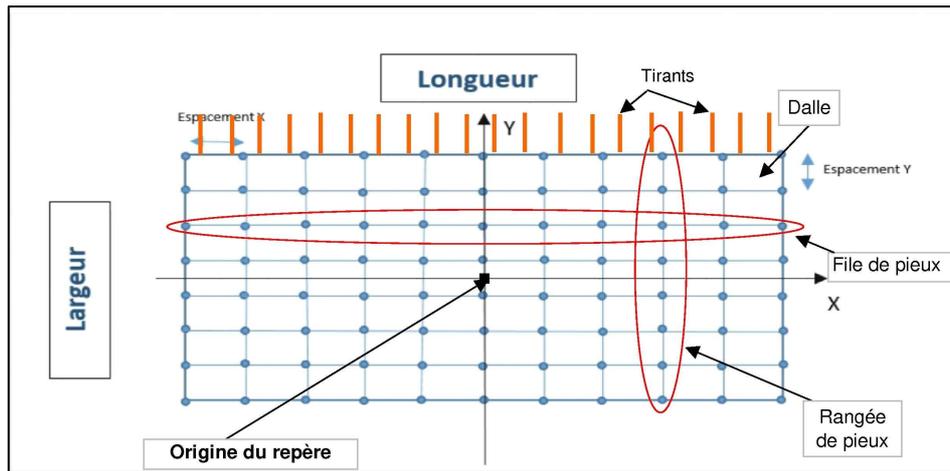


Figure 3 – Vue de dessus du quai

Le quai est ancré dans le sol arrière sur toute sa longueur par des tirants de diamètre 85 mm et de longueur 20 m, espacés régulièrement tous les 6,65m et ancrés au sol à leur extrémité par des plaques de dimension 3,00 m x 2,50 m x 0,5 m. Comme pour le tubage des pieux, une diminution de la section des tirants correspondant liée à la corrosion sur une épaisseur périphérique de 3 mm est prise en compte.

Les caractéristiques des matériaux des éléments qui composent le quai sont les suivantes :

- Béton des pieux :
 - Masse volumique : $r_b = 2,5 \text{ t/m}^3$
 - Résistance caractéristique : $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
 - Résistance de calcul : $s_b = 35/1,3 = 26,9 \text{ MPa}$
 - Module d'Young : $E_b = 35\,982 \text{ MPa}$

- Acier des tubes :
 - Masse volumique : $r_a = 7,5 \text{ t/m}^3$
 - Résistance de calcul : $f_a = 360 \text{ MPa}$
 - Module d'Young : $E_a = 210\,000 \text{ MPa}$

- Acier des tirants :
 - Résistance de calcul : $f_s = 360 \text{ MPa}$
 - Module d'Young : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$

1.2.3. CONTEXTE SISMIQUE

La localisation de la structure étudiée est importante car elle permet de déterminer le contexte sismique susceptible de l'affecter. En se basant sur la zone de sismicité, la catégorie d'importance de l'ouvrage et la classe du sol environnant, on détermine le spectre de réponse $S_d(T)$ qui servira d'entrée à notre modèle.

Le quai étudié se situe en zone de sismicité 3 : l'accélération maximale de référence au rocher a_{gr} est donc de **1,1m/s²**.

On estime la structure comme d'importance de catégorie III, soit un coefficient d'importance $\gamma_I = \mathbf{1,2}$.

La nature et l'épaisseur des couches de sols conduisent à retenir une classe de sol D, ce qui correspond en Métropole à un coefficient de sol $S = \mathbf{1,6}$. Le coefficient d'amplification topographique est pris égal à $t = \mathbf{1,0}$ (absence de relief particulier).

Finalement, l'accélération de calcul est donnée par : $a_g = \gamma_I \cdot a_{gr} = \mathbf{1,32 m/s^2}$.

2. PRÉSENTATION GENERALE DES MÉTHODES APPLICABLES A L'ANALYSE SISMIQUE DES STRUCTURES DE GENIE CIVIL

Pour modéliser le comportement d'un ouvrage vis-à-vis d'un évènement sismique donné, on applique des méthodes dites d'analyse sismique des structures. Elles permettent de connaître les sollicitations sismiques subies par une construction soumise à l'action d'un séisme. La connaissance de ces sollicitations permettra ensuite de dimensionner l'ouvrage vis-à-vis des efforts correspondants (pour un ouvrage neuf) ou d'évaluer sa capacité à y résister (dans le cas des ouvrages existants).

On peut regrouper ces méthodes d'analyse en trois familles : les méthodes d'analyse en force, les méthodes d'analyse en déplacement et les méthodes dynamiques temporelle non-linéaire. Au sein de ces familles de méthodes, certaines sont basées sur un calcul linéaire et permettent une approche simplifiée du comportement élastique de la structure. D'autres permettent de prendre un compte le comportement ductile de la structure étudiée, avec des niveaux de précision plus ou moins élevé. Ainsi les premières méthodes que l'on emploiera dans cette étude seront basées sur des analyses spectrales mono ou multimodale consistant à évaluer les sollicitations sismiques dans la structure (forces et déplacements) à partir d'une combinaison des réponses de ses principaux modes propres de vibration à un spectre sismique réglementaire. Dans ce premier type d'analyses, le comportement non-linéaire de l'ouvrage peut éventuellement être pris en compte, par le biais d'un coefficient de réduction des efforts appelé coefficient de comportement de la structure, qui permettra de retranscrire son comportement ductile (hypothèse d'iso-déplacement permettant de prendre en considération l'effet bénéfique de dissipation d'énergie par plastification contrôlée de certains éléments de structure) en divisant globalement les efforts sollicitants par ce coefficient de comportement. Les méthodes suivantes, en poussée progressive, permettent d'avoir une idée plus précise du comportement ductile de la structure en tenant compte de l'apparition progressive des plastifications locales successives au cours de la sollicitation (plutôt qu'une approche globale « uniforme » comme précédemment). Enfin une approche plus sophistiquée consistant en une analyse dynamique temporelle non-linéaire sera mise en œuvre sur un modèle simplifié, pour mieux modéliser notamment le caractère non symétrique du comportement dynamique de la structure (dicté par la traction dans les tirants dans un sens et par la compression en butée du sol dans l'autre).

2.1. ANALYSES SPECTRALES

2.1.1. APPROCHE EN FORCE (COEFFICIENT DE COMPORTEMENT)

Dans le cadre de cette première approche et compte tenu de la géométrie de la structure (dalle pouvant être supposée en première approximation comme infiniment rigide par rapport aux pieux), on applique la méthode du mode fondamental à partir du modèle du tablier rigide. On considère alors la structure comme un oscillateur simple, avec une raideur équivalente, une masse totale et une période propre. Sur la base de cette période, on détermine l'accélération de la dalle à partir du spectre de calcul réglementaire, puis la force équivalente (produit de la masse totale par l'accélération) et enfin les efforts répartis dans la structure au prorata des raideurs respectives. Ce spectre de calcul intègre la prise en compte d'un coefficient de comportement défini forfaitairement dans l'Eurocode 8-2 à partir du matériau constitutif et de la géométrie des pieux.

C'est la façon la plus simple d'intégrer la prise en compte d'un comportement ductile : le coefficient de comportement q est directement intégré dans la définition du spectre de calcul et divise celui-ci, via une analyse linéaire dite « équivalente ». Les efforts sont donc diminués, tandis que selon l'hypothèse d'iso-déplacement, le déplacement ultime n'est pas modifié par rapport à l'analyse élastique.

Il est toutefois possible d'itérer sur la valeur du coefficient de comportement q afin d'en obtenir une évaluation plus précise : en évaluant le moment plastique des différents pieux sur la base des lois de comportement des matériaux constitutifs (béton confiné, aciers passifs et tubage) puis en comparant les moments sollicitant avec ces capacités résistantes, on peut déterminer le niveau de ductilité appelé dans chaque pieu et par suite un coefficient de comportement « moyen » de la structure. On détermine un nouveau spectre de calcul en intégrant ce nouveau coefficient.

En pratique, l'application de cette méthode simplifiée d'analyse non-linéaire par calcul linéaire équivalent nécessite que les rotules plastiques se forment presque simultanément et de manière homogène dans un nombre maximal de piles. C'est donc dans des structures régulières (symétriques avec des hauteurs d'appuis relativement homogènes) et simples que cette méthode s'applique de façon pertinente. Un critère de régularité structurale vis-à-vis du niveau de ductilité appelée dans les différents appuis qui participent à la reprise des efforts sismiques sera donc mis en œuvre lors de l'étude, ce qui permettra à la fois d'adapter le choix du coefficient de comportement (dans chacune des directions étudiées) mais aussi de discuter de l'application de cette méthode au cas d'un quai maritime.

2.1.2. APPROCHE EN DÉPLACEMENT

La démarche générale de cette variante de l'analyse spectrale est similaire à la précédente. Toutefois plutôt que de comparer aux efforts résistants des efforts sollicitant « artificiellement » réduits pour tenir compte de la plastification, l'analyse se fait directement à partir des niveaux de déplacement imposés.

En se basant sur l'hypothèse d'iso-déplacement, ces déplacements sont identiques que la structure plastifie ou non. L'analyse sismique, notamment l'évaluation du niveau de ductilité appelée et l'atteinte ou non d'un seuil de rupture, se fait donc directement en comparant les déformations imposées par le séisme avec les seuils de limites de comportement élasto-plastique des différents éléments et leur niveau de déformation limite ultime avant rupture.

2.2. PUSH OVER MONOMODAL

La méthode push-over (poussée progressive) consiste à appliquer une force horizontale (longitudinale puis transversale) au centre de masse de l'ouvrage, puis d'augmenter cette force jusqu'à ce qu'apparaisse une rotule plastique dans un des éléments de la structure (lorsque le moment correspondant au palier plastique est atteint). On reprend alors le processus à zéro (après avoir préalablement « stocké » les torseurs de sollicitations internes « emprisonnés » dans la structure à l'étape précédente) en intégrant la nouvelle rotule dans l'étude, jusqu'à l'apparition de la rotule suivante, et ainsi de suite. On peut alors tracer une courbe force-déplacement pour la structure, où l'on peut directement observer l'apparition successive des différentes rotules.

La méthode push-over est souvent considérée comme celle présentant le meilleur compromis facilité de mise en œuvre/pertinence scientifique, tout-au moins pour les ouvrages dont le comportement dynamique est majoritairement dicté par le mode fondamental de vibration. Elle permet en effet, à partir d'une succession d'étapes incrémentales linéaires, de modéliser le comportement non-linéaire de l'ouvrage en tenant compte notamment des redistributions d'efforts internes après formation des rotules plastiques successives.

Dans le cas d'un tablier rigide, où le premier mode horizontal de translation dans l'une ou l'autre des directions est prépondérant, on peut considérer que la force sismique est intégralement transmise par le tablier aux différents pieux. L'analyse en poussée progressive de l'ouvrage se convertit alors en une analyse de chacun des pieux, en incrémentant l'effort sismique.

Le schéma ci-dessous décrit les différentes étapes mises en œuvre lors d'une analyse en poussée progressive. Tout d'abord, il s'agit de tracer la courbe Moment-Courbure des sections des rotules plastiques à partir des caractéristiques géométriques et des caractéristiques des matériaux (acier et béton). Puis en tenant compte de l'ordre chronologique de formation des rotules plastiques, on obtient la courbe Force-Déplacement par intégration sur la hauteur des pieux des lois Moment-Courbure. La courbe Force-Déplacement globale est obtenue en sommant les réactions horizontales de chaque pieu correspondant au déplacement global obtenu dans la structure. Enfin on obtient la courbe Accélération-Déplacement en divisant la force par la masse totale vibrante, ce qui permet de déterminer finalement *le point de fonctionnement*, qui correspond à l'intersection entre la courbe Accélération-Déplacement et le spectre d'accélération-déplacement déterminé précédemment.

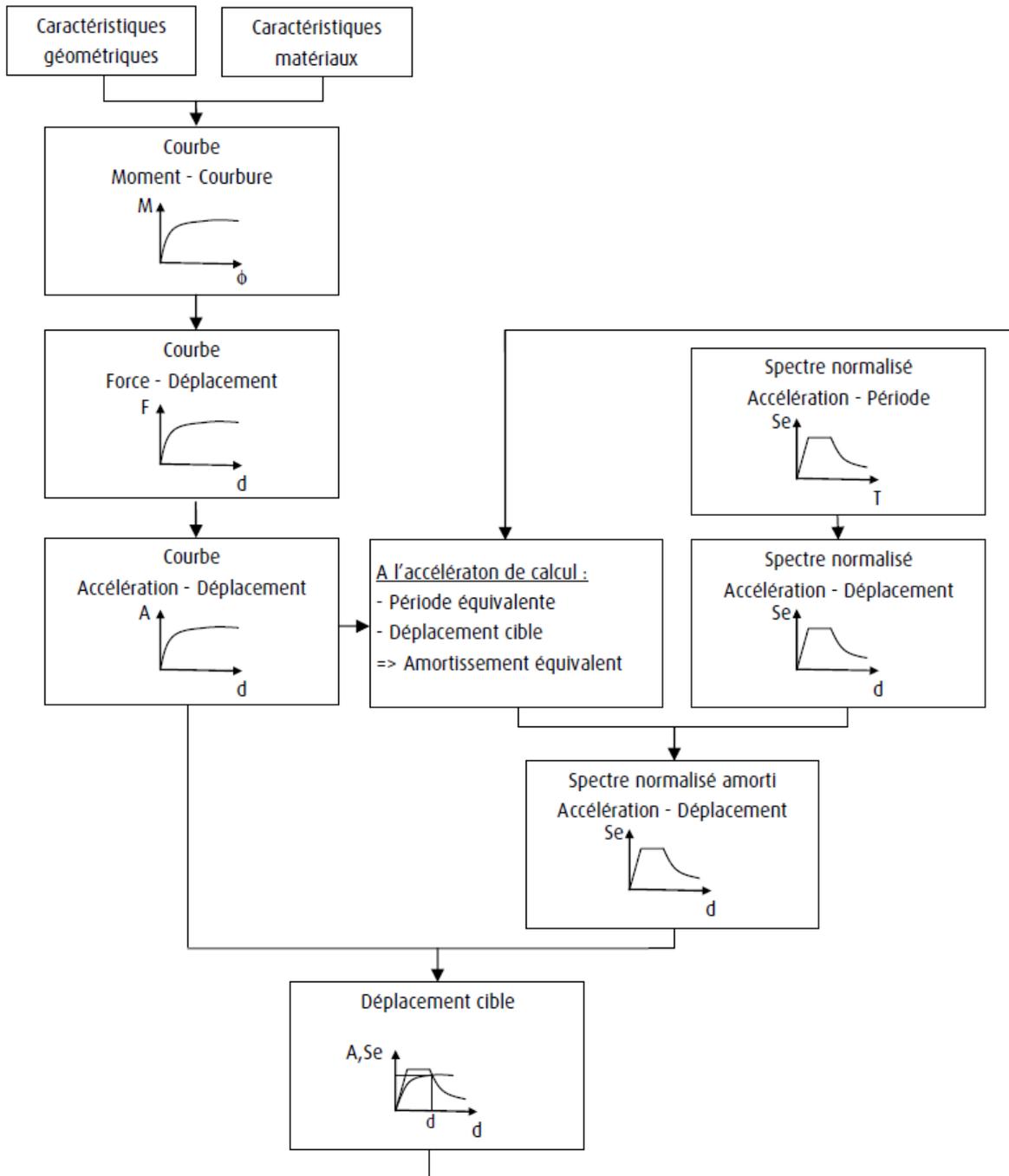


Figure 4 – Principe de l'analyse push-over

2.3. PUSH OVER « SOPHISTIQUÉ » MULTIMODAL

Lorsque le comportement n'est plus monomodal mais multimodal, la situation se complique de manière assez significative. Les différents modes influents sont à prendre en compte pour le chargement de poussée progressive, et sont à modifier une fois qu'une rotule plastique se forme. Il est même possible que le comportement redevienne monomodal après la première plastification.

Dans un cas de figure à 2 modes principaux (dont la somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale), il est difficile de dire a priori à quel niveau va se former la première rotule plastique puis les suivantes, surtout si les modes ont des déformées très différentes. Pour contourner la difficulté, on applique deux fois la méthode en poussée progressive pour chacun de ces deux modes, ce qui suppose qu'à l'instant où se forme la première rotule plastique, l'un des modes est prédominant. Si une fois que la première rotule plastique est formée, le re-calcul des modes donne à nouveau deux modes prédominants, il faut découpler les deux scénarios et poursuivre les analyses. On voit donc que cette méthode peut conduire à de nombreux scénarios différents, mais qu'il est nécessaire de tous les évaluer et de les mener jusqu'au terme de l'analyse car c'est le croisement des courbes force-déplacement avec le spectre de réponse qui permet in fine d'identifier le scénario le plus défavorable.

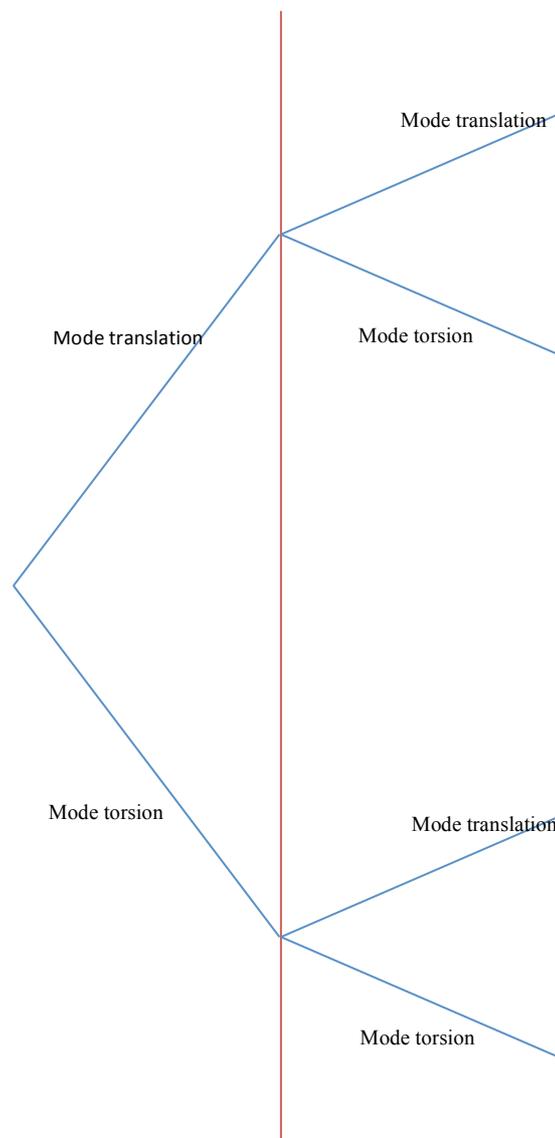


Figure 5 – Schéma général de push-over multimodal (après la première rotule plastique formée)

Une fois toutes les courbes force-déplacement obtenues pour tous les scénarios envisagés, on peut appliquer la méthode à un degré de liberté pour chaque scénario, et ne retenir que le scénario le plus

sécuritaire (c'est-à-dire celui pour lequel le croisement de la courbe force-déplacement avec le spectre de réponse réglementaire correspond au niveau d'endommagement le plus fort, par exemple en termes de niveau de ductilité appelée) [3].

2.4. ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE

Les méthodes dynamiques temporelles non-linéaires consistent à modéliser la réponse réelle de l'ouvrage à une sollicitation de type « accélérogramme » représentant directement les mouvements du sol en fonction du temps au cours du tremblement de terre et appliquée au niveau des fondations. Cette sollicitation d'entrée peut correspondre à l'enregistrement d'un séisme ancien ou à des signaux synthétiques construits par transformation mathématique du spectre de réponse réglementaire. L'analyse est menée par pas de temps (intégration numérique des équations de la dynamique) et utilise des lois de comportements des matériaux et des zones de plastification potentielles ou des lois de comportement très spécifiques car non symétriques (systèmes de type butée ou tirant) ou dépendant de la vitesse de sollicitation (amortissement visqueux), généralement prédéfinies dans le modèle de calcul par des éléments non-linéaires particuliers. Les autres parties de la structure restent quant à elles modélisées par des lois de comportement élastiques linéaires afin de réduire les temps de calcul.

La modélisation de la structure se fait par discrétisation en éléments finis filaires ou surfaciques (nœuds ou plaques reliés par des barres). La qualité du résultat est directement liée à la qualité de la description du modèle : répartition des masses, rigidités, amortissement structural, zones de rotules plastiques potentielles, conditions aux limites, liaisons internes... Ce type d'analyse permet alors de caractériser le comportement réel et non-linéaire de la structure et de représenter l'évolution de toutes les grandeurs souhaitées au cours du séisme. Il constitue ainsi le type a priori le plus réaliste dans la modélisation du comportement vis-à-vis d'un évènement sismique. Toutefois, il nécessite de disposer d'accélérogrammes représentatifs de l'aléa sismique au droit de l'implantation de l'ouvrage en nombre suffisant, des outils de calcul puissants, et surtout une bonne maîtrise des phénomènes modélisés afin de pouvoir interpréter correctement les résultats et conserver un esprit critique sur le niveau de pertinence de certaines hypothèses fixées par défaut dans des logiciels qui s'apparentent parfois à des « boîtes noires ».

3. SPÉCIFICITÉS LIÉES À LA STRUCTURE ÉTUDIÉE

3.1. PARTICULARITÉS STRUCTURALES ET IRRÉGULARITÉ GÉOMÉTRIQUE

Contrairement à un bâtiment ou un pont classique, la structure étudiée présente des particularités structurales et géométriques qui rendent l'application des méthodes présentées précédemment délicate, à l'exception de l'analyse dynamique non-linéaire.

On peut tout d'abord évoquer la hauteur variable des pieux qui prive la structure de symétrie dans le sens longitudinal (irrégularité en plan peu compatible avec l'application de la méthode du coefficient de comportement et influence potentiellement forte du mode de torsion nécessitant a priori le recours à des approches multimodales). De plus, les tirants sont situés uniquement à l'arrière de la structure. Cela implique une conséquence importante pour la structure : **la raideur selon la direction transversale dépend du sens de la sollicitation** :

- raideur en traction des tirants pour une sollicitation orientée dans le sens « vers la mer »,
- raideur du sol en butée pour une sollicitation orientée dans le sens opposé, « vers la terre ».

En conséquence il sera difficile d'évaluer correctement ou simplement le mode de torsion.

3.2. DÉMARCHE DÉVELOPPÉE AU PORT DE LOS ANGELES

En 2004, le Port de Los Angeles a publié une réglementation concernant ses infrastructures portuaires en incluant le risque sismique dans le dimensionnement de celles-ci : The Port of Los Angeles Code for Seismic Design, Upgrade and Repair of Container Wharves [9]. La Californie étant une région connue pour sa forte exposition au risque sismique, il n'est pas étonnant que les autorités aient développé ce type de réglementation. Ce paragraphe présente rapidement le principe de la démarche employée par le Port de Los Angeles pour ses quais maritimes.

Pour tester une structure, le code préconise de réaliser dans la plupart des cas des analyses spectrales multimodales, en prenant en compte les effets d'inertie. L'utilisation d'analyses temporelles non-linéaires a lieu uniquement pour servir de vérification.

Le critère de vérification de stabilité est un critère en déplacement et non un critère en force, comme c'est le cas dans l'Eurocode 8-2. Chaque étude est réalisée pour 3 sollicitations différentes, d'intensité croissante, et correspondant à différents états-limites. L'emploi du modèle de tablier rigide est préconisé. De plus, il est indiqué que la butée dynamique des terres à l'arrière de la dalle ne doit pas servir à compenser le déplacement de la structure. L'analyse est donc uniquement réalisée dans le sens « vers la mer ».

La masse de calcul est égale à la somme de :

- la masse du tablier,
- 1/3 de la masse des pieux (en considérant la longueur des pieux comme la distance entre le bas du tablier et 5 fois le diamètre du pieu en-dessous du niveau du sol),
- la masse des équipements,
- la masse d'eau entraînée (produit de la masse volumique de l'eau par le volume de pieux immergés déplacés).

Le calcul des combinaisons de chargement est le suivant :

$$U = (1 \pm K) DL + 0.1 LL + E + EQ \quad (\text{dimensionnement du tablier})$$

$$U = (1 \pm K) DL + E + EQ \quad (\text{dimensionnement des pieux})$$

Avec :

- U = chargement total (moment fléchissant, effort normal, cisaillement)
- $K = \frac{0,5 \times PGA}{g}$ avec PGA l'accélération du sol et g la gravité
- DL = poids propre de l'ouvrage (charges permanentes)
- LL = charges d'exploitation
- E = poussées latérales des terres
- EQ = poussée latérale due au séisme considéré

A quelques coefficients réglementaires près, la démarche est donc relativement similaire à celle adoptée dans le cadre des études déjà menées en France [3]. Toutefois, l'exploitation des résultats de l'analyse sismique, que ce soit pour le dimensionnement de ouvrages neufs ou pour le diagnostic des ouvrages existants, ce fait ici par l'emploi la méthode spectrale directement en déplacement (cf. §2.1.2), ce qui n'est pas une pratique couramment utilisée en France.

Si cette approche est très performante en dimensionnement des ouvrages neufs, notamment par le fait qu'elle s'affranchit des limites et approximations liées à l'emploi du coefficient de comportement, elle nécessite en revanche pour le diagnostic des structures existantes de disposer d'une excellente connaissance des caractéristiques de la structure (géométrie, dispositions de ferrailage, état pathologique...) et des matériaux constitutifs (lois de comportement réelle). En effet, de la capacité à bien représenter les lois de comportement élasto-plastiques réelles des différents éléments dépendra directement et étroitement la fiabilité du modèle et des résultats et conclusions de l'analyse.

4. APPLICATION AU CAS D'ÉTUDE

4.1. SIMPLIFICATIONS GEOMETRIQUES ADOPTEES

Afin de faciliter la modélisation de la structure tout en conservant la représentativité du modèle par rapport à une structure d'ouvrage réel, la structure a été simplifiée à l'aide des hypothèses suivantes :

- la dalle est supposée parallélépipédique rectangle,
- la longueur et la section des tirants d'ancrage est uniforme,
- la hauteur des pieux est uniforme sur chaque file longitudinale (selon l'axe de la dalle parallèle à la rive),
- les pieux sont de section circulaire uniforme,
- la raideur de sol autour des pieux est supposée invariante d'un pieu à l'autre,
- la hauteur du mur et la nature du remblai arrière sont supposées constants sur toute la longueur de la dalle.

4.2. CALCUL DES CARACTÉRISTIQUES DYNAMIQUES

Avant de déployer les différentes méthodes présentées précédemment, il convient de déterminer les principales caractéristiques dynamiques de la structure, qui serviront à l'ensemble des méthodes : les masses, les raideurs et les périodes propres. De plus, il faut évaluer les capacités résistantes des différents éléments (pieux et tirants) en vue de les comparer aux sollicitations sismiques.

4.2.1. MASSES

On évalue la masse totale « vibrante » équivalente de la structure comme la somme des masses élémentaires suivantes :

- la masse de la dalle (volume de la dalle x masse volumique béton armé),
- la masse permanente supplémentaire,
- la masse de la moitié supérieure des pieux, calculée sur la base de la hauteur libre des pieux majorée de la hauteur de sol négligée, qui correspond ici à 4 diamètres de pieux supplémentaires (sol de type sableux autour des pieux),
- la masse d'eau entraînée, évaluée conformément à l'annexe F de l'Eurocode 8-2, comme le produit de la masse volumique de l'eau par le volume de pieu immergé déplacé (volume correspondant à la moitié supérieure des pieux telle que définie ci-dessus minorée de la hauteur « sèche » non-immersée)

Finalement, on a :

$$M_{totale} = M_{dalle} + M_{permanente} + M_{pieux+eau} = 40\ 000 + 1236 + 2\ 943 = 44\ 179t$$

On détermine également la position du centre de masse, barycentre de ces différentes masses élémentaires.

4.2.2. RAIDEURS

La raideur globale du système est définie pour chacune des deux directions horizontales longitudinale X (parallèle au rivage généralement selon la plus grande dimension de la dalle) et transversale Y (perpendiculaire au rivage généralement selon la plus petite dimension de la dalle).

Il faut tout d'abord déterminer la raideur élémentaire de chaque pieu de la structure. Dans l'hypothèse d'une section de béton fissurée (plus représentative d'un comportement réel) et d'un encastrement des pieux en tête (avec la dalle) et en pied (avec le sol), la raideur élémentaire d'un pieu, en supposant qu'il n'y a pas d'adhérence entre le pieu et le tube, est égale à :

$$K_{\text{pieu}} = \frac{12(E_{\text{béton}} \cdot I_{\text{béton}} + E_{\text{acier}} \cdot I_{\text{tube}})}{H^3}$$

Avec :

- $I_{\text{béton}} = 0,4 \cdot \pi \cdot \frac{D^4}{64}$ (D = diamètre section pieu = 0,750 m)
- $I_{\text{tube}} = \frac{\pi \cdot (D_{\text{intérieur}} + 2e \cdot p_{\text{corrodée}})^4}{64}$
- $E_{\text{béton}} = 35\,982 \text{ MPa}$
- $E_{\text{acier}} = 210\,000 \text{ MPa}$

La raideur longitudinale totale K_{long} est égale à la somme des raideurs élémentaires de chaque pieu de la structure. Pour obtenir la raideur transversale totale K_{trans} , il faut également rajouter la raideur des tirants, qui se calcule de la façon suivante :

$$K_{\text{tirant}} = \frac{S_c \cdot E_{\text{acier tirant}}}{L_{\text{tirant}}}$$

Avec :

- $S_c = 0,00490 \text{ m}^2$: section corrodée
- $E_{\text{acier tirant}} = 200\,000 \text{ MPa}$
- $L_{\text{tirant}} = 20 \text{ m}$: longueur des tirants

Finalement :

$$K_{\text{tirant}} = 49,02 \text{ MN/m}$$

$$K_{\text{long}} = 1066,50 \text{ MN/m}$$

$$K_{\text{trans}} = 2537,12 \text{ MN/m}$$

De même que pour le centre de masse, le centre de raideur correspond au barycentre des raideurs élémentaires.

Les données des différentes files de pieux sont regroupées dans le tableau suivant :

N° file	-4	-3	-2	-1	1	2	3	4
Y (m)	-17,50	-12,50	-7,50	-2,50	2,50	7,50	12,50	17,50
H _{libre} (m)	21,00	18,75	16,45	14,15	11,85	9,55	6,35	4,35
H _{calcul} (m)	24,00	21,75	19,45	17,15	14,85	12,55	9,35	7,35
K(MN/m)	0,51	0,68	0,96	1,39	2,15	3,56	8,60	17,70
M _{pieu} (t)	15,40	13,96	12,48	11,01	9,53	8,05	6,00	4,72
M _{eau entraînée} (t)	4,03	3,50	2,97	2,43	1,90	1,36	0,62	0,15

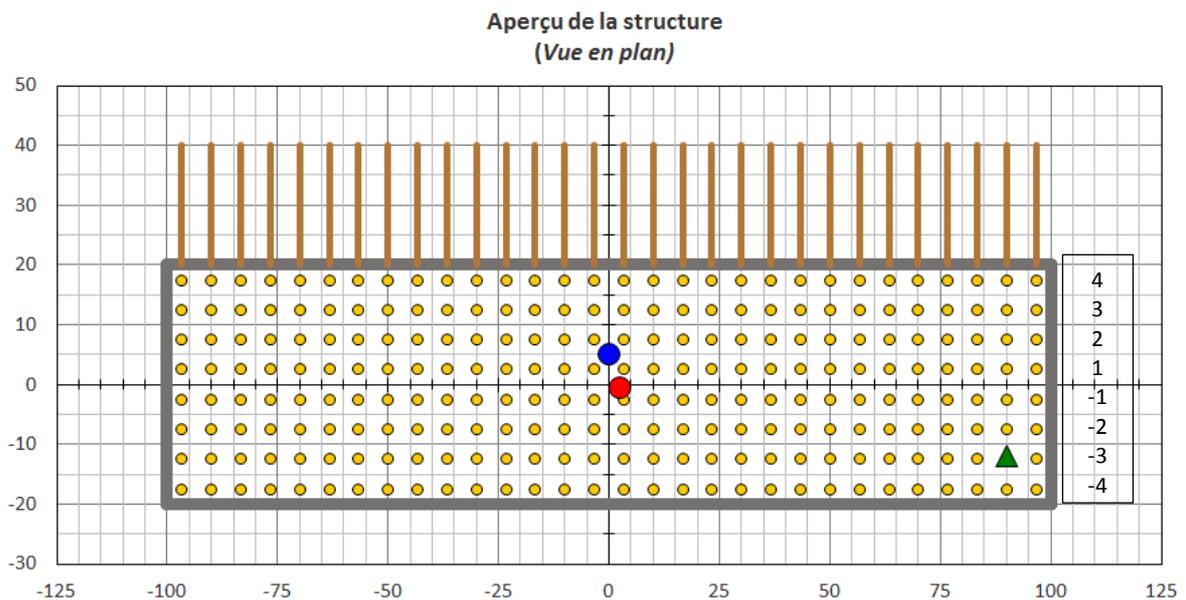


Figure 6 – Position des centres de masse et de rigidité

- ▲ Position de la masse supplémentaire
- Centre de masse
- Centre de rigidité

4.2.3. PÉRIODES PROPRES FONDAMENTALES

Les périodes propres fondamentales (ou 1^{ères} périodes les plus élevées) de vibration selon chacune des directions sont alors exprimées de manière classique à partir du rapport de la masse totale vibrante sur la raideur globale associée à la direction considérée :

- $T_{long} = 2\pi \left(\frac{M}{K_{long}} \right)^{\frac{1}{2}} = 1,28 \text{ s}$
- $T_{trans} = 2\pi \left(\frac{M}{K_{trans}} \right)^{\frac{1}{2}} = 0,83 \text{ s}$

4.2.4. CAPACITÉS RÉSISTANTES DES DIFFÉRENTS ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Pour évaluer la sécurité de l'ouvrage face à la sollicitation sismique, il faut comparer les efforts tranchants et les moments fléchissants calculés en chaque pieu et les efforts de traction dans chaque tirant aux capacités résistantes respectivement en cisaillement, flexion et traction de chaque élément de l'ouvrage [3].

- Le moment résistant des pieux est déterminé en superposant la capacité résistante de la section de béton armé à celle du tubage métallique (hypothèse courante de non adhérence entre le pieu en béton et le tube métallique) :

- Pour un pieu de diamètre 750 mm avec un ferrailage de type 8HA32, on a $M_{Rd_BA} = 1,20 \text{ MN.m}$

- $$M_{Rd_tube} = \frac{\sigma_e \cdot I_{tube}}{\left(\frac{D_{interieur}}{2} + e \cdot p_{corrodee}\right)} = 1,61 \text{ MN.m}$$

D'où :
$$M_{Rd} = M_{Rd_BA} + M_{Rd_tube} = 2,81 \text{ MN.m}$$

- La capacité résistante en cisaillement des pieux est également déterminée par la somme des capacités de la section de béton armé et du tubage métallique :

- $$V_{Rd_BA} = V_c + V_s = \left(0,3 \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot 0,8 \cdot A_c\right) + \left(\frac{\pi}{2} \cdot A_{sw} \cdot f_{yh} \cdot \frac{D}{s}\right) = 0,88 \text{ MN}$$

- $$V_{Rd_tube} = \sigma_{e_tubage} \cdot \left(\frac{\pi}{2} \cdot e \cdot p_{corrodee} \cdot D_{interieur}\right) = 4,24 \text{ MN}$$

D'où :
$$V_{Rd} = V_{Rd_BA} + V_{Rd_tube} = 5,12 \text{ MN}$$

- La résistance en traction des tirants est évaluée à partir de la section corrodée et de la résistance caractéristique de l'acier des tirants :

$$F_{Rd_tirant} = S_c \cdot \sigma_{e_tube} = 1,76 \text{ MN}$$

4.3. ANALYSE SPECTRALE EN FORCE

Le contexte sismique a été décrit dans le paragraphe 1.3. Il va permettre de déterminer le spectre de réponse élastique $S_e(T)$ puis le spectre de calcul réglementaire $S_d(T)$ correspondant à la catégorie d'importance de la structure et au contexte sismique auquel elle est exposée.

Récapitulatif des données			
Zone	Z3 - modérée		$a_{gr} = 1,1$ m/s ²
Catégorie d'importance III : Moyenne	$\gamma_1 = 1,2$		
Sol	Classe D		$a_g = 1,32$ m/s ²
Topo	$\tau = 1,0$		
Coef de comportement q :	1,5	(spectre calcul)	$a_{v,g} = 1,19$ m/s ³
Direction	Horizontale		
Type	2	Métropole	$\eta = 1,00$
$\xi =$	5%		

Le spectre de réponse élastique est déterminé de la manière suivante :

$$0 \leq T \leq T_B \quad : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot S_T \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (2,5 \cdot \eta - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot S_T \cdot 2,5 \cdot \eta$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot S_T \cdot 2,5 \cdot \eta \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot S_T \cdot 2,5 \cdot \eta \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

Avec η le coefficient de correction d'amortissement ξ , tel que $\eta = 1$ pour $\xi = 5\%$ (comportement sismique principalement dicté par le matériau béton armé).

Les valeurs de S , T_B , T_C , T_D à prendre en compte pour l'évaluation des composantes du mouvement sismique, telles que définies par l'Arrêté « ponts », dépendent à la fois de classe de sol et de la zone de sismicité. Elles sont définies dans les tableaux ci-dessous :

Classes de sol	S (zones de sismicité 2 à 4)	S (zones de sismicité 5)
A	1	1
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

Classes de sol	Zones de sismicité 2 à 4			Zones de sismicité 5		
	T_B	T_C	T_D	T_B	T_C	T_D
A	0,03	0,20	2,50	0,15	0,40	2,00
B	0,05	0,25	2,50	0,15	0,50	2,00
C	0,06	0,40	2,00	0,20	0,60	2,00
D	0,10	0,60	1,50	0,20	0,80	2,00
E	0,08	0,45	1,25	0,15	0,50	2,00

Le sol considéré étant de classe D, dans une zone de sismicité 3, les paramètres spectraux ont pour valeur :

τ	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
1,0	1,60	0,10	0,60	1,50

On peut ainsi tout d'abord tracer le spectre de réponse élastique pour un coefficient de comportement $q = 1$:

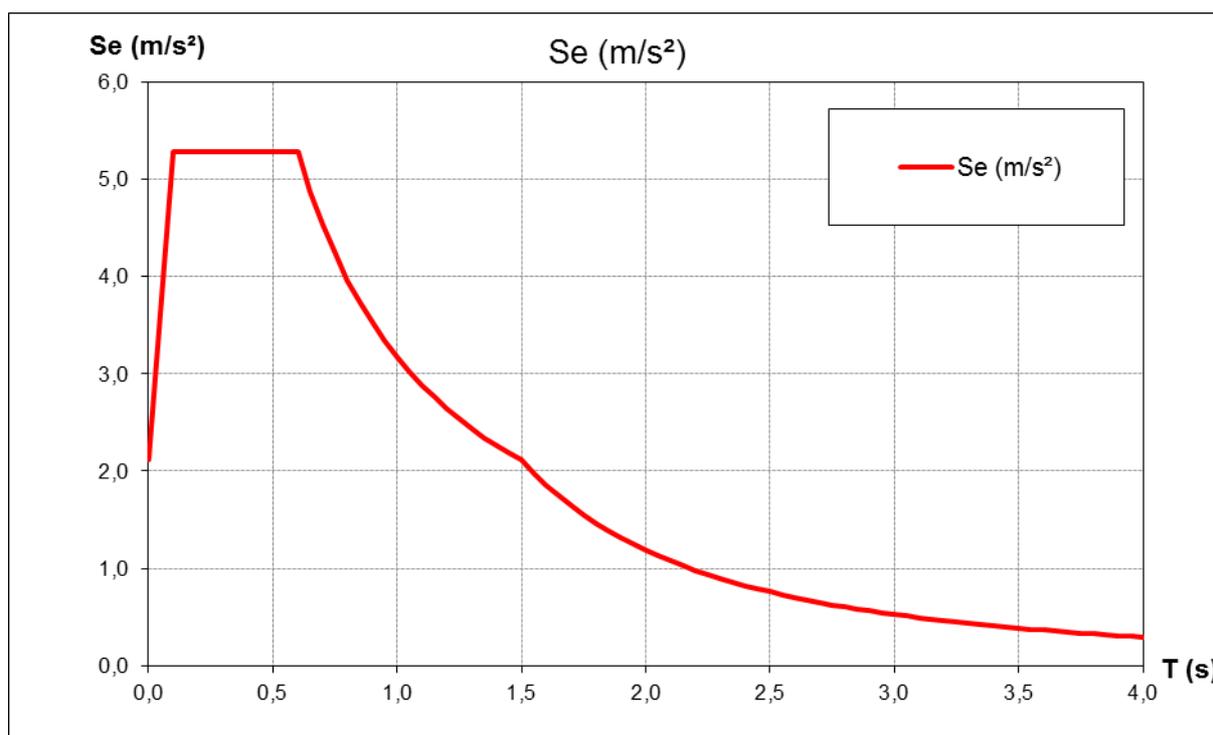


Figure 7 – Spectre de réponse élastique ($q=1$)

Pour définir le coefficient de comportement applicable à l'ouvrage, il faudra vérifier un critère de régularité structurale vis-à-vis du niveau de ductilité appelée dans les différents pieux participant à la reprise des efforts sismiques. En effet et comme indiqué précédemment, l'application de cette méthode du coefficient de comportement implique que la formation des différentes rotules plastiques ait lieu presque simultanément et de manière homogène, de sorte que la réduction des

efforts sollicitant à l'aide d'un coefficient de comportement global ait réellement un sens. Il faudra donc vérifier ce critère dans les 2 directions d'études.

Les effets cinématiques (déformation imposée par le sol) ne sont ici pas regardés car leur problématique est assez différente et spécifique puisque liée à la question de la stabilité de pente. De plus elle n'est pas couverte par les méthodes d'analyse étudiées ici de dynamique des structures.

4.3.1. ETUDE LONGITUDINALE

Comme vu précédemment, les périodes propres fondamentales dans les directions longitudinale et transversale ont été déterminées en considérant la structure comme un oscillateur à un degré de liberté, de masse M et de raideurs respectives K_{long} et K_{trans} .

$$\text{Ainsi } S_e(T_{long}) = S_e(1,28) = 2,48 \text{ m/s}^2$$

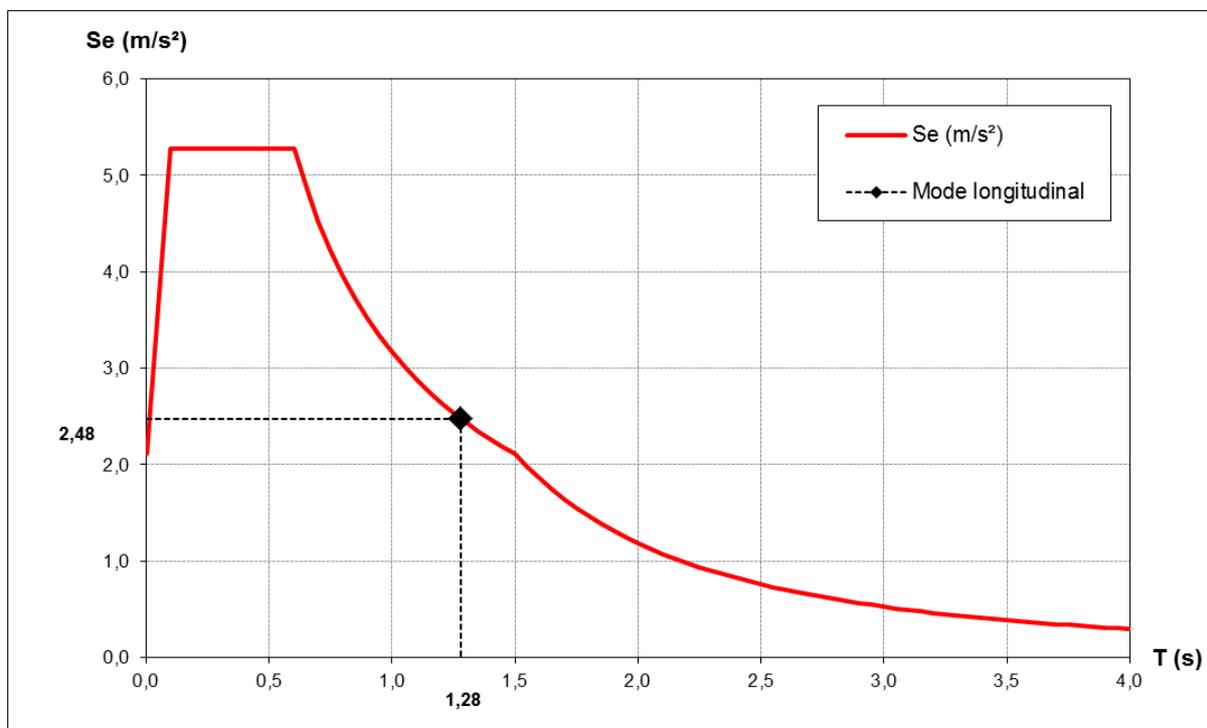


Figure 8 – Accélération de calcul – analyse longitudinale (q=1)

Une fois l'accélération de calcul déterminée pour le mode longitudinal, on obtient l'effort longitudinal équivalent en multipliant l'accélération de calcul par la masse totale vibrante déterminée précédemment :

$$F_{long\ total} = S_e \cdot M_{totale} = 109,42 \text{ MN}$$

L'effort tranchant dans les pieux et l'effort de traction dans les tirants est déterminé en répartissant cet effort total au prorata des raideurs élémentaires des chaque élément (pieu ou tirant) de telle sorte :

$$V_i = F_{tot} \cdot \frac{K_i}{K_{tot}}$$

Enfin on peut déterminer le moment fléchissant dans chaque pieu (supposé parfaitement encastré dans la dalle) :

$$M_i = V_i \cdot \frac{H_i}{2}$$

On évalue ensuite les coefficients de réduction de force locale r_i dans chaque pieu en calculant le rapport entre les sollicitations élastiques M_{Ed} calculées sur les moments résistants M_{Rd} , puis on détermine le coefficient de comportement global q en pondérant les coefficients de réduction locaux par l'effort horizontal sollicitant dans chaque pieu.

Les résultats obtenus sont les suivants :

q = 1	-4	-3	-2	-1	1	2	3	4
Med (MN.m)	0,63	0,76	0,95	1,23	1,64	2,29	4,13	6,68
Med/Mrd	0,223	0,271	0,339	0,436	0,582	0,815	1,468	2,376
Ved (MN)	0,05	0,07	0,10	0,14	0,22	0,36	0,88	1,82
Ved/Vtot (%)	1,43	1,92	2,69	3,92	6,04	10,00	24,2	49,8

La numérotation de -4 à 4 correspond aux différentes files de pieux. Les valeurs calculées correspondent aux efforts dans chacun des pieux des différentes files.

Le calcul du coefficient de comportement global q s'effectue en pondérant les coefficients de réduction r_i locaux par l'effort horizontal sollicitant de chaque pieu. On peut considérer dans cette analyse que les appuis dont la contribution à la reprise de l'effort sismique total est inférieure à 10% peuvent être écartés de l'analyse, ce qui conduit ici à retenir uniquement les pieux des files n°3 et n°4 (contributions respectivement égales à 24,2% et 49,8% de l'effort sismique total) pour le calcul de q .

$$q = \frac{r_3 * V_3 + r_4 * V_4}{V_3 + V_4} = 2,08$$

On peut ensuite vérifier le critère de régularité de l'ouvrage vis-à-vis de l'appel en ductilité. L'annexe nationale de l'Eurocode 8-2 décrit ce critère de la manière suivante :

$$\rho = \frac{r_{max}}{r_{min}} \leq \rho_0 = 1,5$$

Or ici on a $\rho = \frac{2,38}{1,47} = 1,61 > 1,5$

Le critère de régularité est légèrement dépassé. La structure a donc un comportement ductile irrégulier dans la direction longitudinale. Il convient donc de réduire la valeur du coefficient de comportement, comme le préconise l'annexe nationale de l'Eurocode 8-2, en définissant :

$$q_r = q \cdot \frac{\rho_0}{\rho}$$

Finalement, le coefficient de comportement global retenu vaut $q = 1,93$. On peut alors réitérer le calcul du spectre en intégrant la division par le coefficient de comportement, afin d'obtenir les principaux efforts internes dans la structure pour une telle sollicitation.

Le spectre $S_d(T)$ se calcule de la façon suivante :

$$0 \leq T \leq T_B \quad : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot S_T \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot S_T \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot S_T \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad : \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot S_T \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g$$

Avec β : coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul horizontal ($\beta = 0,2$).

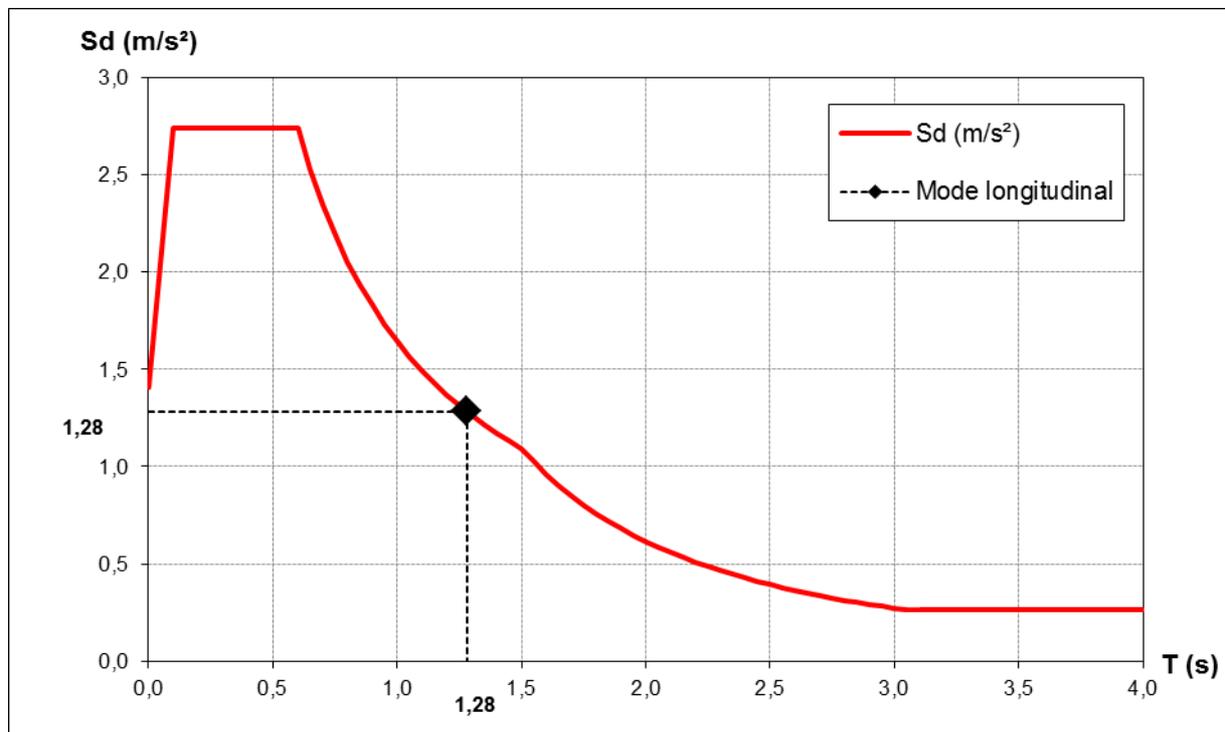


Figure 9 – Accélération de calcul – analyse longitudinale ($q = 1,93$)

$$S_d(T_{long}) = S_d(1,28) = 1,28 \text{ m/s}^2$$

$$F_{long\ total} = S_d \cdot M_{totale} = 56,70 \text{ MN}$$

q = 1,93	-4	-3	-2	-1	1	2	3	4
Med (MN.m)	0,32	0,40	0,49	0,64	0,85	1,19	2,14	3,46
Ved (MN)	0,03	0,04	0,05	0,07	0,11	0,19	0,46	0,94

Le déplacement de la structure se calcule en multipliant le déplacement obtenu par le spectre pré-divisé par q ($d = \frac{F}{K}$) par le niveau de ductilité appelée.

On a :

- $\mu_d = q = 1,93$ (car $T_{long} = 1,28 \text{ s} \geq T_0 = 1,25T_c = 0,75 \text{ s} \rightarrow$ hypothèse d'iso-déplacement)
- $\frac{F}{K} = \frac{56,7}{1066} = 0,053 \text{ m}$

D'où finalement $d_{long} = 0,103 \text{ m}$.

4.3.2. ETUDE TRANSVERSALE

Dans la direction transversale, le phénomène de poussée des terres contribue à la poussée totale. La méthode de Mononobe-Okabé permet de prendre en compte les forces de poussée du remblai sous la forme d'un chargement pseudo-statique [11].

Le modèle se présente de la façon suivante :

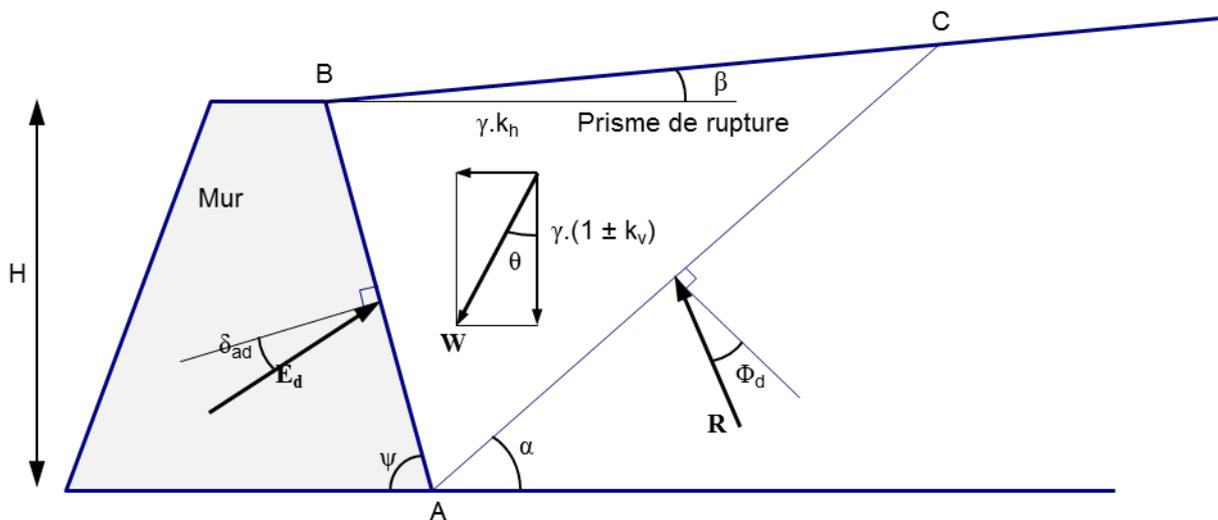


Figure 10 – Méthode de Mononobé-Okabé

La hauteur du mur H est égale à 4 m, l'angle β est nul, et l'angle ψ est égal à 90° .

Pour un mètre linéaire de mur, la poussée dynamique globale E_d vaut :

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K \cdot H^2$$

Avec :

γ^* le poids volumique du sol

k_v le coefficient sismique vertical

K le coefficient de poussée active des terres

On utilise la même approche pour un séisme de direction transversale à l'axe de la structure (raideur dans le sens « vers la mer » défini sur la base de la rigidité des tirants en traction).

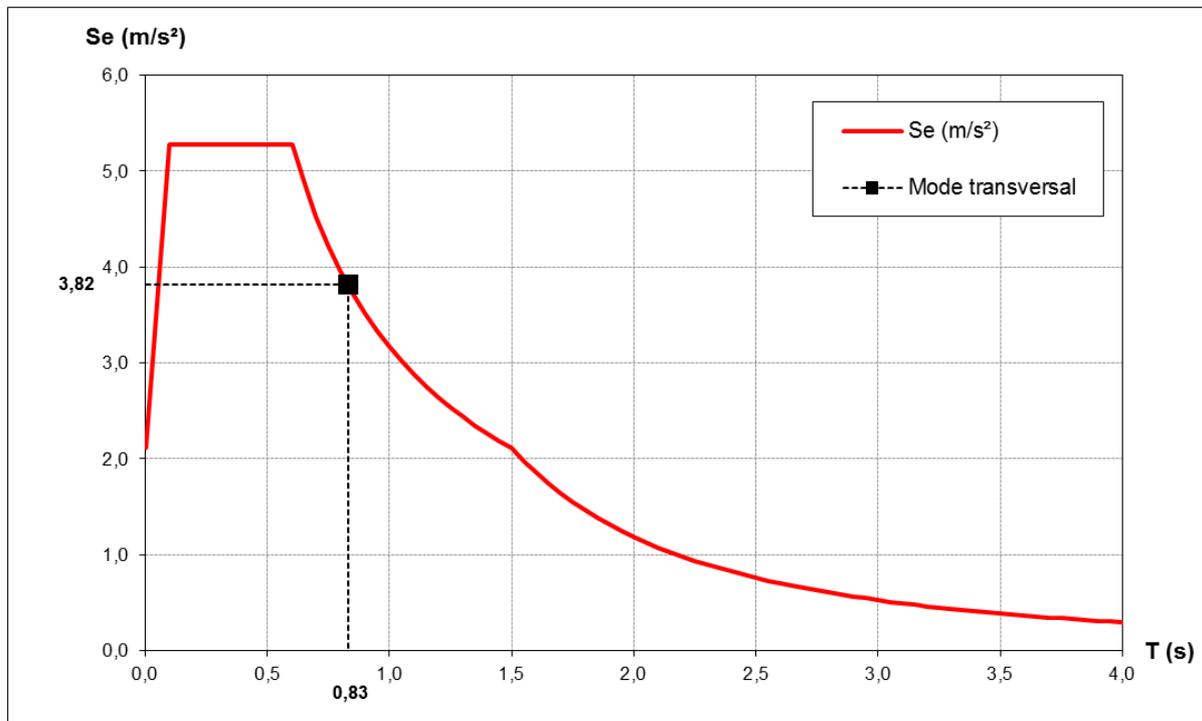


Figure 11 – Spectre de calcul élastique – analyse transversale (q=1)

$$S_e(T_{trans}) = S_e(0,83) = 3,82 \text{ m/s}^2$$

$$F_{trans\ total} = S_e \cdot M_{totale} = 168,79 \text{ MN}$$

On détermine les efforts dans les différentes files de pieux mais également dans les tirants :

$q = 1$	-4	-3	-2	-1	1	2	3	4	Tirants
Med (MN.m)	0,41	0,49	0,62	0,79	1,06	1,48	2,67	4,33	/
Med/Mrd	0,144	0,176	0,220	0,283	0,377	0,528	0,952	1,540	1,852
Ved (MN)	0,03	0,05	0,06	0,09	0,14	0,24	0,57	1,18	3,26
Ved/Vtot (%)	0,60	0,81	1,13	1,65	2,54	4,21	10,2	20,9	58,0

La valeur 1,852 dans la colonne Tirants correspond au rapport $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$.

Ici ce sont les pieux de la file de pieux n°4 et les tirants qui contribuent à plus de 10% à la reprise de l'effort sismique total. On a donc un coefficient de comportement global égal à :

$$q = \frac{r_4 * V_4 + r_{tirants} * V_{tirants}}{V_4 + V_{tirants}} = 1,77$$

Vérifions le critère de régularité :

$$\rho = \frac{1,852}{1,540} = 1,20 < 1,5$$

Ainsi dans la direction transversale le critère de régularité est respecté, et on a bien un coefficient de comportement global de $q = 1,77$.

On recalcule ensuite le spectre d'accélération avec ce coefficient de réduction :

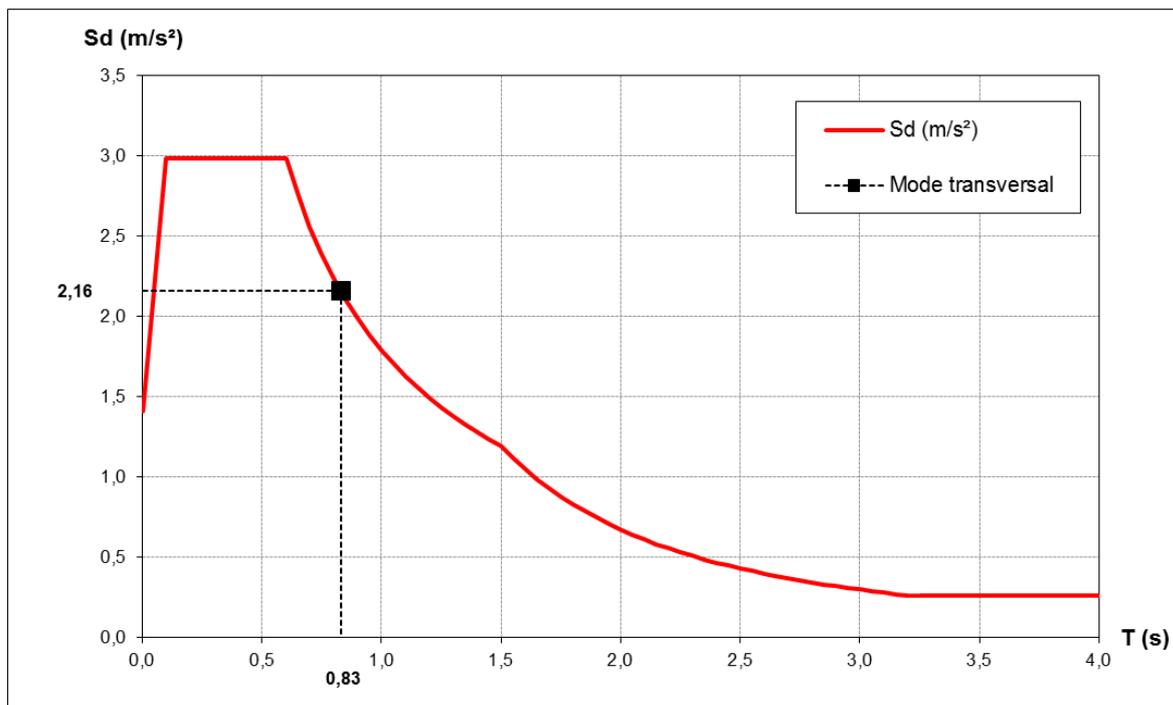


Figure 12 – Spectre de réponse – analyse transversale (q=1,77)

Les valeurs correspondantes sont les suivantes :

$$S_d(T_{trans}) = 2,16 \text{ m/s}^2$$

$$F_{trans \text{ total}} = S_d \cdot M_{totale} = 95,36 \text{ MN}$$

q = 1,77	-4	-3	-2	-1	1	2	3	4	Tirants
Med (MN.m)	0,23	0,28	0,35	0,45	0,60	0,84	1,51	2,45	/
Ved (MN)	0,02	0,03	0,04	0,05	0,08	0,13	0,32	0,67	1,84

De plus $T_{trans} = 0,83 \text{ s} > T_0 = 1,25 \cdot T_C = 0,75 \text{ s}$

Donc $\mu_d = q = 1,77$ (iso-déplacement)

Et $d_{trans} = \frac{F}{K} \cdot \mu_d = \frac{95,36}{2537} * 1,77 = 0,067 \text{ m}$.

4.3.3. INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

On note tout d'abord que dans les 2 cas, les efforts se trouvent très localisés (dans les pieux des files de pieux n°4 et 3 et le cas échéant dans les tirants), tandis que les autres pieux se trouvent être beaucoup moins sollicités. Dès lors la pertinence de la méthode de réduction globale des efforts par un coefficient général peut être questionnée.

Les niveaux de sollicitation atteints dans les pieux de la file n°4 (analyse longitudinale) et dans les tirants (analyse transversale) ne sont pas cohérents avec la valeur des paliers plastiques des sections correspondantes, étant supérieurs à ceux-ci. Cette incohérence provient directement du principe de la méthode, qui consiste à appliquer globalement un même coefficient réducteur d'effort à tous les éléments structuraux alors que les niveaux de ductilité atteints dans ces différents éléments sont censés être différents de par leurs géométries particulières.

On remarque de plus que la structure bénéficie particulièrement des tirants sous séisme transversal, qui reprennent plus de la moitié des efforts horizontaux.

4.4.1. ETUDE LONGITUDINALE

○ Déplacement ultime des files de pieux n°4 et n°3

Avant de commencer l'analyse, il faut décider de l'état limite envisagé pour la structure. On considèrera que la rupture de la première file de pieux (n°4) sera tolérable : il serait alors toujours possible de relier (au moins temporairement) la dalle au remblai par des passerelles ou caillebotis provisoires. Ainsi c'est à partir de la rupture de la seconde file de pieux (n°3) que la structure sera considérée comme trop endommagée pour être utilisable (état-limite de ruine).

Il faut donc tracer pour les pieux de la file n°4 et les pieux de la file n°3 la courbe force-déplacement sous séisme longitudinal. Celle-ci intègre la formation de 2 rotules plastiques, en pied et en tête de pieu, celui-ci étant parfaitement encastré dans la dalle. Ces rotules plastiques apparaissent généralement l'une après l'autre, mais dans le cas où les sections en pied et en tête de pieu sont identiques (même ferrailage) et si le poids propre du pieu est négligeable par rapport à la descente de charge provenant de la dalle, alors la formation des rotules en pied et en tête est quasi-simultanée¹. C'est l'hypothèse qui sera retenue ici, le rapport entre la descente de charge et le poids propre des piles variant entre 11 et 35 selon la file de pile.

La courbe Force-déplacement se présente alors de la manière suivante :

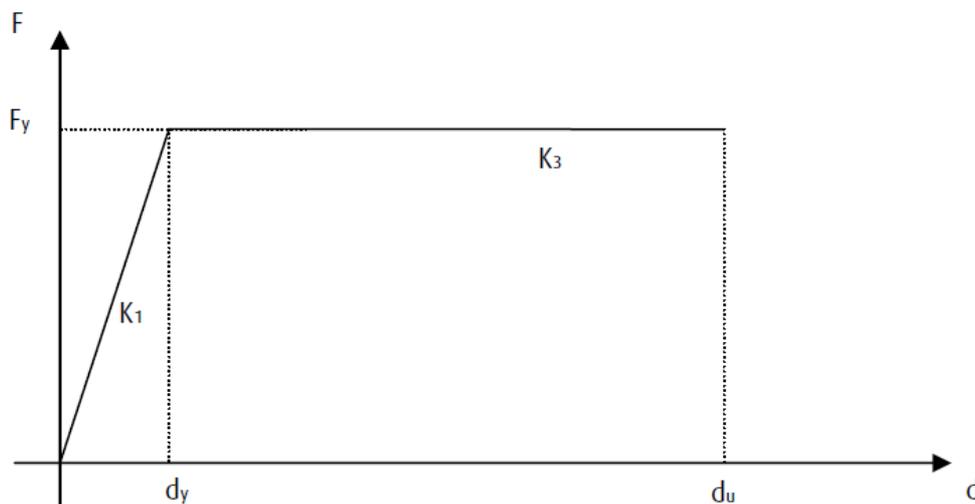


Figure 13 – Courbe force-déplacement d'une pile fonctionnant en flexion double (formation de rotules simultanée)

Avec :

- $F_y = \frac{2M_{Rd}}{H}$
- $d_y = \frac{F_y}{K_1} = \phi_y \cdot \frac{H^2}{6}$
- $d_u = d_y + 2 \cdot \left[(\phi_u - \phi_y) \cdot L_p \cdot \left(\frac{H}{2} - 0,5L_p \right) \right] \cdot \lambda(\alpha_s)$

¹ Ponts en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8

- L_p correspond à la longueur de rotule plastique. Elle est définie de manière empirique dans l'Eurocode 8-2 par la formule suivante :

$$L_p = 0,10L + 0,015f_{yk} \cdot d_{bL}$$

Où :

- L est la distance entre la section de rotule plastique et la section de moment nul (prise ici au milieu du pieu), sous l'effet de l'action sismique
 - f_{yk} est la limite de contrainte élastique des armatures longitudinales
 - d_{bL} est le diamètre des armatures longitudinales
- ϕ_u correspond à la courbure ultime de la section. On l'évaluera de manière approximative par la formule : $\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}}{d}$, avec $\varepsilon_{cu} = 12\text{‰}$ et $\varepsilon_{su} = 30\text{‰}$ (limites rupture matériaux béton confiné et acier tubage)
 - ϕ_y à la courbure de plastification des aciers tendus, telle que : $\phi_y = \frac{M_{Rd}}{EI}$
 - $\lambda(\alpha_s) = 1$ si le rapport de portée d'effort tranchant $\alpha_s = \frac{L}{d} \geq 3$

Ainsi pour un pieu de la file n°4 :

$$L = \frac{H_{calcul}}{2} = \frac{7,35}{2} = 3,675 \text{ m}$$

$$L_p = 0,3675 + 0,015 * 0,032 * 360 = 0,5403 \text{ m}$$

$$F_y = \frac{2M_{Rd}}{H} = \frac{2 * 2,81}{7,35} = 0,7646 \text{ MN}$$

$$\phi_y = \frac{M_{Rd}}{EI} = \frac{M_{Rd}}{(E_{béton} \cdot I_{béton} + E_{acier} \cdot I_{acier})} = \frac{2,81}{(35982 * 0,00621 + 210000 * 0,00172)} = 0,0048$$

$$d_y = \phi_y \cdot \frac{H^2}{6} = 0,043 \text{ m}$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}}{d} = \frac{0,012 + 0,030}{0,750} = 0,056$$

$$\alpha_s = \frac{L}{d} = \frac{3,675}{0,74} = 4,97 \geq 3 \text{ d'où } \lambda(\alpha_s) = 1$$

Ainsi :

$$d_u = d_y + 2 \cdot \left[(\phi_u - \phi_y) \cdot L_p \cdot \left(\frac{H}{2} - 0,5L_p \right) \right] \cdot \lambda(\alpha_s)$$

$$= 0,043 + 2 * \left[(0,056 - 0,0048) * 0,5403 * \left(\frac{7,35}{2} - 0,5 * 0,5403 \right) \right]$$

$$= 0,231 \text{ m}$$

Le déplacement ultime d_u peut également être déterminé de deux autres façons : en multipliant le déplacement d_y par la valeur maximale réglementaire du coefficient de comportement q , ou en évaluant la rotation maximale à la corde à 2%².

Ainsi, si on nomme d_{u1} la valeur d_u calculée précédemment, on aurait :

$$d_u = \min(d_{u1} ; d_{u2} = q \cdot d_y ; d_{u3} = 0,02 \cdot H_{calcul})$$

Pour la file de pieux n°4 :

$$d_{u2} = 3,5 * 0,043 = 0,151 \text{ m}$$

$$d_{u3} = 0,02 * 7,35 = 0,147 \text{ m}$$

On a alors : $d_u = d_{u3} = 0,147 \text{ m}$

Finalement on peut tracer la courbe force-déplacement pour un pieu de la file de pieux n°4 :

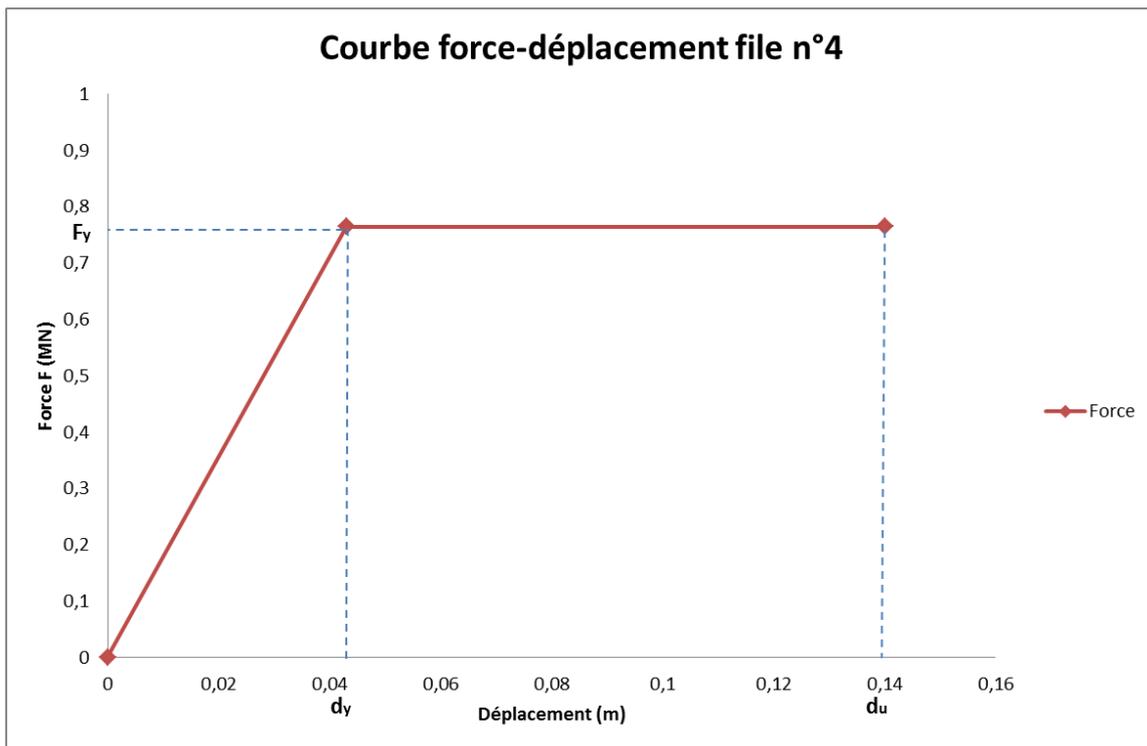


Figure 14 – Courbe force déplacement file de pieux n°4

On procède de la même manière pour un pieu de la file de pieux n°3. Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant (en m) :

² Ponts en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l’Eurocode 8

H	L _p	d _y	d _{u1}	d _{u2}	d _{u3}
9,35	0,6403	0,070	0,495	0,245	0,187

Dans ce cas, on a $d_u = d_{u3} = 0,187 \text{ m}$

D'où la courbe force-déplacement suivante pour un pieu de la file de pieux n°3 :

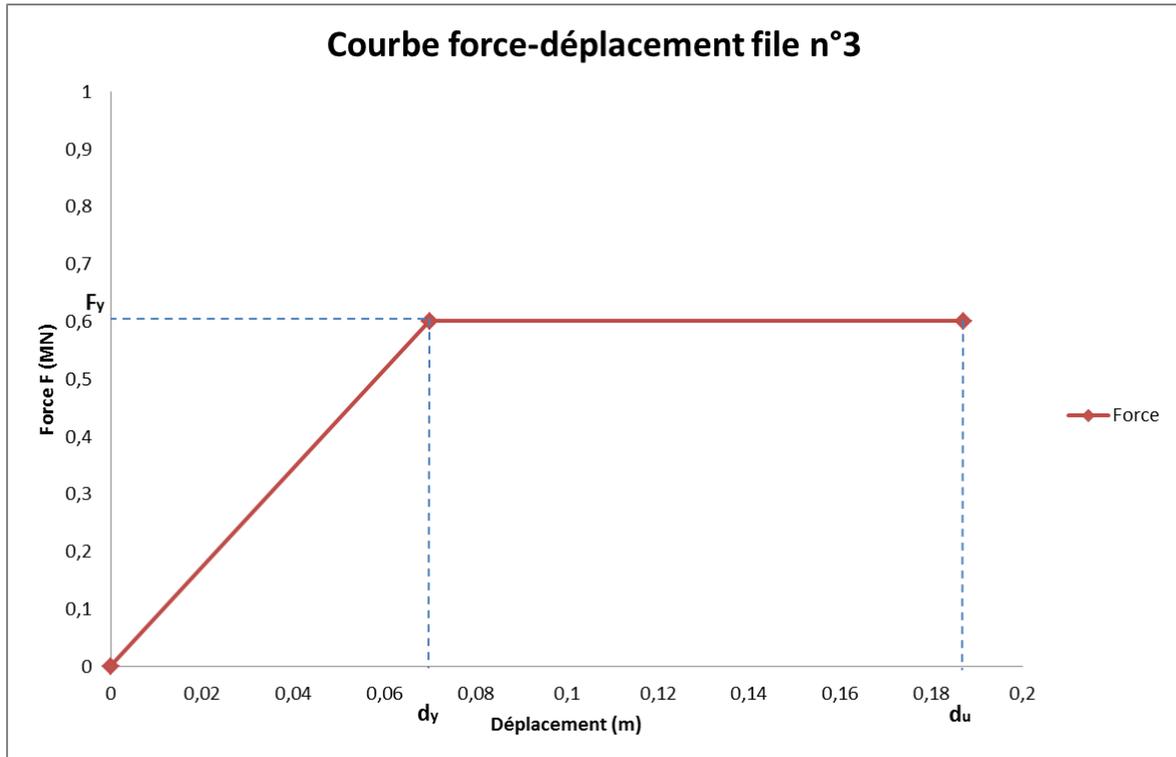


Figure 15 – Courbe force-déplacement file de pieux n°3

○ Courbe force-déplacement de la structure

• 1^{ère} itération

On peut ensuite commencer les itérations sur la force longitudinale F_{long} jusqu'à l'apparition des premières rotules plastiques. La force longitudinale s'applique au centre de masse de la structure.

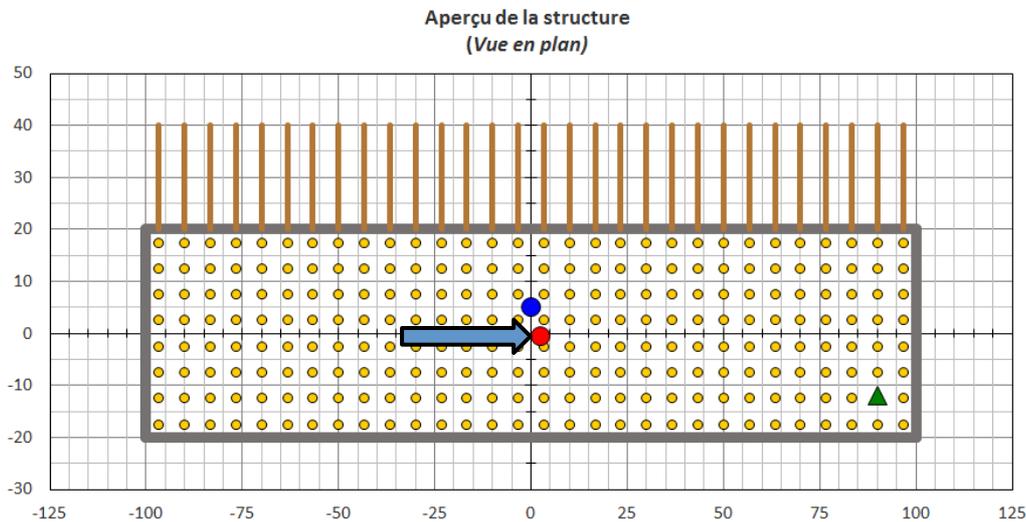


Figure 16 – Force longitudinale

On augmente celle-ci jusqu'à ce que le moment maximal dans les pieux de la file de pieux n°4 atteigne le moment résistant calculé précédemment. Ainsi, pour une force $F_1 = 46,05 \text{ MN}$, les moments dans les différentes files de pieux atteignent les valeurs suivantes :

F1 = 46,05 MN								
File de pieux n°	-4	-3	-2	-1	1	2	3	4
Moment (MN.m)	0,26	0,32	0,40	0,52	0,69	0,96	1,74	2,81
delta M (MN.m)	2,55	2,49	2,41	2,29	2,12	1,85	1,07	0

Le rapport entre l'effort tranchant dans les pieux et la résistance à cet effort étant significativement inférieur au rapport entre le moment fléchissant et à la résistance à la flexion dans les différentes files de pieux, on se concentrera uniquement sur l'étude des moments dans les pieux.

Au niveau de la file de pieux n°4, 2 rotules plastiques se forment simultanément en pied et en tête de chaque pieu. La figure 15 permet de visualiser les pieux concernés (en rouge).

Cela a pour conséquence de modifier la raideur de ces pieux, qui passe de $K=17,70 \text{ MN/m}$ à 0 vis-à-vis de l'incrément d'effort suivant. La raideur totale K_{long} de la structure s'en trouve donc réduite, et on a :

$$K_{long} : 1066 \rightarrow 535 \text{ MN/m}$$

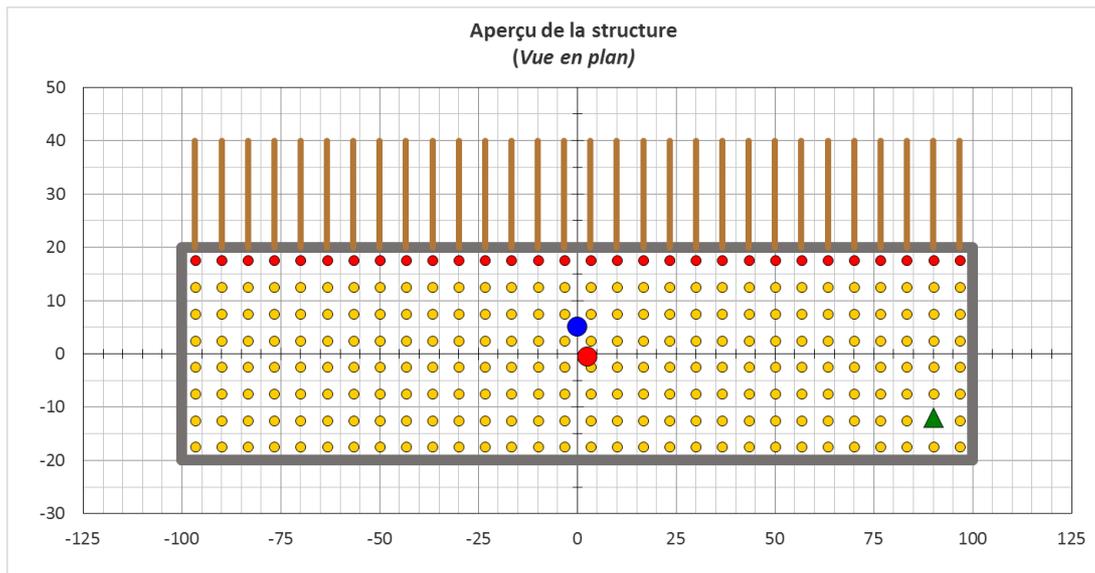


Figure 17 - Etat de la structure après la 1ère itération

La ligne delta M indique la « réserve » en moment des pieux de chacune des autres files de pieux. Il s'agit du moment restant avant l'apparition de rotules plastiques dans ces pieux. Concrètement, c'est la différence entre le moment résistant ($M_{Rd} = 2,81 \text{ MN.m}$) et le moment correspondant à la force appliquée à l'étape précédente.

Le déplacement correspondant de la structure est obtenu en divisant la force appliquée par la raideur de la structure (avant plastification) :

$$d = \frac{F_{long}}{K_{long}} = \frac{46,05}{1066} = 0,043 \text{ m}$$

On peut remarquer que cette distance correspond bien à la valeur d_y obtenue précédemment pour la file de pieux n°4.

- 2^{ème} itération

On recommence ensuite le même processus avec la situation actuelle (valeur de K_{long} actualisée). En partant de zéro, on augmente la force longitudinale F_{long} jusqu'à ce que le moment dans une des files des pieux atteigne le delta M calculé lors de la première itération. Cette force F2 correspond plus précisément à un ΔF , puisqu'elle sera rajoutée à la première force F1 pour obtenir la force F_{tot} correspondante. De la même façon, on calculera le déplacement Δd correspondant à cette force, qui sera ajouté au déplacement d de la première itération pour obtenir le déplacement total d_{tot} .

F2 = 14,18 MN								
File de pieux n°	-4	-3	-2	-1	1	2	3	4
Moment (MN.m)	0,16	0,20	0,25	0,32	0,42	0,59	1,07	0
delta M (MN.m)	2,39	2,29	2,16	1,97	1,70	1,26	0	0

Pour une force $F_2 = 14,18 \text{ MN}$, le moment dans les pieux de la file de pieux n°3 atteint $1,07 \text{ MN.m}$, ce qui correspond au delta M de la première itération. Il y a alors apparition de 2 rotules plastiques dans chaque pieu de la file.

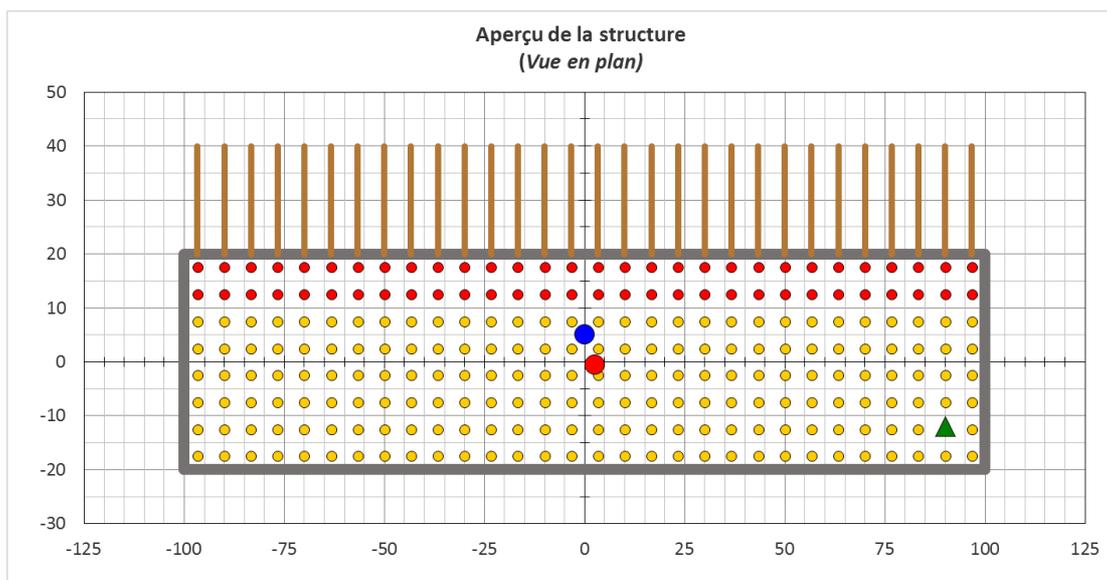


Figure 18 – Etat de la structure après la 2^{ème} itération

$$\Delta d = \frac{F_2}{K_{long}} = \frac{14,18}{535} = 0,026 \text{ m}$$

$$K_{long} : 535 \rightarrow 277 \text{ MN/m}$$

$$F_{tot} = F_1 + F_2 = 60,23 \text{ MN}$$

$$d_{tot} = 0,043 + 0,026 = 0,069 \text{ m}$$

On peut alors commencer à tracer la courbe force-déplacement de la structure :

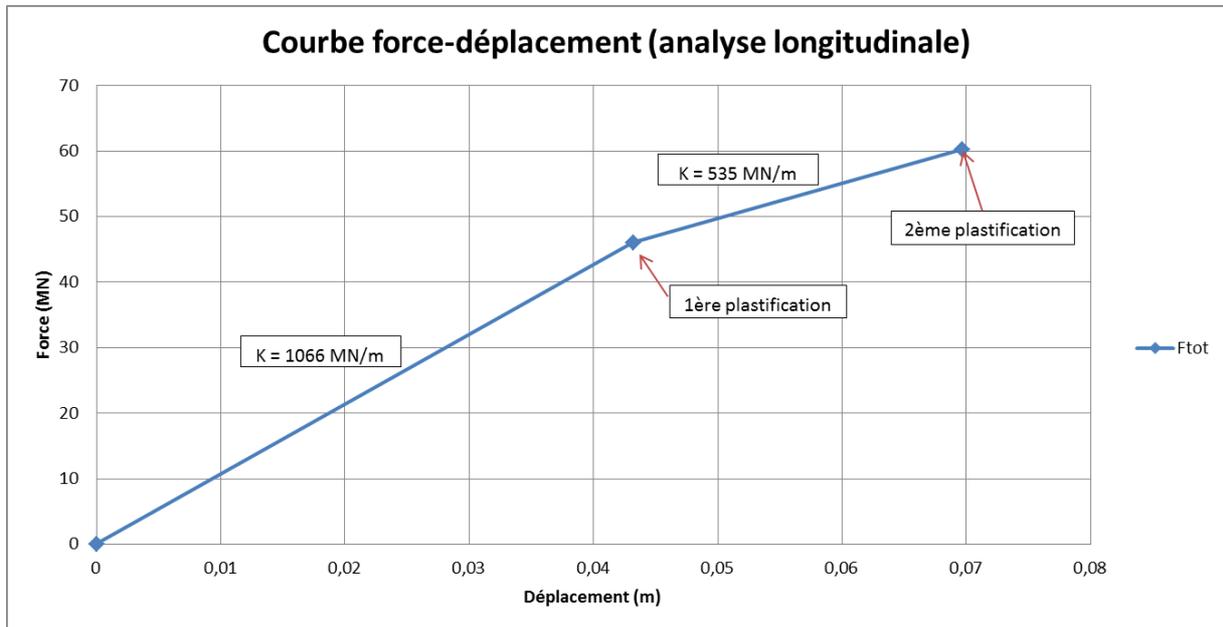


Figure 19 - Courbe force-déplacement longitudinale (2^{ème} itération)

On observe bien un changement de pente au moment de la première itération, correspondant à la plastification de la file de pieux n°4.

- 3^{ème} itération

Le processus se poursuit de la même manière que pour la deuxième itération. Les rotules plastiques apparaissent dans les pieux de la file de pieux n°2 pour une force $F_3 = 15,60$ MN.

F3 = 15,60 MN								
File de pieux n°	-4	-3	-2	-1	1	2	3	4
Moment (MN.m)	0,34	0,42	0,52	0,67	0,90	1,26	0	0
delta M (MN.m)	2,05	1,87	1,64	1,30	0,80	0	0	0

$$\Delta d = \frac{F_3}{K_{long}} = \frac{15,60}{277} = 0,056 \text{ m}$$

$$K_{long} : 277 \rightarrow 171 \text{ MN/m}$$

$$F_{tot} = F_1 + F_2 + F_3 = 75,83 \text{ MN}$$

$$d_{tot} = 0,126 \text{ m}$$

On poursuit alors le tracé de la courbe force-déplacement :

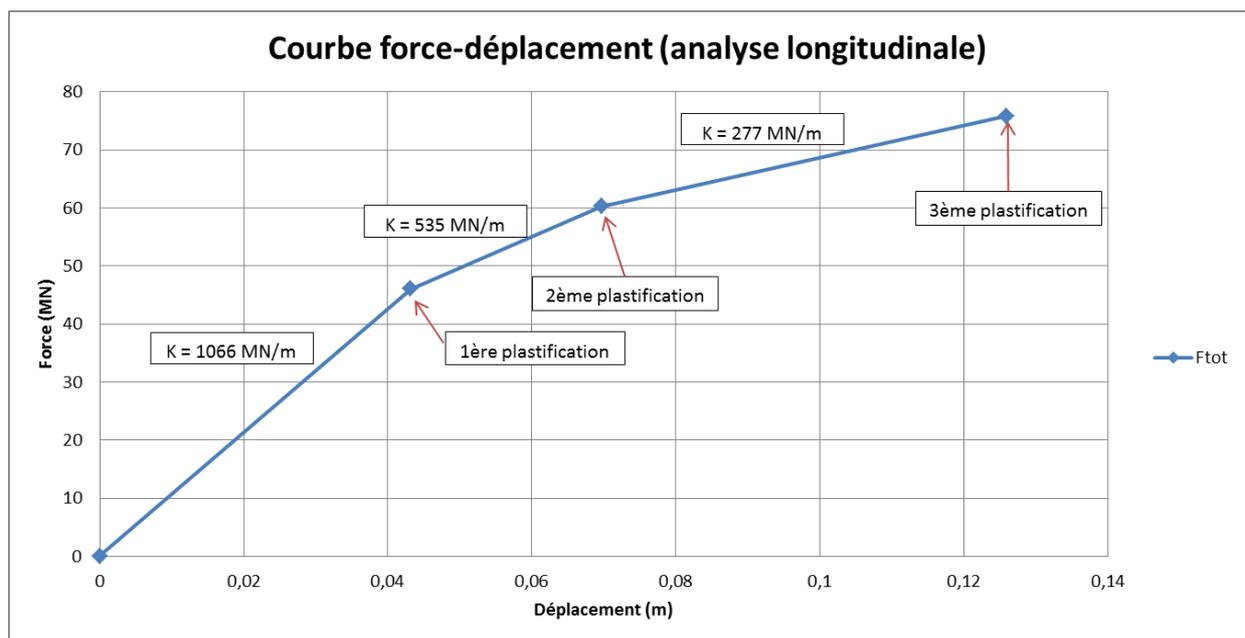


Figure 20 – Courbe force-déplacement longitudinale (3^{ème} itération)

On constate une nouvelle diminution de la pente, correspondant à la diminution de la raideur de la structure due à la plastification des pieux de la file n°3.

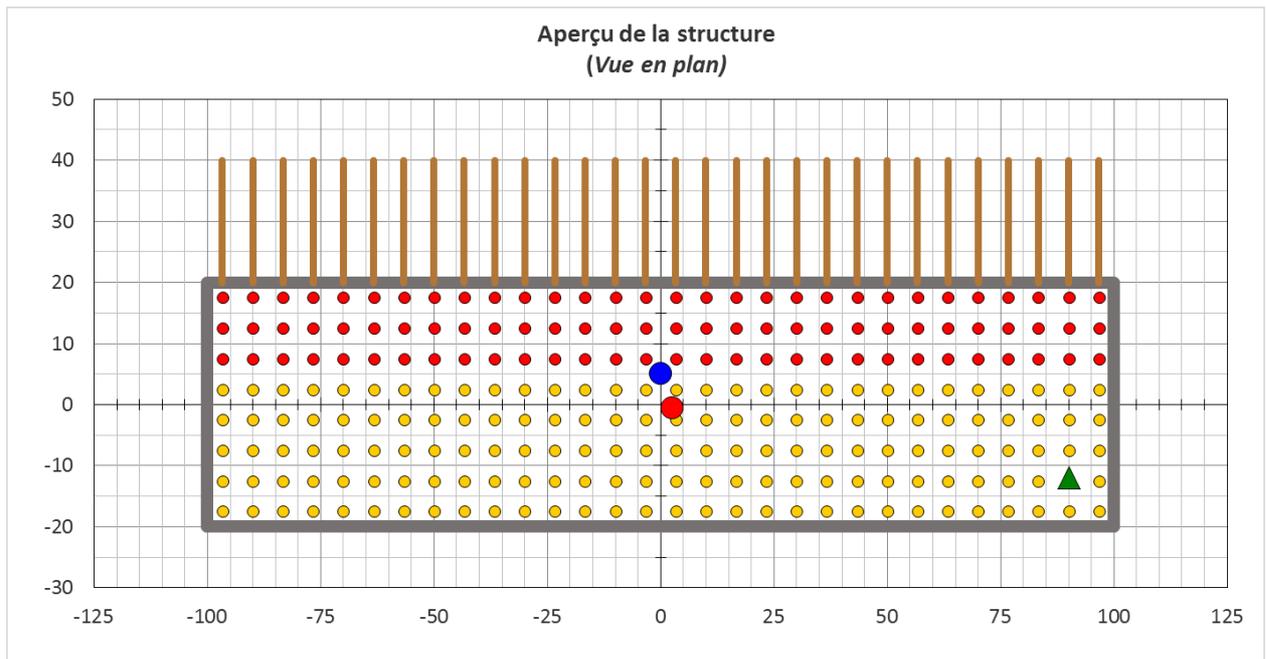


Figure 21 – Etat de la structure après la 3^{ème} itération

Les trois files de pieux plastifiées à l'issue de la 3^{ème} itération sont modélisées en rouge.

- 4^{ème} itération

Entre l'apparition des rotules sur la file de pieux n°2 et sur la file de pieux n°1, le déplacement total atteint la valeur $d_u = 0,14$ m calculée pour la file de pieux n°4. Lorsque cette valeur est atteinte, il y a rupture de la file de pieux n°4. Cela implique une chute de l'effort total F_{tot} , qui correspond à l'énergie dissipée lors de la rupture de tous les pieux de la file n°4. Ainsi pour un déplacement constant $d = 0,14$ m, la valeur de l'effort F_{tot} va diminuer d'une valeur égale à la force F_y calculée pour un pieu de la file n°4 multipliée par le nombre de pieux de la file.

$$F_y * 30 = 22,94 \text{ MN}$$

Après la rupture de la file de pieux n°4, le déplacement reprend avec la même pente que celle d'avant la rupture, puisque la valeur de la raideur totale n'a pas changé (puisque ces pieux étaient déjà plastifiés). On poursuit alors jusqu'à atteindre la plastification des pieux de la file n°1. A la fin de la 4^{ème} itération, la situation est donc la suivante :

F4 = 8,52 MN								
File de pieux n°	-4	-3	-2	-1	1	2	3	4
Moment (MN.m)	0,30	0,37	0,46	0,60	0,80	0	0	/
delta M (MN.m)	1,75	1,50	1,18	0,70	0	0	0	/

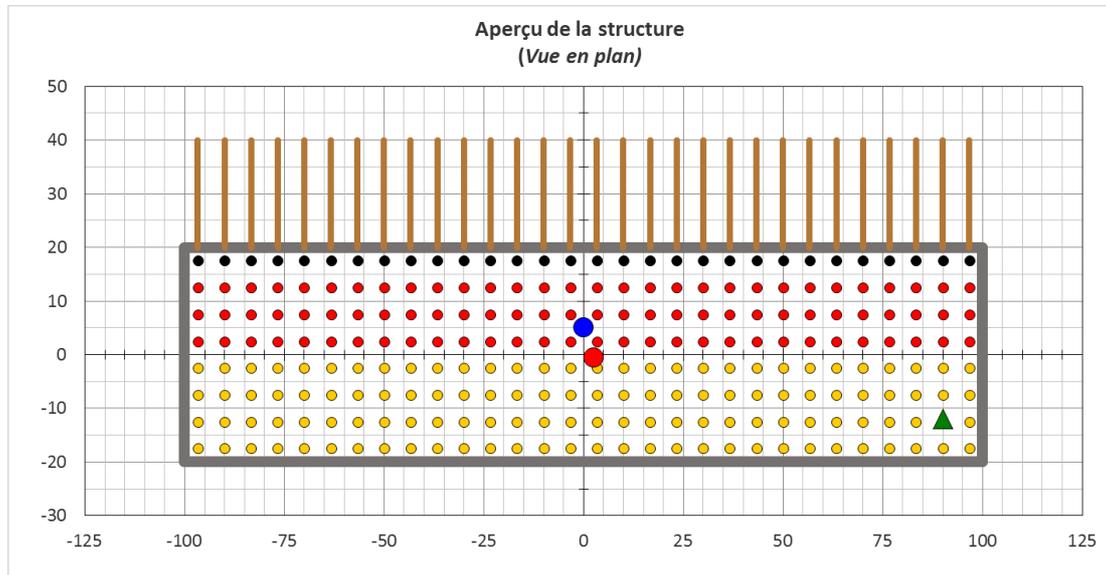


Figure 22 – Etat de la structure après la 4^{ème} itération

La file de pieux n°4 (en noir) est rompue, et les files n°1, n°2 et n°3 (en rouge) sont plastifiées.

La courbe force-déplacement de la structure se présente alors de la manière suivante :

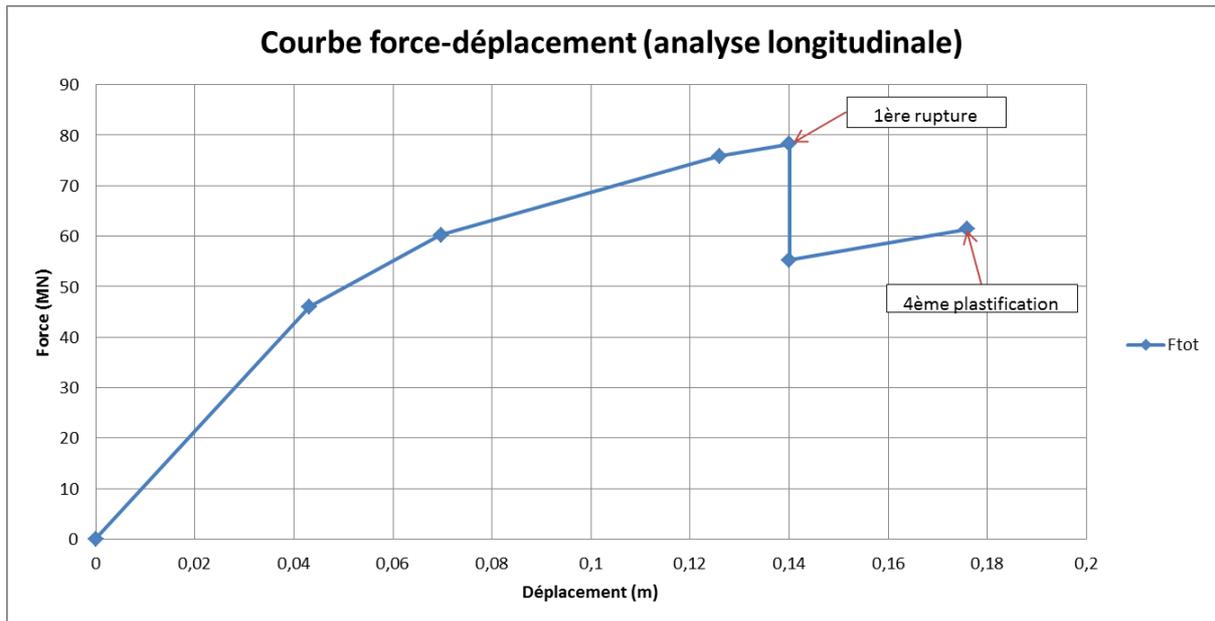


Figure 23 – Courbe force-déplacement longitudinale (4^{ème} itération)

La rupture de la file de pieux n°4 se matérialise par le chute de la courbe pour $d = 0,14$ m. De part et d'autre de la chute, la courbe conserve la même pente puisque la raideur de la structure demeure identique.

- 5^{ème} itération et fin

On poursuit la démarche jusqu'à la plastification de la 8^{ème} file de pieux, la file n°-4. On tient cependant compte du déplacement ultime de la file de pieux n°3, qui a été calculé précédemment. Lorsque celui-ci est atteint, tous les pieux de la file de pieux n°3 sont rompus, et de la même manière que pour la 1^{ère} rupture, on assiste à une chute de l'effort F_{tot} . Cette fois-ci, la chute vaut :

$$F_y * 30 = 18,03 \text{ MN}$$

La fin de la courbe est donnée pour indication, bien que la rupture de la file de pieux n°3 signifie la fin de l'étude de la structure, si on considère que la structure est alors inutilisable (état-limite de ruine).

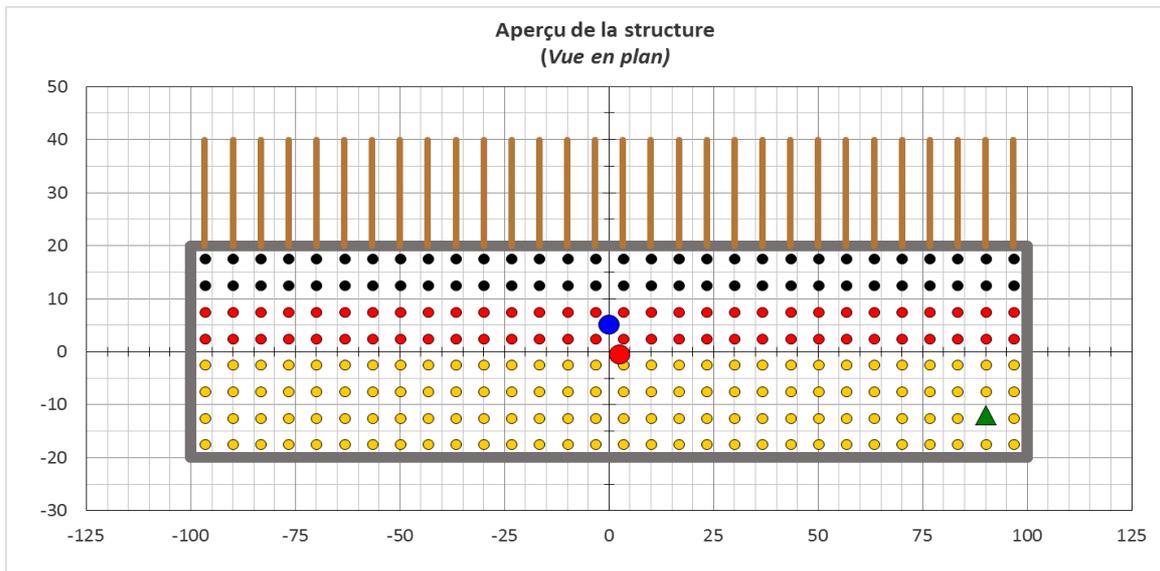


Figure 24 – Etat de la structure après la rupture de la file de pieux n°3

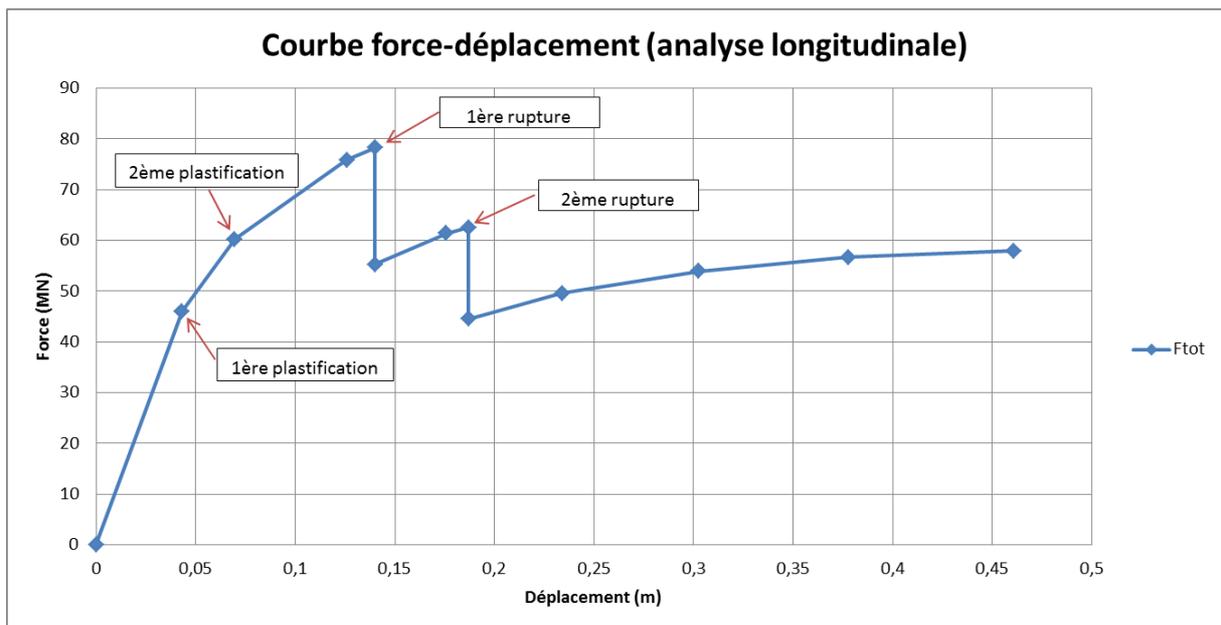


Figure 25 – Courbe force-déplacement (analyse longitudinale)

○ Courbe accélération-déplacement

Dans la direction longitudinale, la force et l'accélération de la structure sont reliées simplement par la relation suivante :

$$F_{long} = M_{tot} \cdot a_{long}$$

Il suffit donc pour passer de la courbe force-déplacement à la courbe accélération-déplacement de diviser la force par la masse totale de la structure.

○ Spectre accélération-déplacement

Il faut ensuite tracer le spectre en déplacement correspondant aux données sismiques liées à la localisation de l'ouvrage. Celui-ci s'obtient à partir du spectre de réponse élastique, en utilisant la relation :

$$S_{De}(T) = S_E(T) \cdot \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2$$

On trace ensuite $S_E(T)$ en fonction de $S_{De}(T)$, avec $\xi_{eq} = 5\%$:

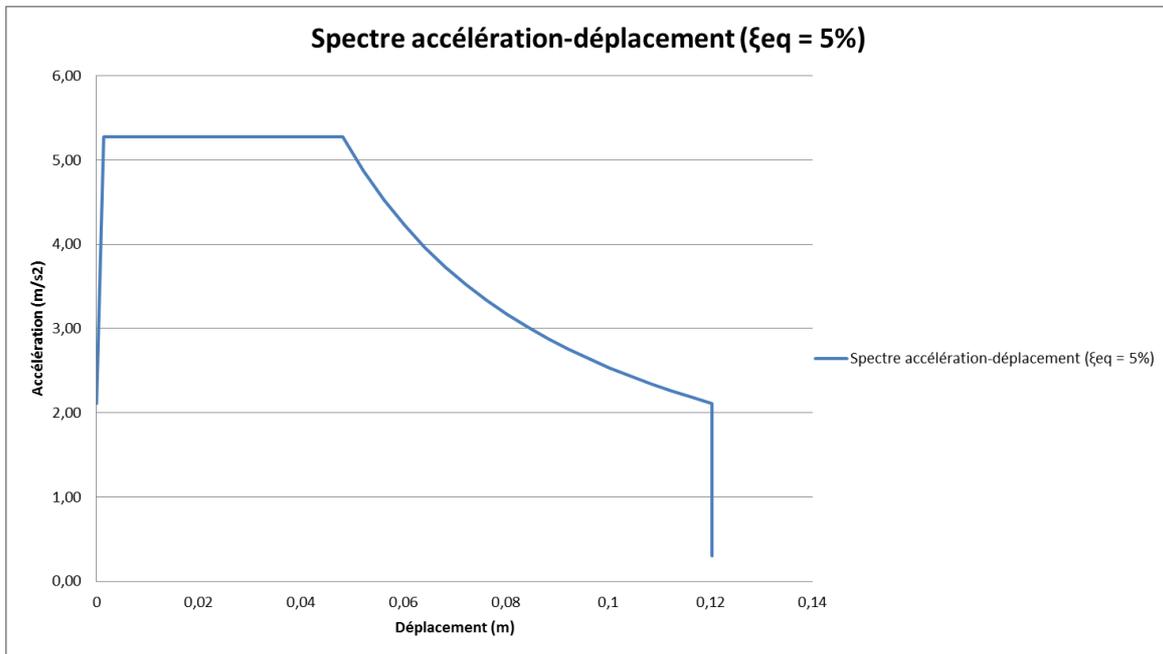


Figure 26 – Spectre accélération-déplacement

○ Recherche du point de fonctionnement

On procède ensuite à la superposition du spectre en déplacement et de la courbe accélération-déplacement de la structure, pour déterminer l'intersection de ces deux courbes, que l'on appelle point de fonctionnement. Cependant, la valeur de l'amortissement critique retenue pour le tracé du spectre en déplacement doit faire l'objet de plusieurs itérations pour tenir compte de l'amortissement amené par la plastification des pieux (dissipation hystérétique). Pour cela on applique le modèle de Takeda issu de la littérature scientifique [3] :

$$\xi_{eq} = 0,05 + \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1 - 0,03}{\sqrt{\mu_d}} - 0,03\sqrt{\mu_d} \right)$$

Avec $\mu_d = \frac{d}{d_y}$ le niveau de ductilité atteint, d étant le déplacement correspondant au point de fonctionnement trouvé pour un amortissement de base de 5%. On recalcule alors un nouvel amortissement critique ξ_{eq} , correspondant à un nouveau spectre en déplacement, et donc un nouveau point de fonctionnement. En répétant ces opérations, on finit par trouver une valeur de l'amortissement critique plus correcte que les 5% initiaux.

Les valeurs obtenues sont les suivantes :

Itérations	0	1	2	3	4
ξ_{eq}	5%	16,75%	13,15%	14,00%	13,77%

Finalement, on peut regrouper les résultats obtenus sur ce graphique :

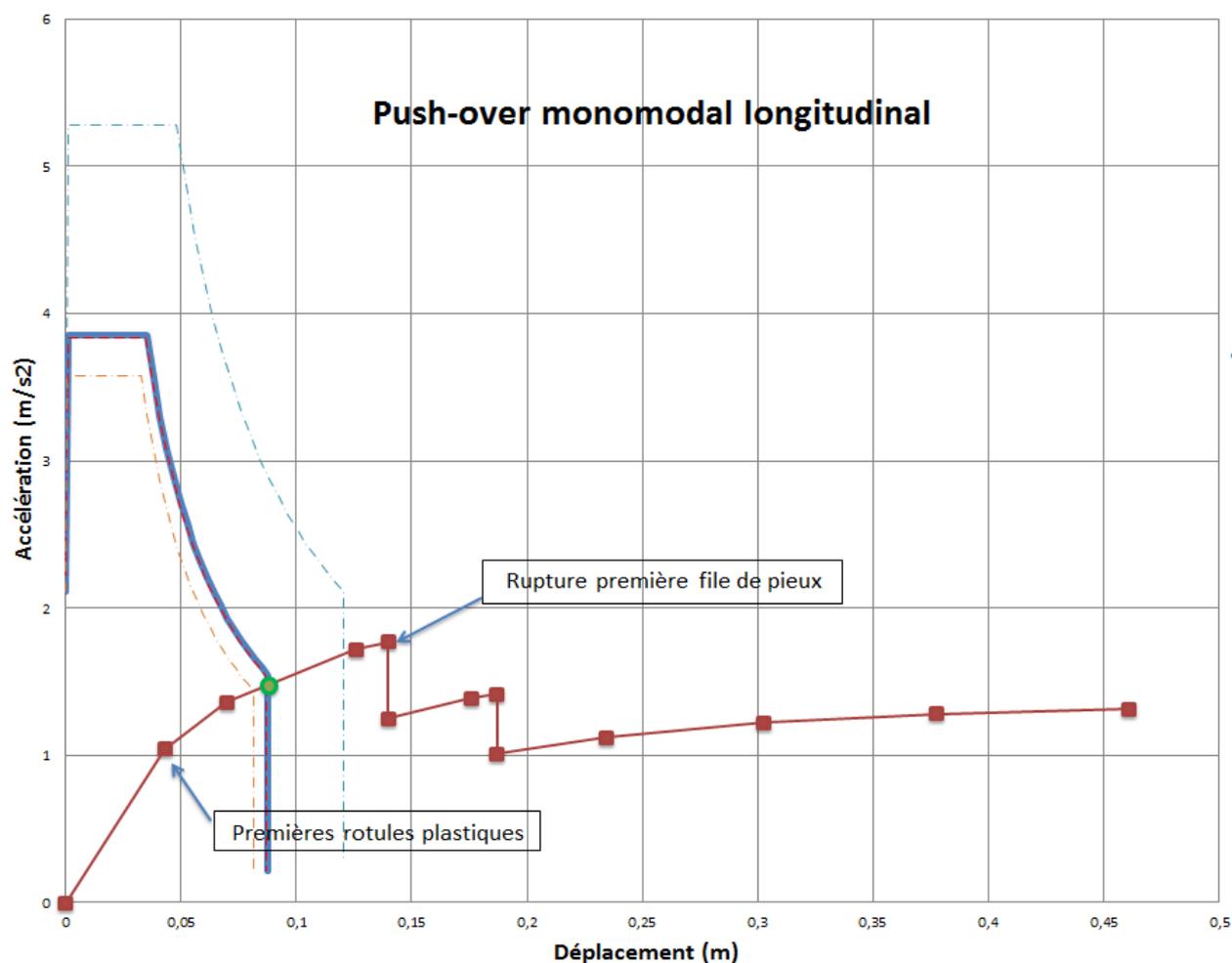


Figure 27 – Push-over monomodal longitudinal

- point de fonctionnement
- Spectre accélération-déplacement ($\xi_{eq} = 13,77\%$)
- Accélération
- - - Spectre accélération-déplacement ($\xi_{eq} = 14\%$)
- - - Spectre accélération-déplacement ($\xi_{eq} = 5\%$)
- - - Spectre accélération-déplacement ($\xi_{eq} = 16,75\%$)

Le point de fonctionnement correspond à un déplacement de 0,088 m, et à une accélération de 1,48 m/s^2 . La structure résiste donc à un séisme d'accélération 1,48 m/s^2 ($F = 65,38 \text{ MN}$), en observant une plastification des pieux des files de pieux n°4 et n°3.

4.4.2. ETUDE TRANSVERSALE

Après avoir étudié le cas d'une force longitudinale, on s'intéresse maintenant au cas d'une force transversale. Le choix est fait de diriger cette force dans le sens « vers la mer », qui correspond au sens dans lequel les tirants arrières travaillent en traction (sens le plus défavorable). C'est donc dans la contribution des tirants que se trouve la principale différence par rapport à l'étude longitudinale.

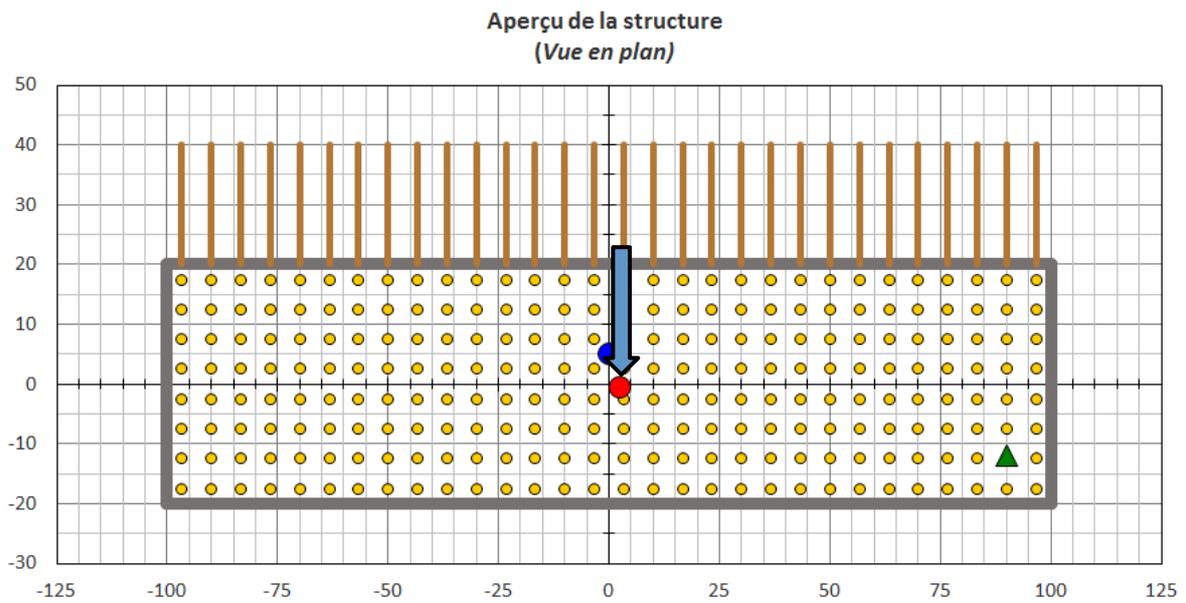


Figure 28 – Force transversale « vers la mer »

La résistance en traction des tirants évaluée au 4.1.4 (1,76 MN) correspond à la limite élastique des tirants. On considèrera que l'allongement à la rupture des tirants a lieu pour un déplacement égal à 5% de la longueur des tirants, soit pour $d = 0,05 * 20 = 1 m$.

○ Courbe force-déplacement

- 1^{ère} itération

De la même manière que pour l'étude longitudinale, on augmente progressivement la force transversale F_{trans} jusqu'à ce qu'un des éléments structuraux atteigne sa limite élastique. C'est le cas lorsque la force atteint la valeur $F1 = 90,83 \text{ MN}$.

F1 = 90,83 MN									
File de pieux n°	-4	-3	-2	-1	1	2	3	4	Tirants
Moment/Effort tranchant	0,22	0,27	0,33	0,43	0,57	0,80	1,44	2,33	1,76
delta M/delta F	2,59	2,54	2,48	2,38	2,24	2,01	1,37	0,48	0

En effet pour cette valeur l'effort tranchant dans chacun des tirants est égal à 1,76 MN : il y a plastification des tirants. La raideur des tirants est alors considérée comme nulle.

D'où : $K_{trans} : 2537 \rightarrow 1066 \text{ MN/m}$

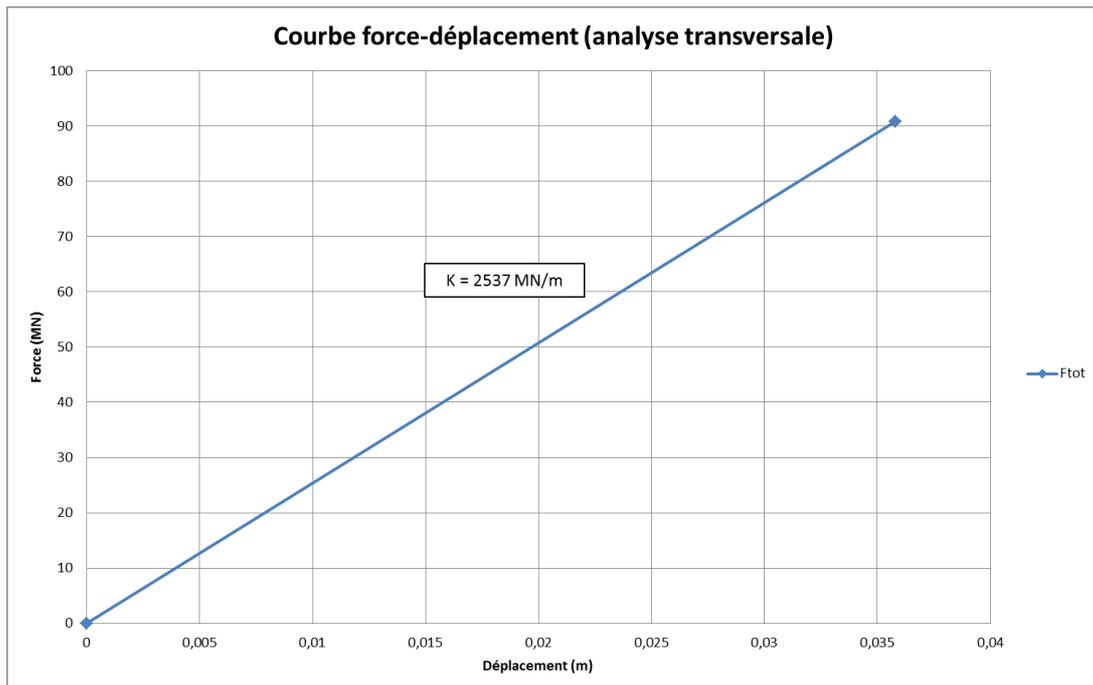


Figure 29 - Courbe force-déplacement transversale (1^{ère} itération)

Le déplacement correspondant est égal à :

$$d = \frac{F}{K_{trans}} = \frac{90,83}{2537} = 0,036 \text{ m}$$

- 2^{ème} itération

La raideur de la structure a considérablement chuté, pour atteindre la valeur de la raideur K_{long} initiale. Comme dans l'étude longitudinale, c'est dans la file de pieux n°4 qu'on atteint en premier le moment plastifiant.

F2 = 7,79 MN								
File de pieux n°	-4	-3	-2	-1	1	2	3	4
Moment (MN.m)	0,04	0,05	0,07	0,09	0,12	0,16	0,29	0,48
delta M (MN.m)	2,55	2,49	2,41	2,29	2,12	1,85	1,08	0,00

$$\Delta d = \frac{F2}{K_{trans}} = \frac{7,79}{1066} = 0,007 \text{ m}$$

$$K_{trans} : 1066 \rightarrow 535 \text{ MN/m}$$

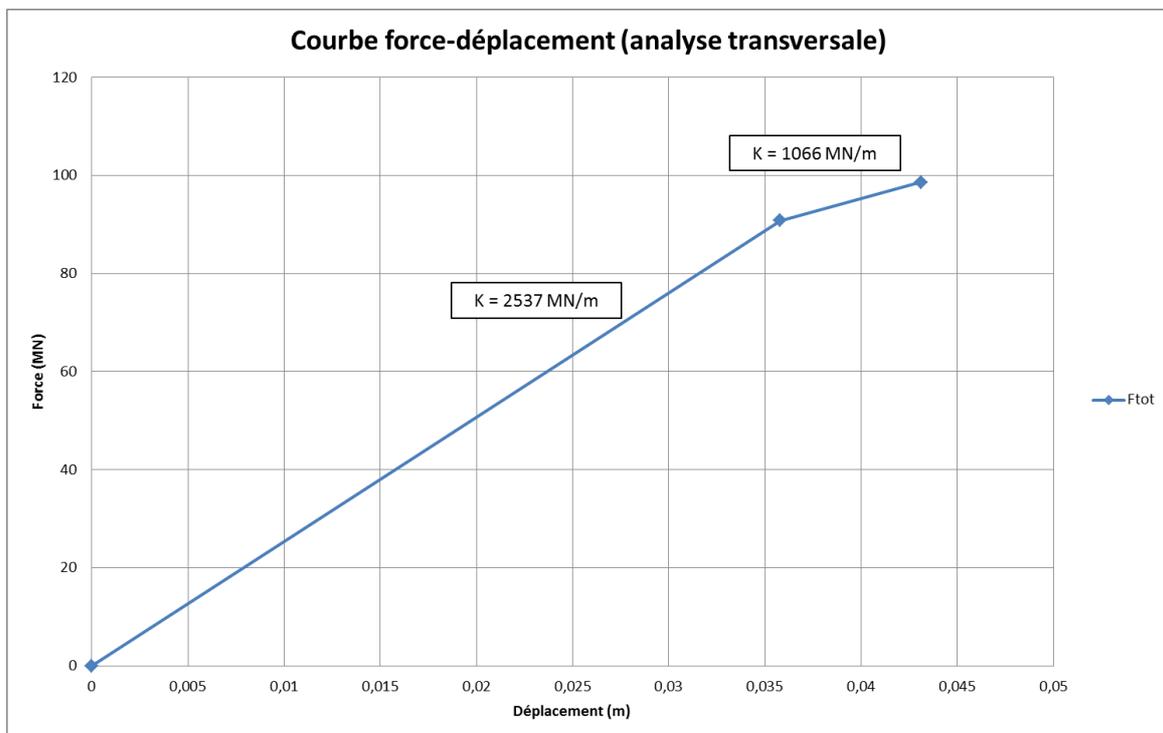


Figure 30 – Courbe force-déplacement transversale (2^{ème} itération)

- 3^{ème} itération

On poursuit la poussée progressive jusqu'à l'apparition des rotules plastiques dans les pieux de la file de pieux n°3.

F3 = 14,32 MN		-4	-3	-2	-1	1	2	3	4
File de pieux n°									
Moment (MN.m)		0,16	0,20	0,25	0,32	0,43	0,60	1,08	0,00
delta M (MN.m)		2,39	2,29	2,16	,197	1,69	1,25	0,00	0,00

$$\Delta d = \frac{F3}{K_{trans}} = \frac{14,32}{535} = 0,027 \text{ m}$$

$$K_{trans} : 535 \rightarrow 227 \text{ MN/m}$$

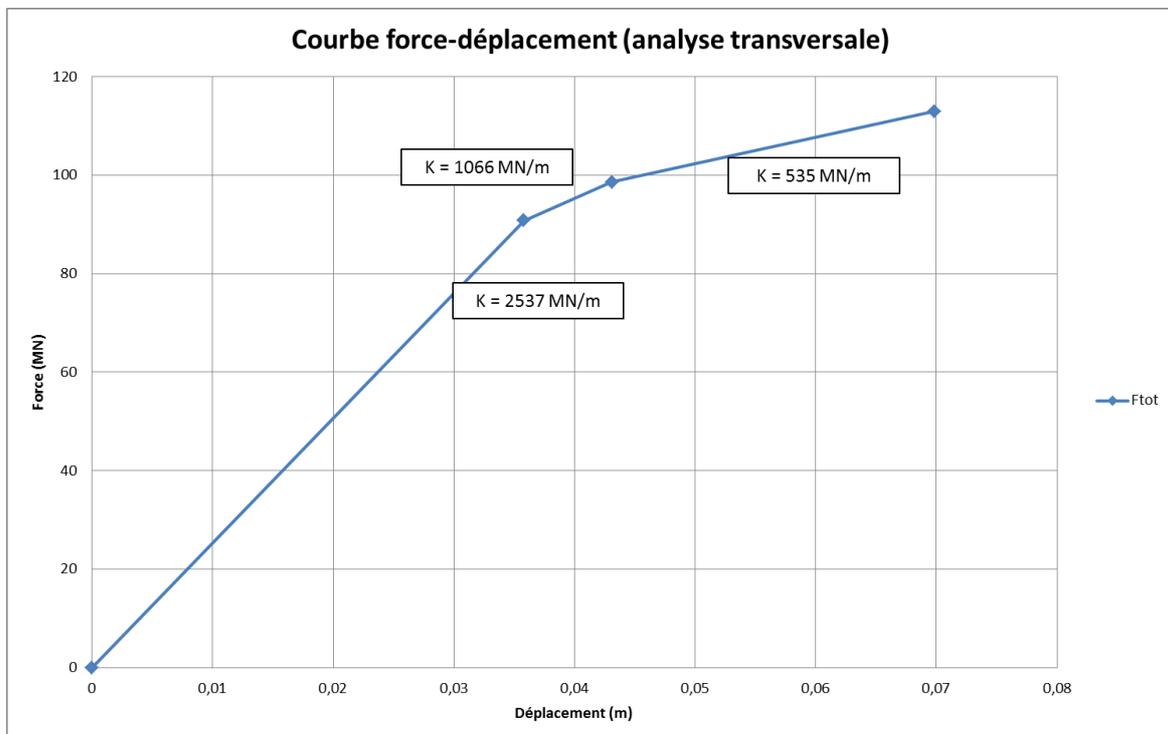


Figure 31 – Courbe force-déplacement transversale (3^{ème} itération)

- 4^{ème} itération

On poursuit la poussée progressive jusqu'à l'apparition des rotules plastiques dans les pieux de la file de pieux n°2.

F4 = 15,48 MN								
File de pieux n°	-4	-3	-2	-1	1	2	3	4
Moment (MN.m)	0,34	0,41	0,52	0,67	0,89	1,25	0,00	0,00
delta M (MN.m)	2,05	1,88	1,64	1,3	0,8	0,00	0,00	0,00

$$\Delta d = \frac{F4}{K_{trans}} = \frac{15,48}{227} = 0,056 \text{ m}$$

$$K_{trans} : 227 \rightarrow 171 \text{ MN/m}$$

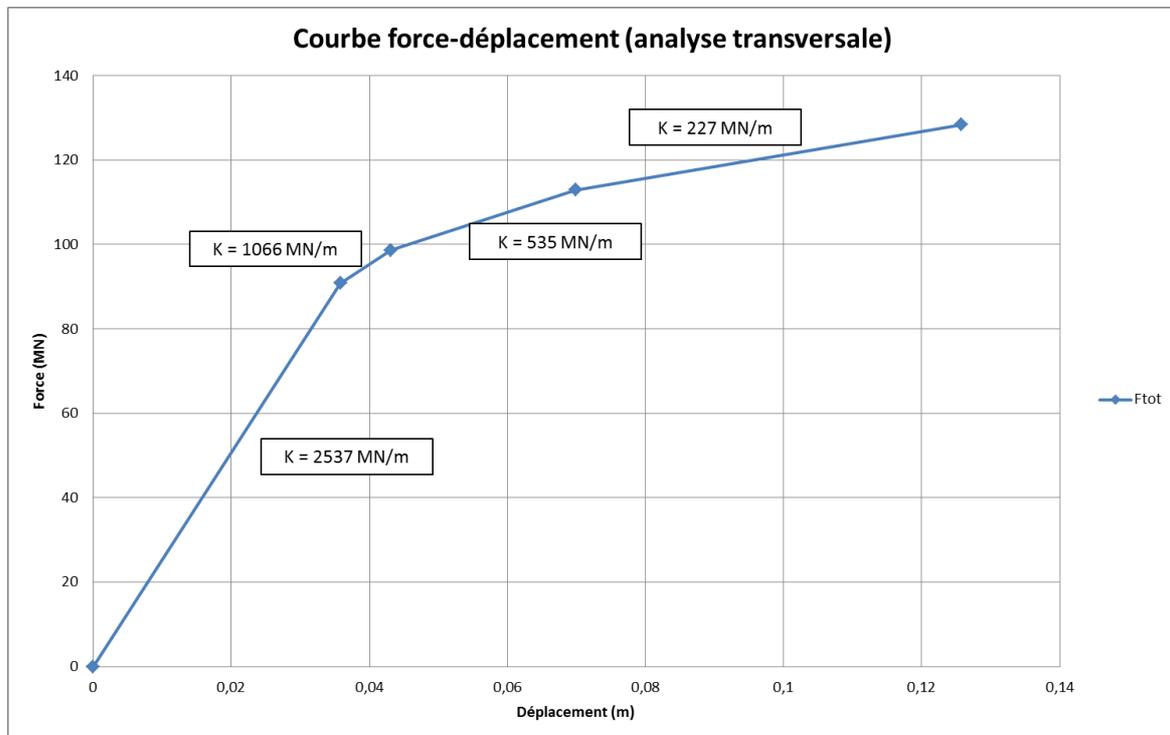


Figure 32 – Courbe force-déplacement transversale (4^{ème} itération)

- 5^{ème} itération

Comme pour l'étude longitudinale, on observe la rupture des pieux de la file de pieux n°4 avant la formation de rotules plastiques dans les pieux de la file n°1. Puisque cette rupture n'influe pas sur la pente de la courbe force-déplacement mais produit une chute de la force à déplacement constant, on détermine tout de même la force ΔF nécessaire pour atteindre la plasticité de la file de pieux n°1, puis on procèdera à la chute de force comme lors de l'itération n°4 de l'étude longitudinale.

F5 = 8,52 MN								
File de pieux n°	-4	-3	-2	-1	1	2	3	4
Moment (MN.m)	0,30	0,37	0,46	0,60	0,80	0,00	0,00	/
delta M (MN.m)	1,75	1,51	1,18	0,70	0,00	0,00	0,00	/

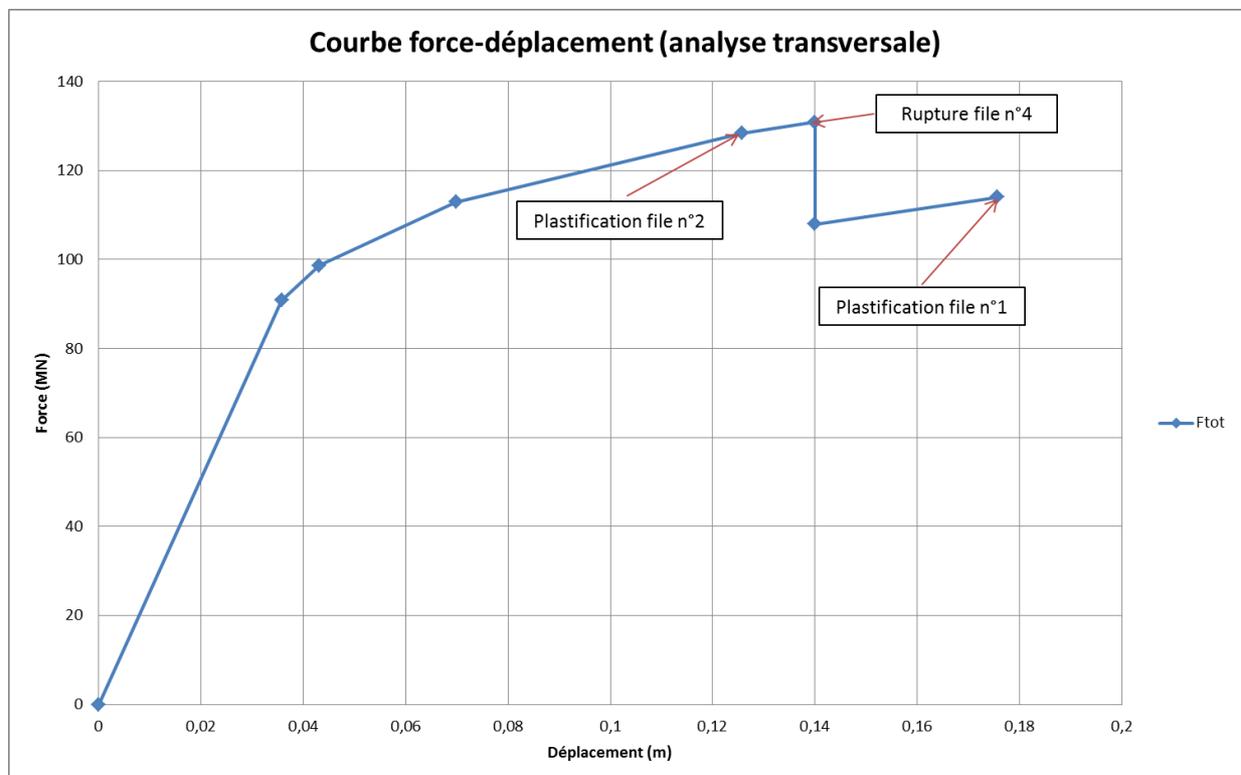


Figure 33 – Courbe force-déplacement transversale (5^{ème} itération)

- 6^{ème} itération et fin

La file de pieux n°3 rompt avant la plastification de la file de pieux n°-1. On procède de la même manière que pour la fin de l'analyse longitudinale, et on obtient finalement la courbe ci-dessous :

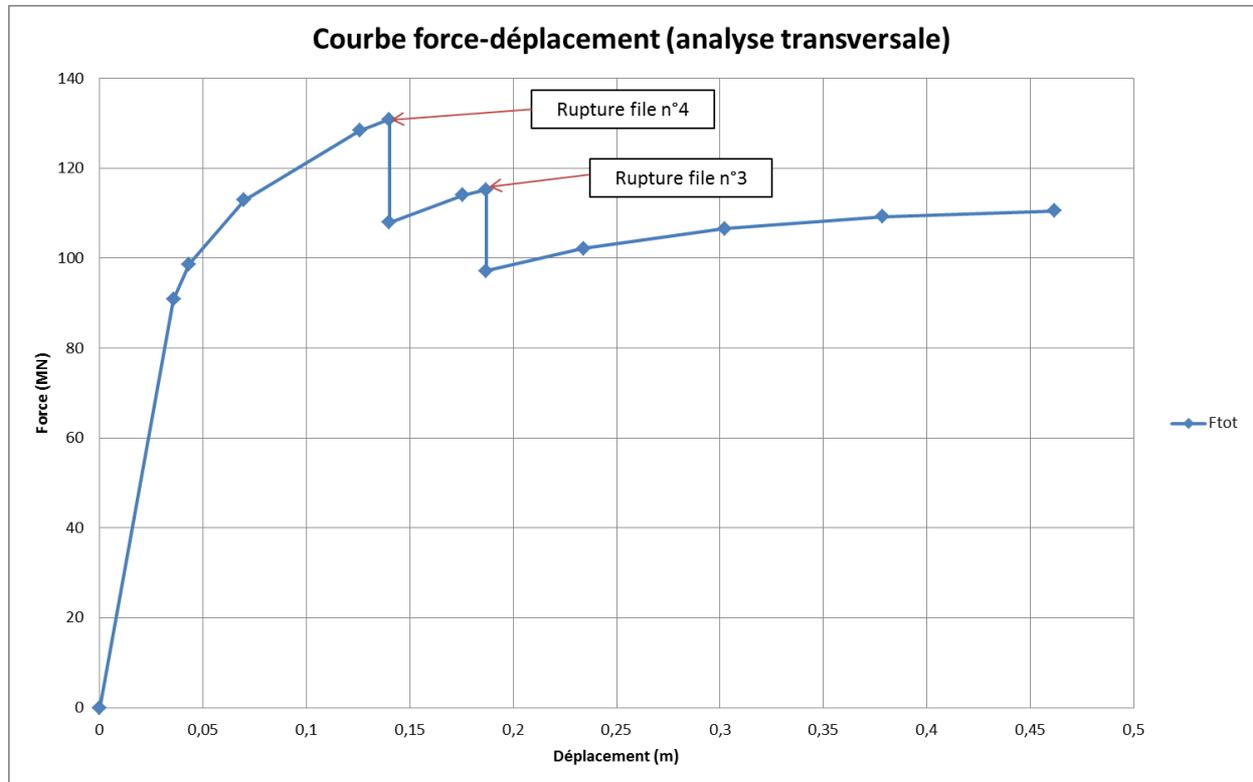


Figure 34 – Courbe force-déplacement transversale

Comme prévu, la courbe force-déplacement transversale ressemble à la courbe force-déplacement longitudinale, à la différence près que les forces appliquées sont globalement supérieures à déplacement équivalent, de par la contribution initiale des tirants.

○ Courbe accélération-déplacement

Une fois la courbe force-déplacement transversale obtenue, on cherche à déterminer la courbe accélération-déplacement correspondante. Or, contrairement à l'étude longitudinale, dans le cas de l'analyse transversale, la force appliquée transversalement correspond à la somme de 2 actions : d'une part le produit de la masse vibrante par l'accélération du sol ; d'autre part la poussée des terres. Pour obtenir l'accélération à partir de la force transversale, il faut donc déterminer l'équation reliant la force de poussée des terres à l'accélération du sol. On utilise ainsi la méthode de Mononobé-Okabé qui permet de calculer l'action dynamique des terres.

En utilisant un outil Excel permettant de calculer directement la poussée des terres, on calcule la force de poussée en faisant varier l'accélération en 0 et 2 m/s² pour obtenir une courbe que l'on linéarise afin d'obtenir une expression de type $F_{poussée} = f(a_g)$.

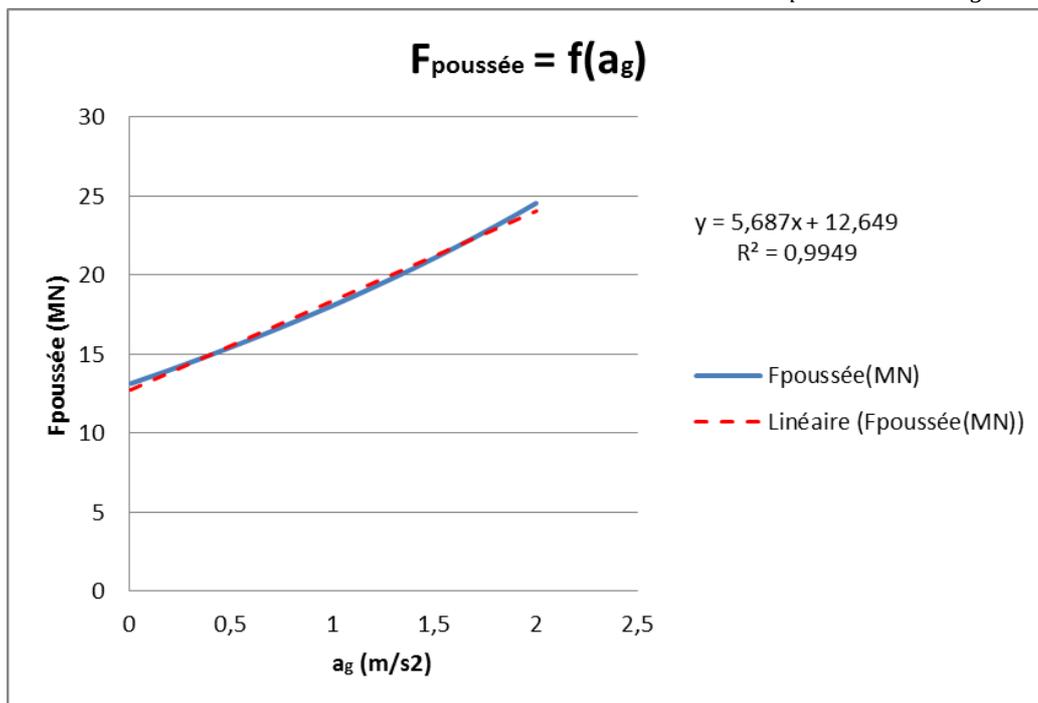


Figure 35 – Poussée des terres en fonction de l'accélération du sol

On peut donc utiliser l'expression suivante :

$$F_{poussée} = 5,687a_g + 12,649$$

D'où finalement :

$$F_{trans} = M_{tot} \cdot a_g + 5,687a_g + 12,649$$

$$a_g = \frac{F_{trans} - 12,649}{M_{tot} + 5,687}$$

On peut donc tracer la courbe accélération-déplacement :

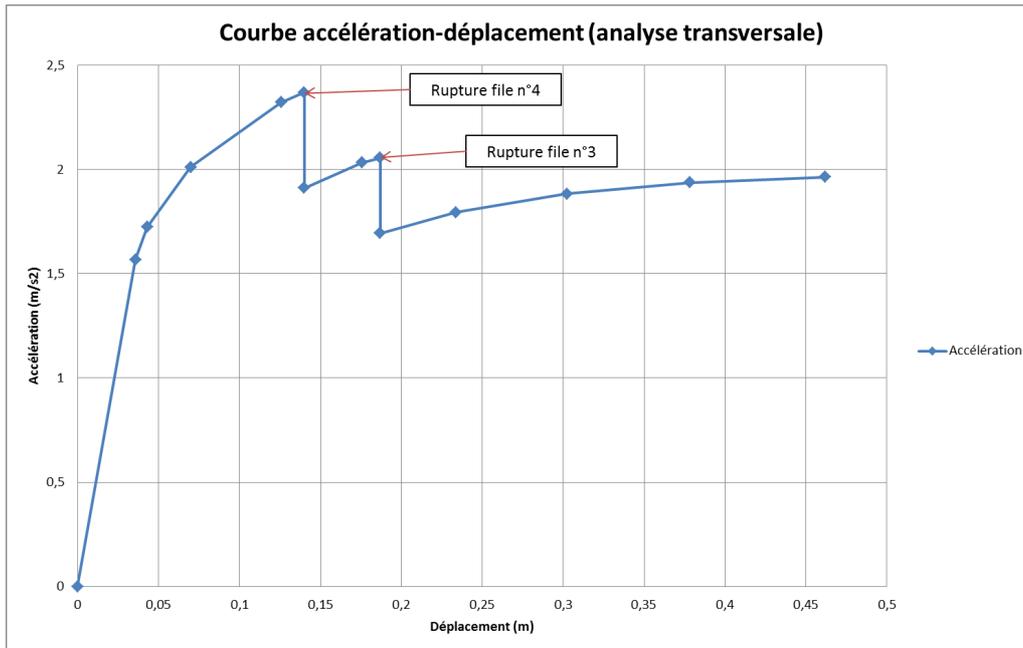


Figure 36 – Courbe accélération-déplacement transversale

○ Recherche du point de fonctionnement

On procède ensuite de la même manière que pour l'étude longitudinale, en déterminant le spectre accélération-déplacement puis en procédant à des itérations sur la valeur de l'amortissement critique.

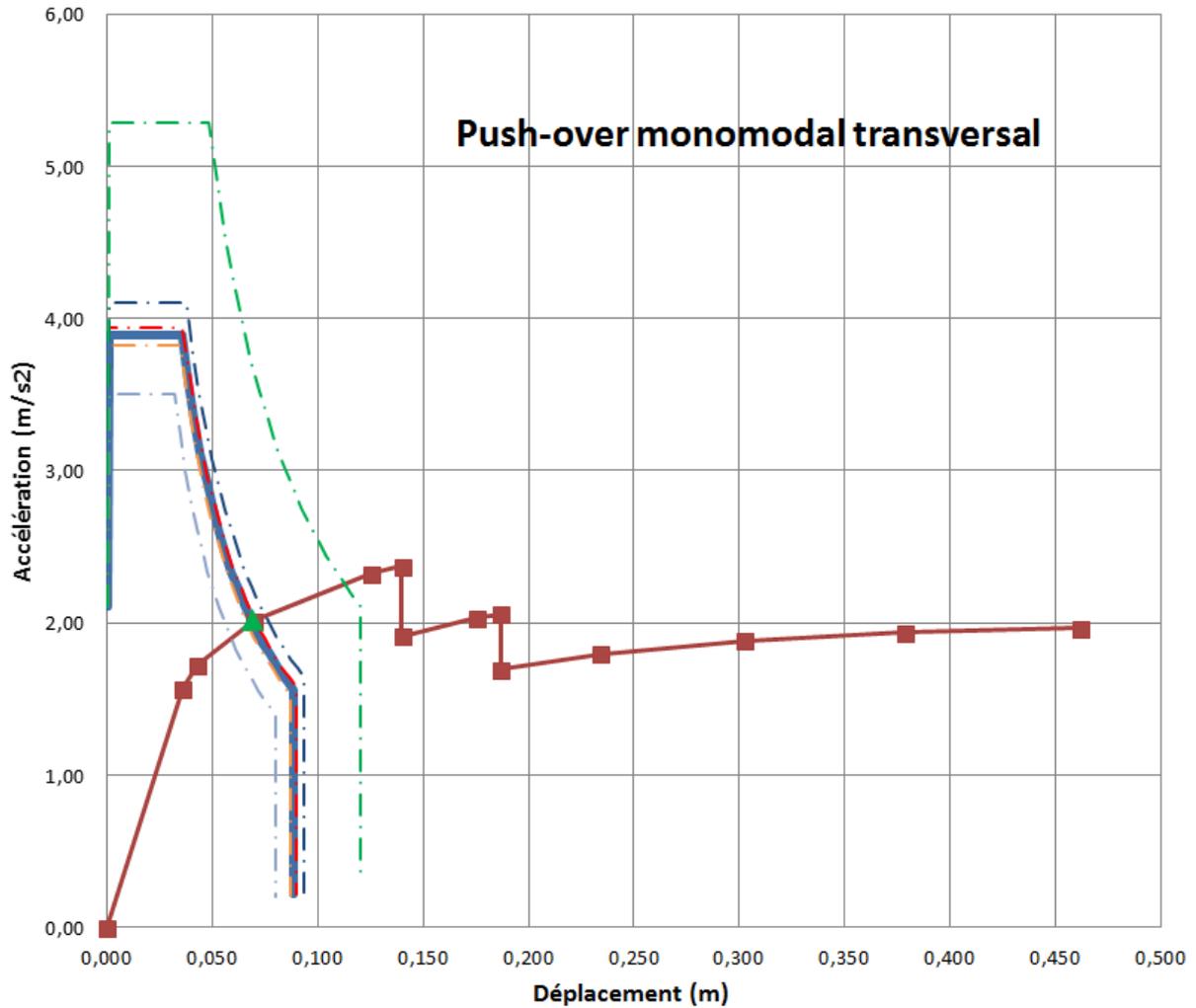


Figure 37 – Push-over monomodal transversal

- Spectre accélération-déplacement ($\xi_{eq} = 13,42\%$)
- Accélération
- ▲ Point de fonctionnement
- · - Spectre accélération-déplacement ($\xi_{eq} = 12,96\%$)
- · - Spectre accélération-déplacement ($\xi_{eq} = 14,12\%$)
- · - Spectre accélération-déplacement ($\xi_{eq} = 11,55\%$)
- · - Spectre accélération-déplacement ($\xi_{eq} = 17,76\%$)
- · - Spectre accélération-déplacement ($\xi_{eq} = 5\%$)

Le point de fonctionnement correspond ici à un déplacement de 0,069 m et à une accélération de $2,02 \text{ m/s}^2$. Pour une telle accélération, les tirants ainsi que la file de pieux n°4 ont plastifié.

4.4.3. INTÉPRÉTATION DES RÉSULTATS

Pour l'étude longitudinale comme pour l'étude transversale, la structure plastifie localement sous le séisme de calcul mais de façon contrôlée. On voit très bien l'intérêt de la méthode, qui contrairement à l'analyse spectrale réalisée précédemment permet de déterminer précisément à la chronologie de plastification puis de rupture des différents éléments, de manière plus réaliste.

Analyse spectrale				Push-over monomodal			
<i>longitudinal</i>		<i>transversal</i>		<i>longitudinal</i>		<i>transversal</i>	
d (m)	Acc (m/s ²)	d (m)	Acc (m/s ²)	d (m)	Acc (m/s ²)	d (m)	Acc (m/s ²)
0,103	1,28	0,067	2,16	0,088	1,48	0,069	2,02

Dans les deux études les points de fonctionnement sont du même ordre de grandeur (avec pour un séisme transversal une accélération plus importante et un déplacement plus limité, grâce aux tirants).

4.5. PUSH-OVER MULTIMODAL

Pour décrire de façon plus précise le comportement de la structure sous séisme, il est possible de pousser l'analyse précédente plus loin en la sophistiquant, de manière à intégrer d'autres modes de vibration dans l'analyse. Un séisme correspond en effet à la superposition d'une infinité de modes de vibration, certains contribuant plus que d'autres. À chaque mode correspond une déformée propre : on peut donc, de la même façon que pour l'analyse push-over monomodale, étudier le comportement de la structure en observant l'apparition progressive des rotules plastiques dans la structure pour chaque mode de déformation. Il est bien entendu plus pertinent de prendre en compte plus particulièrement les modes prépondérants (ceux avec la masse modale la plus importante).

Dans le cas de la présente étude, le 3^{ème} mode (après le mode longitudinal et le mode transversal) prépondérant correspond à un mode de torsion. Il s'agira donc dans un premier temps d'effectuer la méthode en poussée progressive correspond à ce mode ci.

Plusieurs scénarios sont à envisager ensuite : par exemple si jusqu'à la formation de la première rotule plastique un des modes est prépondérant, il est possible qu'entre la première et la deuxième rotule, ce soit un autre mode qui le devienne et dicte alors le comportement dynamique global. Ainsi à chaque nouvelle rotule, deux scénarios sont possibles : il est nécessaire d'étudier chacun d'eux. On obtient alors un nombre de scénarios pouvant grandir très rapidement. Pour chaque scénario, on détermine une courbe force-déplacement de la même manière que pour l'analyse monomodale, que l'on transforme ensuite en courbe accélération-déplacement et qu'on l'on croise enfin avec un spectre accélération-déplacement afin de déterminer le point de fonctionnement de chaque scénario.

Le push-over multimodal se divisera ainsi en 2 temps, comme le push-over monomodale : dans un premier temps on évaluera les scénarios avec alternance du mode longitudinal et de torsion, puis dans un second temps avec alternance du mode transversal et de torsion.

Le déplacement de référence ne sera plus égal à celui du centre de masse comme précédemment mais comme le déplacement global équivalent de la structure, évalué à partir de la théorie de la dynamique des structures [3] :

$$d_{global\ equivalent} = \frac{\sum(m_i \cdot d_i^2)}{\sum(m_i \cdot d_i)}$$

Avec d_i le déplacement de la dalle au droit de chaque pieu, et m_i la masse de la partie de tablier associée. Concrètement, les m_i correspondent à la somme de la masse de la zone de dalle entourant chaque pieu et de la masse de la moitié supérieure de chaque pieu.

○ Calcul de l'effet de torsion

Le paragraphe 4.5.1 de l'Eurocode 8-2 présente une manière forfaitaire pour prendre en compte l'effet de torsion dans une structure soumise à un séisme. Cette méthode consiste à calculer un moment d'axe vertical résultant de l'excentrement de l'effort inertiel, correspondant à la distance entre le centre de masse (point d'application de l'effort) et le centre de raideur (autour duquel la structure pivote) projetée perpendiculairement à la direction du séisme considérée (bras de levier). Cet excentrement est complété par un excentrement accidentel (intégrant également l'effet de la majoration dynamique) pris égal à 5 % de la dimension de la dalle perpendiculairement à cette même direction de séisme.

En multipliant l'effort horizontal F_{long} (ou F_{trans}) par le bras de levier, on obtient le moment $M_{torsion}$. Celui-ci est équilibré par les couples résistants des différents éléments de la structure (pieux fléchis et tirants tendus) ainsi que par le remblai comprimé en butée. On a donc l'équation suivante :

$$M_{torsion} = \sum C_{pieu_i} + \sum C_{tirant_i} + C_{butée}$$

On définit de plus un nouveau système de coordonnées polaires de centre le centre de raideur de la structure. Pour chaque élément, on note :

$$D_i = [(x_i - x_{centre\ raideur})^2 + (y_i - y_{centre\ raideur})^2]^{\frac{1}{2}}$$

$$\theta_i = \arcsin \left[\frac{(y_i - y_{centre\ raideur})}{D_i} \right]$$

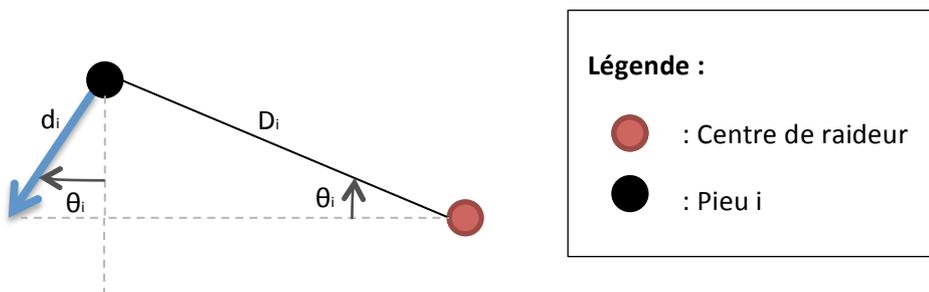


Figure 38 – Illustration des coordonnées polaires

On définit ensuite les couples résistants des différents éléments de la structure :

- Pieux : $C_{pieu_i} = V_i \cdot D_i$
 $= K_i \cdot d_i \cdot D_i$
 $= K_i \cdot D_i \cdot \alpha \cdot D_i$
 $= K_i \cdot D_i^2 \cdot \alpha$
- Tirants : $C_{tirant_i} = F_i \cdot x_i$
 $= K_i \cdot d_i \cdot x_i$

$$= K_i \cdot x_i \cdot \alpha \cdot x_i$$

$$= K_i \cdot \alpha \cdot x_i^2$$

- Butée : $C_{butée} = F_{butée} \cdot \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{L_{dalle}}{2}\right)$

$$= \frac{1}{2} \cdot K_{sol} \cdot H_{mur} \cdot \left(\frac{L_{dalle}}{2}\right)^2 \cdot \alpha \cdot \frac{2}{3} \cdot \left(\frac{L_{dalle}}{2}\right)$$

$$= \frac{1}{3} \cdot K_{sol} \cdot H_{mur} \cdot \left(\frac{L_{dalle}}{2}\right)^3 \cdot \alpha$$

La hauteur du mur est égale à 4 mètres.

K_{sol} correspond à la raideur dynamique du sol en butée : pour du remblai, on considèrera une valeur de 54 MN/m/ml³.

On peut schématiser l'effet de torsion ainsi :

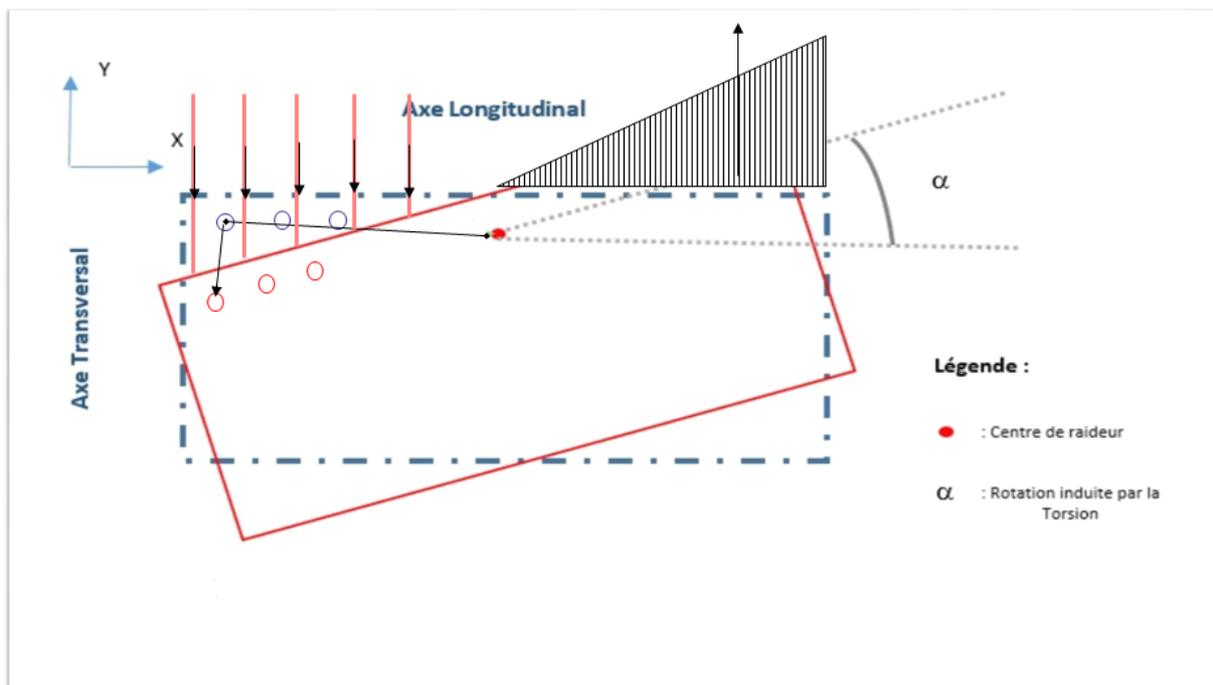


Figure 39 – Schématisation de l'effet de torsion

En résolvant l'équation d'équilibre de la structure, on peut déterminer l'angle α de rotation induite par la torsion, puis les efforts résultants dans les éléments :

- Pieux : $V_i = K_i \cdot D_i \cdot \alpha$
- Tirants : $F_i = K_i \cdot x_i \cdot \alpha$
- Butée : $F_{butée} = \frac{1}{2} \cdot K_{sol} \cdot H_{mur} \cdot \left(\frac{L_{dalle}}{2}\right)^2 \cdot \alpha$

³ Guide Sétra « Ponts en zone sismique - Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 »

4.5.1. ETUDE LONGITUDINALE

Le schéma ci-dessous présente les 8 scénarios retenus pour l'analyse longitudinale :

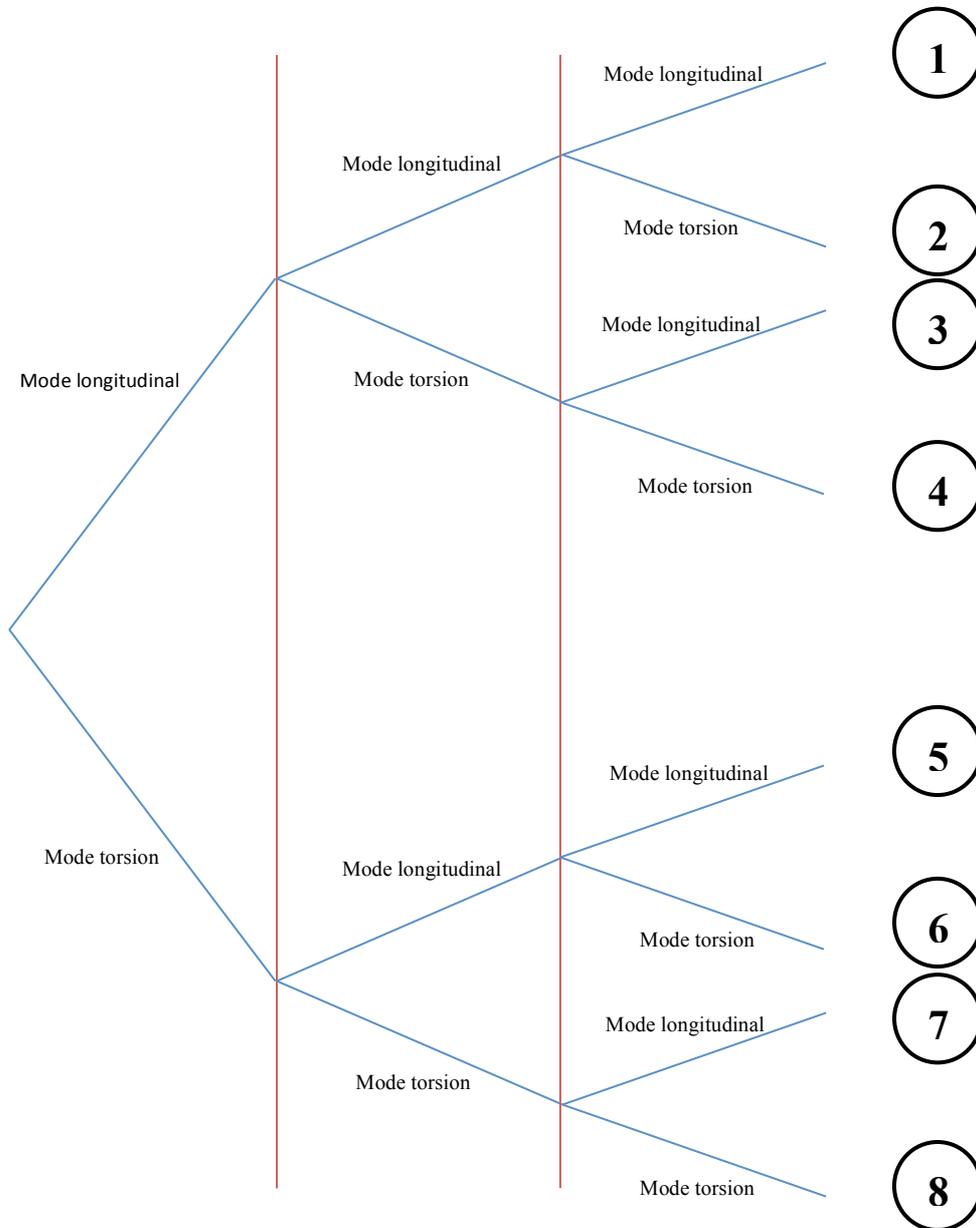
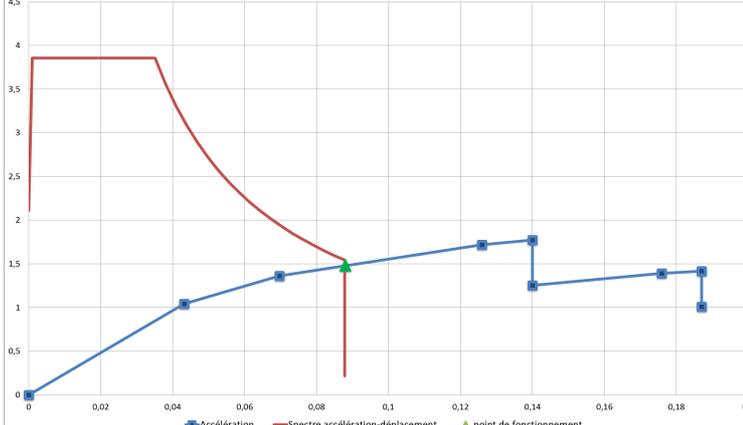
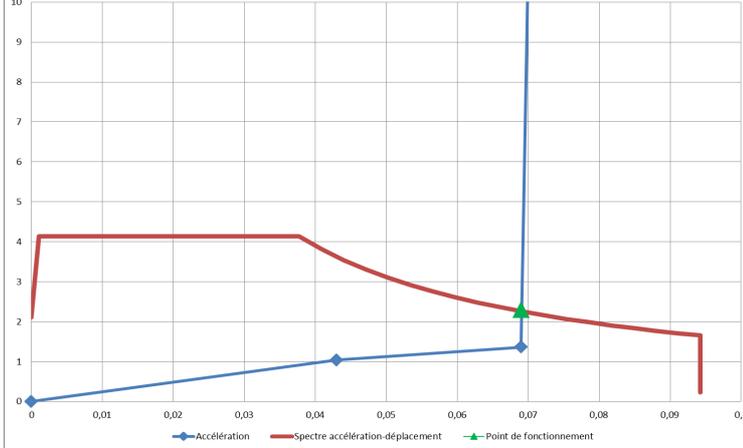
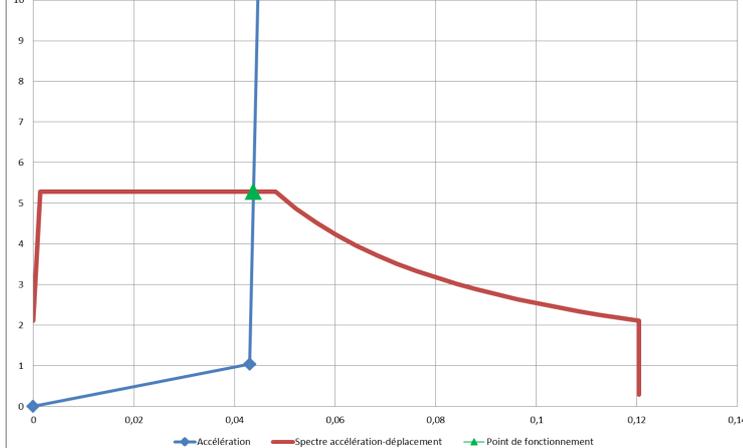
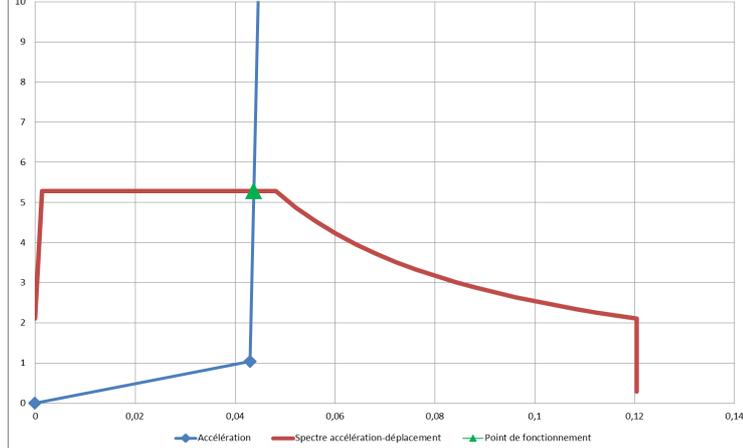


Figure 40 – Différents scénarios de l'analyse push-over multimodal longitudinal

Les traits rouges verticaux correspondent à la formation des rotules plastiques successives : chaque scénario s'arrête donc après 3 itérations. Le choix du nombre d'itérations (et donc de scénarios) est justifié par 2 raisons principales : d'abord d'un point de vue pratique (rajouter une itération aurait doublé le nombre de scénarios et donc le temps mis en œuvre pour étudier chacun d'eux) ; d'autre part pour chacun des scénarios, l'intersection avec le spectre réglementaire a lieu avant la 3^{ème} itération (hormis pour le scénario n°1, mais celui-ci a déjà été étudié complètement précédemment). Dans un souci de lisibilité, on présentera directement les courbes accélération-déplacement de tous les scénarios sans détailler chaque itération comme lors du push-over monomodal.

<p>Scénario 1</p>		<p>Point de fonctionnement :</p> <p>$d = 0,088 \text{ m}$ $F = 65,38 \text{ MN}$ $a = 1,48 \text{ m/s}^2$ $\mu_d = 2,05$</p>
<p>Scénario 2</p>		<p>Point de fonctionnement :</p> <p>$d = 0,069 \text{ m}$ $F = 101,61 \text{ MN}$ $a = 2,30 \text{ m/s}^2$ $\mu_d = 1,61$</p>
<p>Scénario 3</p>		<p>Point de fonctionnement :</p> <p>$d = 0,044 \text{ m}$ $F = 231,94 \text{ MN}$ $a = 5,28 \text{ m/s}^2$ $\mu_d = 1,02$</p>
<p>Scénario 4</p>		<p>Point de fonctionnement :</p> <p>$d = 0,044 \text{ m}$ $F = 231,94 \text{ MN}$ $a = 5,28 \text{ m/s}^2$ $\mu_d = 1,02$</p>

<p>Scénario 5</p>		<p>Point de fonctionnement :</p> <p>$d = 0,002 \text{ m}$ $F = 231,94 \text{ MN}$ $a = 5,28 \text{ m/s}^2$ $\mu_d = 0,07$</p>
<p>Scénario 6</p>		<p>Point de fonctionnement :</p> <p>$d = 0,002 \text{ m}$ $F = 231,94 \text{ MN}$ $a = 5,28 \text{ m/s}^2$ $\mu_d = 0,07$</p>
<p>Scénario 7</p>		<p>Point de fonctionnement :</p> <p>$d = 0,002 \text{ m}$ $F = 231,94 \text{ MN}$ $a = 5,28 \text{ m/s}^2$ $\mu_d = 0,07$</p>
<p>Scénario 8</p>		<p>Point de fonctionnement :</p> <p>$d = 0,002 \text{ m}$ $F = 231,94 \text{ MN}$ $a = 5,28 \text{ m/s}^2$ $\mu_d = 0,07$</p>

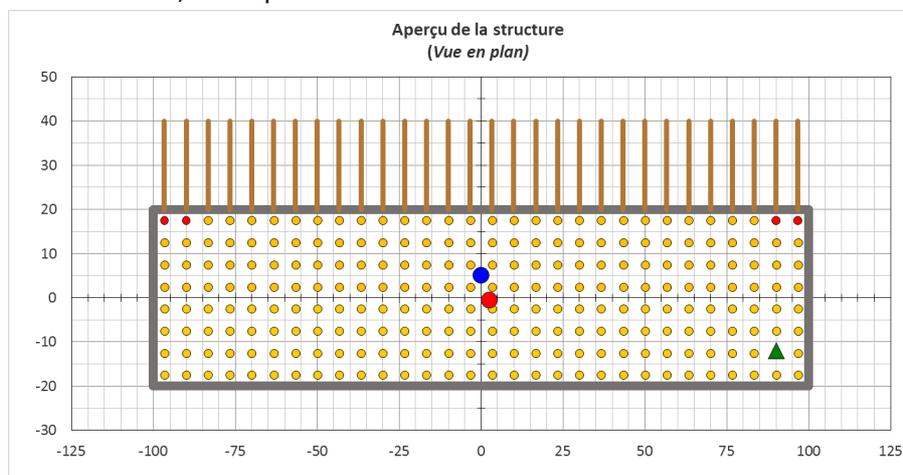
Le détail des courbes se trouve en annexe du rapport. On remarque en premier lieu que le point de fonctionnement des scénarios 5 à 8 (dictés au départ par le mode de torsion) est identique : en effet, le croisement entre la courbe accélération-déplacement et le spectre réglementaire a lieu avant la fin de la première itération. Ainsi dans ce cas-là, le comportement de la structure reste élastique sous séisme. Cela s'explique par la grande raideur et la grande résistance du remblai arrière qui fonctionne en butée.

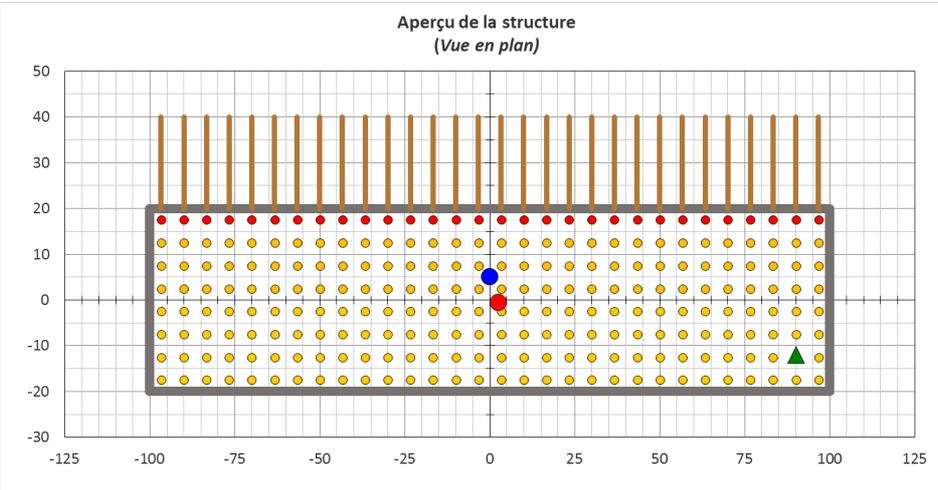
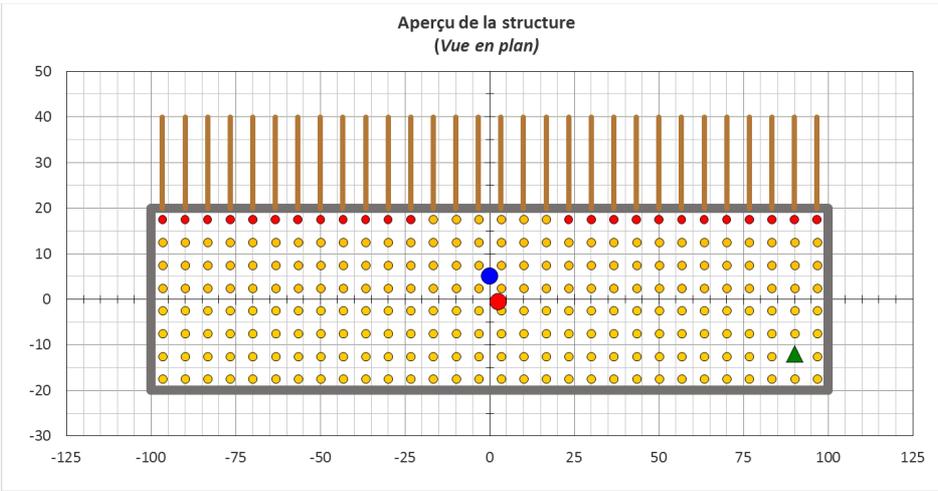
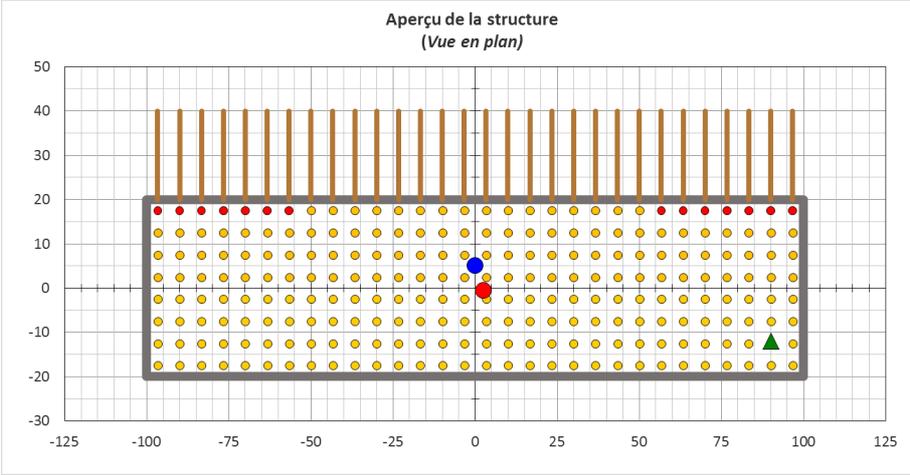
Il faut maintenant comparer les résultats obtenus pour ces différents scénarios : l'idée est de choisir le cas le plus défavorable, qui correspond au point de fonctionnement avec l'accélération la plus faible, ou le niveau de ductilité appelée le plus important. Ainsi, c'est le scénario n°1 qui apparaît comme le plus sécuritaire.

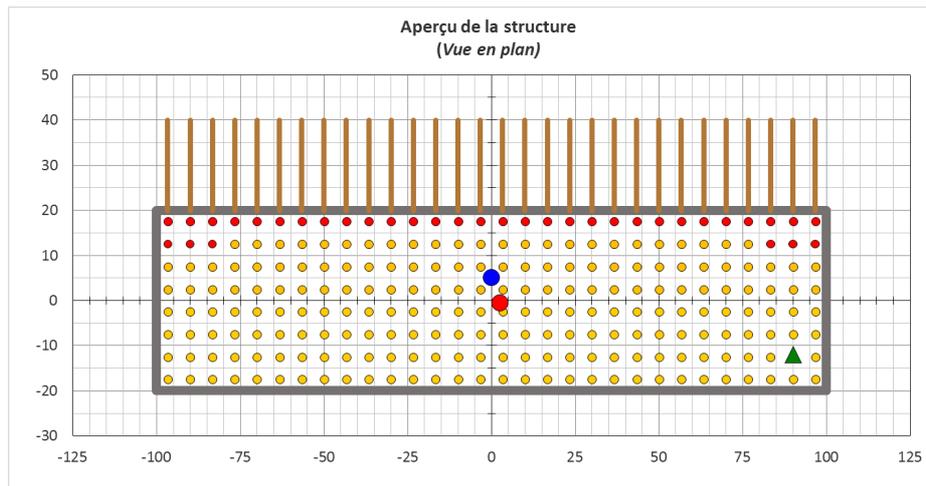
○ Combinaison des modes

En plus des 8 scénarios proposés, il peut être intéressant de regarder le comportement de la structure lorsqu'elle est sollicitée en même temps par le mode longitudinal et par le mode de torsion, au travers d'un mode « combiné » (déformée modale « équivalente » obtenue par une moyenne pondérée des déformées modales des deux modes en fonction de leur facteurs de participation respectifs). En effet, ce type de sollicitation correspond plus à la réalité d'un séisme qui toucherait la structure. On se propose donc, en procédant de la même façon que précédemment, de cumuler les efforts induits par les efforts longitudinaux et de torsion, de la manière la plus défavorable. En théorie cela devrait avoir pour conséquence une apparition plus rapide des rotules plastiques, les éléments structuraux étant doublement sollicités.

Comme pour le mode torsion seul, ce sont les pieux aux extrémités de la file n°4 qui sont le plus sollicités. Les schémas suivants représentent ainsi les plastifications successives des pieux soumis aux deux types de sollicitations, à chaque itération :







Le comportement de la structure est clair : ce sont d'abord les pieux de la file n°4 qui plastifient, la plastification se « déplaçant » de l'extrémité de la dalle vers le centre de la dalle. Puis ce sont les pieux de la file n°3 qui plastifient, en suivant le même cheminement.

La courbe force-déplacement obtenue est la suivante :

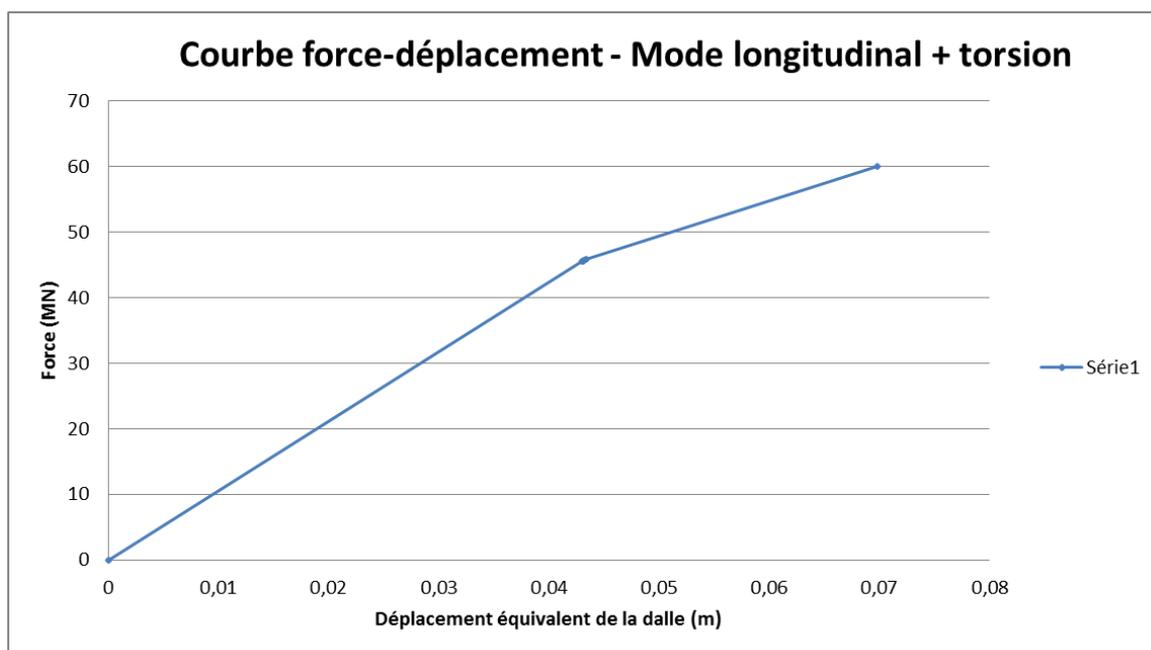


Figure 41 – Courbe force-déplacement – mode combiné

Néanmoins, l'analyse montre que les plastifications successives des pieux d'une même file sont en pratique très rapprochées : une fois que les premiers pieux de la file n°4 plastifient, les autres pieux de la file plastifient très rapidement après, pour des écarts déplacements équivalents de la dalle assez infimes. On ne distingue ainsi pas sur la courbe les différentes itérations autour du changement de pente (pour $d=0,043$ m). La courbe est donc très similaire à celle obtenue pour le mode longitudinal seul. On peut donc estimer que l'analyse par la combinaison des modes est équivalente à celle obtenue par le mode longitudinal seul.

○ Critère de résistance du sol en butée

Lors de l'étude du mode de torsion sur la structure, les efforts imposés au sol en butée deviennent très rapidement importants. Se pose alors la question du comportement du sol face à de tels efforts. En s'appuyant sur le fascicule 62 du CCTG (Cahier des Clauses Techniques Générales) « Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Civil », titre V (1993), on peut déterminer si le sol en butée conserve ses caractéristiques en traçant la loi de mobilisation de la réaction frontale en fonction du déplacement du sol [8].

On rappelle l'expression de la force de butée :

$$F_{butée} = \frac{1}{2} K_{dyn} \cdot H_{mur} \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2 \cdot \alpha$$

La pression exercée est alors obtenue en divisant la force de butée par la demi-surface du mur arrière.

La loi de mobilisation se présente sous la forme d'une courbe bilinéaire avec une pente à l'origine égale à la raideur dynamique du sol en butée ($K_{dyn} = 54 \text{ MN/m/ml}$) et un palier de pression P_f (limite de fluage du sol) estimé à 0,75 MPa pour du remblai, comme c'est le cas ici.

La figure 41 présente l'évolution de la force de pression (en bleu) lors du scénario 8, qui correspond au mode de torsion seul, superposé avec la loi de mobilisation de la réaction frontale en fonction du déplacement du sol.

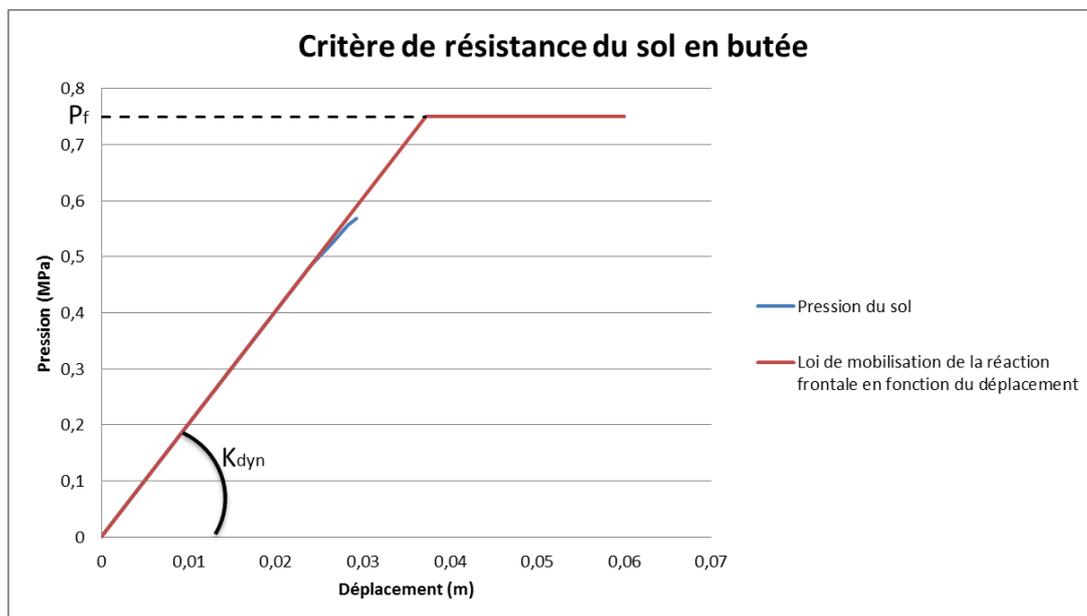


Figure 42 – Critère de résistance du sol en butée

On voit que la pression limite P_f n'est pas dépassée dans le cas le plus défavorable pour le sol : celui-ci est donc considéré comme restant dans son domaine élastique de réaction tout au long de l'étude.

4.5.2. ETUDE TRANSVERSALE

Comme pour l'étude longitudinale, on établit 8 scénarios différents pour l'étude transversale :

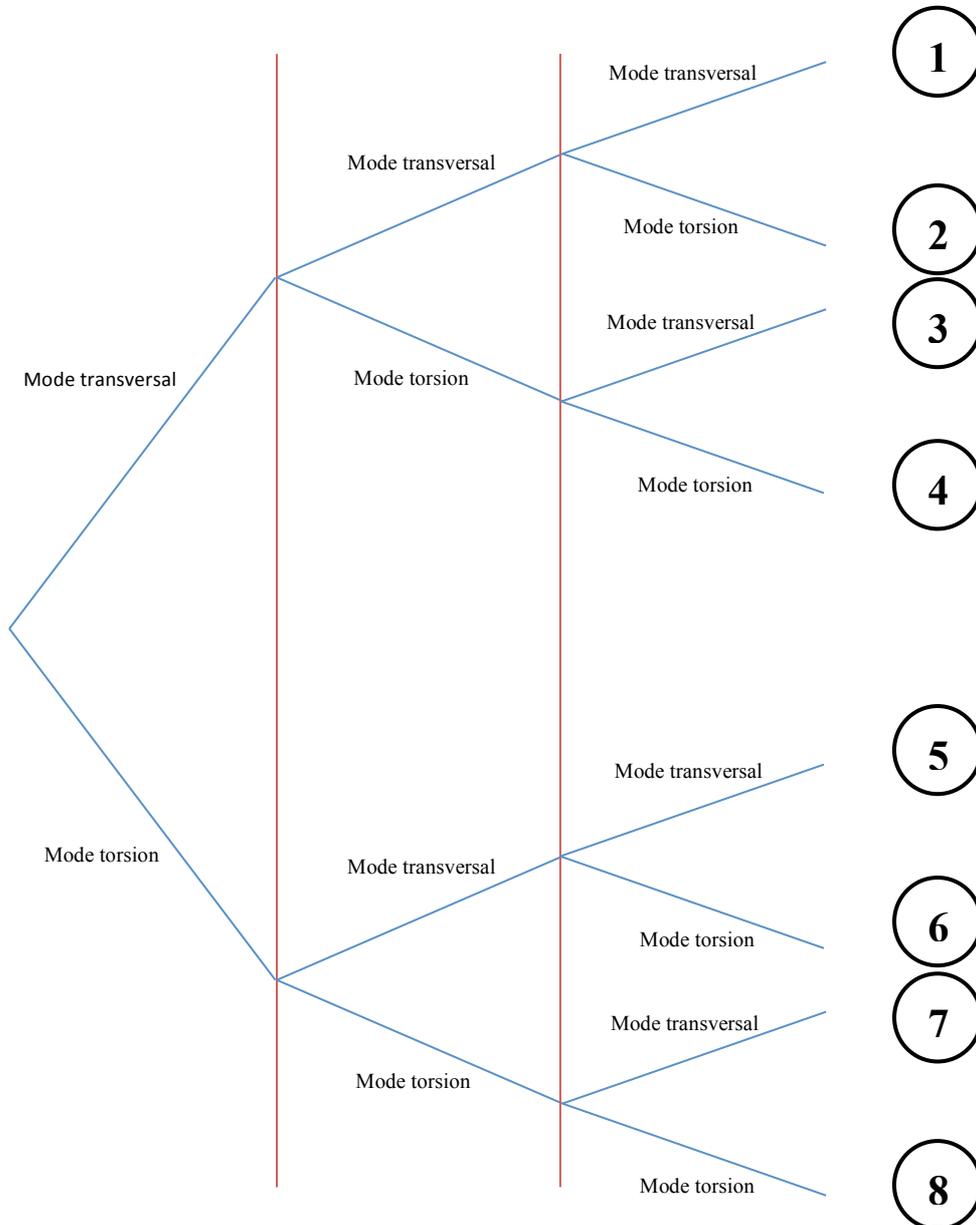
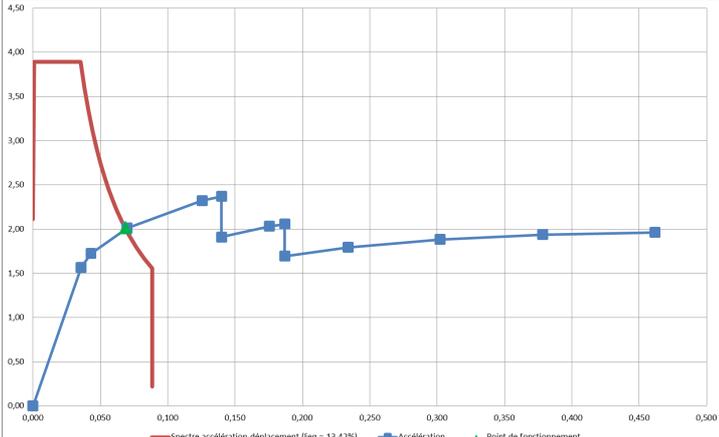
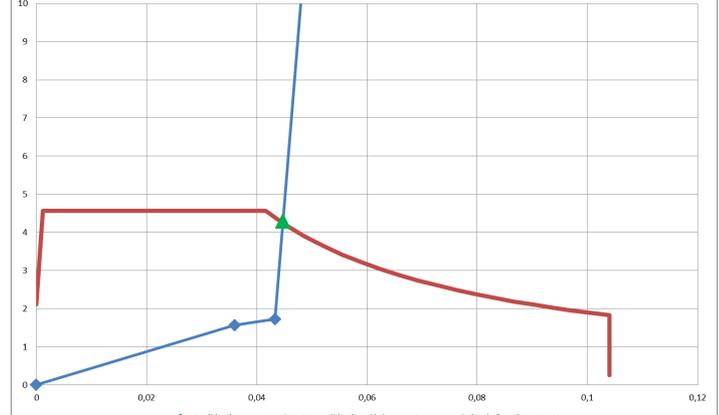
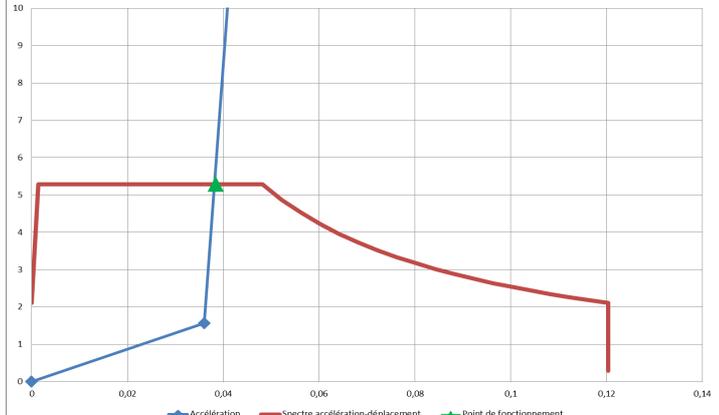
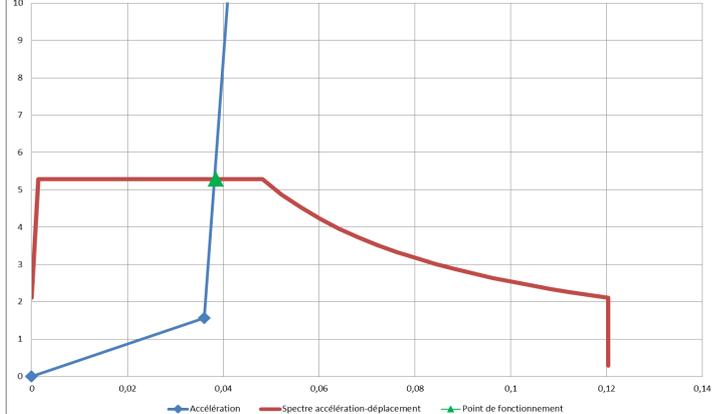


Figure 43 - Différents scénarios de l'analyse push-over multimodal transversale

<p>Scénario 1</p>		<p>Point de fonctionnement :</p> <p>$d = 0,069 \text{ m}$ $F = 113,38 \text{ MN}$ $a = 2,02 \text{ m/s}^2$ $\mu_d = 1,97$</p>
<p>Scénario 2</p>		<p>Point de fonctionnement :</p> <p>$d = 0,045 \text{ m}$ $F = 227,07 \text{ MN}$ $a = 4,30 \text{ m/s}^2$ $\mu_d = 1,24$</p>
<p>Scénario 3</p>		<p>Point de fonctionnement :</p> <p>$d = 0,038 \text{ m}$ $F = 275,94 \text{ MN}$ $a = 5,28 \text{ m/s}^2$ $\mu_d = 1,06$</p>
<p>Scénario 4</p>		<p>Point de fonctionnement :</p> <p>$d = 0,038 \text{ m}$ $F = 275,94 \text{ MN}$ $a = 5,28 \text{ m/s}^2$ $\mu_d = 1,06$</p>

<p>Scénario 5</p>		<p>Point de fonctionnement :</p> <p>$d = 0,003 \text{ m}$ $F = 275,94 \text{ MN}$ $a = 5,28 \text{ m/s}^2$ $\mu_d = 0,08$</p>
<p>Scénario 6</p>		<p>Point de fonctionnement :</p> <p>$d = 0,003 \text{ m}$ $F = 275,94 \text{ MN}$ $a = 5,28 \text{ m/s}^2$ $\mu_d = 0,08$</p>
<p>Scénario 7</p>		<p>Point de fonctionnement :</p> <p>$d = 0,003 \text{ m}$ $F = 275,94 \text{ MN}$ $a = 5,28 \text{ m/s}^2$ $\mu_d = 0,08$</p>
<p>Scénario 8</p>		<p>Point de fonctionnement :</p> <p>$d = 0,003 \text{ m}$ $F = 275,94 \text{ MN}$ $a = 5,28 \text{ m/s}^2$ $\mu_d = 0,08$</p>

Dans le cas de l'étude transversale, c'est également le scénario 1 qui est le plus défavorable. En effet c'est pour ce scénario que la ductilité appelée de l'ouvrage est la plus importante (1,97).

4.6. EXPLOITATION DES RÉSULTATS

Que ce soit pour l'étude longitudinale ou l'étude transversale, les scénarios les plus défavorables correspondent à ceux où le mode de torsion n'est pas pris en compte dans les itérations successives. Cela s'explique par le fait que dans le mode de torsion, le couple résistant du mur en butée représente la grande majorité du couple résistant global. Celui-ci est relativement important, ce qui implique que les efforts horizontaux nécessaires pour déplacer la structure sont conséquents, particulièrement par rapport aux efforts nécessaires dans les modes longitudinal et transversal. La pente de la courbe force-déplacement (et donc accélération-déplacement) pour le mode de torsion est donc bien plus élevée que pour les 2 autres modes : le croisement avec le spectre réglementaire a donc lieu très rapidement, pour un déplacement limité.

On pourrait dès lors se poser la question de l'intérêt de cette étude, puisqu'au final les scénarios retenus correspondent aux résultats des études monomodales. Il ne faut bien sûr pas remettre en cause le principe de cette méthode, qui permet fondamentalement d'appréhender plus en détail le comportement de la structure. Il apparaît que celle-ci n'est que peu soumise au phénomène de torsion ; mais il a fallu aller au bout de l'analyse multimodale pour conclure. On pourrait exprimer ceci en disant que la masse modale du mode de torsion ne représente que quelques % de la masse modale totale. Une modélisation informatique de la structure aurait peut-être permis de répondre plus rapidement, mais compte tenu des outils à notre disposition, la méthode déployée ici était la bonne pour comprendre le comportement de la structure sous ce mode.

5. VALIDATION DE LA DÉMARCHE SUR UN CAS SIMPLE « THÉORIQUE » PAR CONFRONTATION DES RÉSULTATS AVEC ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE

Pour approfondir encore l'étude, l'utilisation de logiciels informatiques permettant de traiter en un grand nombre de données et de calculs complexes est souhaitable, en vue de réaliser une analyse dynamique temporelle non-linéaire, seule capable de bien représenter toute la complexité du phénomène vibratoire caractérisant ce type de structure (plastification des éléments au cours de la sollicitation et surtout non symétrie du comportement selon le sens de sollicitation en butée ou en traction rendant notamment quasi impossible l'appréhension du mode de torsion par des méthodes simplifiées classiques). Cependant la plupart des logiciels spécifiquement conçus pour les analyses sismiques aussi spécifiques sont relativement chers et difficiles d'accès. Il a donc fallu se tourner vers une solution plus modeste mais présentant toutefois un intérêt certain.

Le logiciel choisi pour réaliser l'analyse dynamique temporelle est le logiciel SAP2000 (version éducative gratuite limitée à 30 nœuds mais présentant toutes les fonctionnalités de calcul de la version complète), développé par l'entreprise Computer and Structures, Inc (USA – University of California, Berkeley). Il permet entre autres des réaliser les calculs suivants :

- analyses spectrales multimodales avec combinaisons quadratiques de type SRSS et CQC,
- analyses dynamiques temporelles à partir d'accélérogrammes,
- prise en compte du comportement non-linéaire de certaines sections avec lois bilinéaires de rotules plastiques et dispositifs spéciaux de type amortisseurs, « butées » et « crochets ».

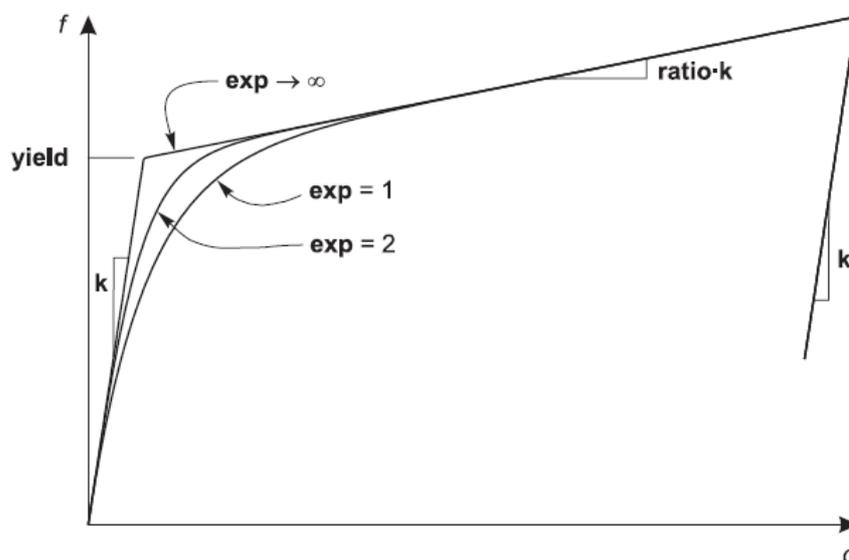


Figure 44 – Loi bilinéaire de rotule plastique

Le schéma ci-dessus présente la façon dont est paramétrée une rotule plastique dans le logiciel SAP2000.

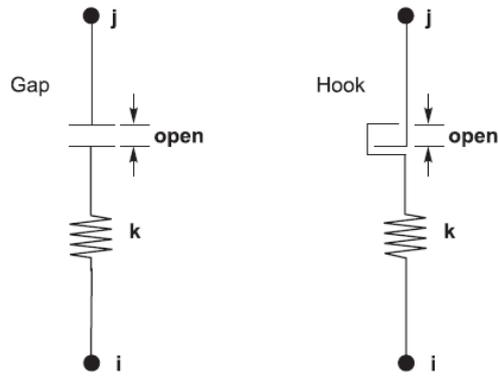


Figure 45 – Éléments de butée (gap) et de crochet (hook)

Les éléments Gap et Hook serviront à modéliser l'action des tirants et du remblai : l'élément Gap permet en effet d'appliquer une raideur dans le sens de la compression, tandis que l'élément Hook est lui actif dans le sens de la traction.

Le fait que le logiciel soit limité à 30 nœuds a eu pour principale conséquence de devoir simplifier considérablement la structure de base, pour la transformer en une structure simplifiée au maximum.

L'utilisation de l'analyse dynamique temporelle se limite donc ici à un cas simplifié où la structure d'étude sera constituée de quelques pieux seulement, tout en restant au maximum représentative du comportement dynamique de la structure complète. Ainsi, la structure modélisée (dite structure « réduite ») a pour caractéristiques géométriques :

- longueur : 20 m,
- largeur : 10 m,
- nombre de pieux : 6, répartis sur 2 files,
- nombre de tirants : 3,
- pas de masse supplémentaire.

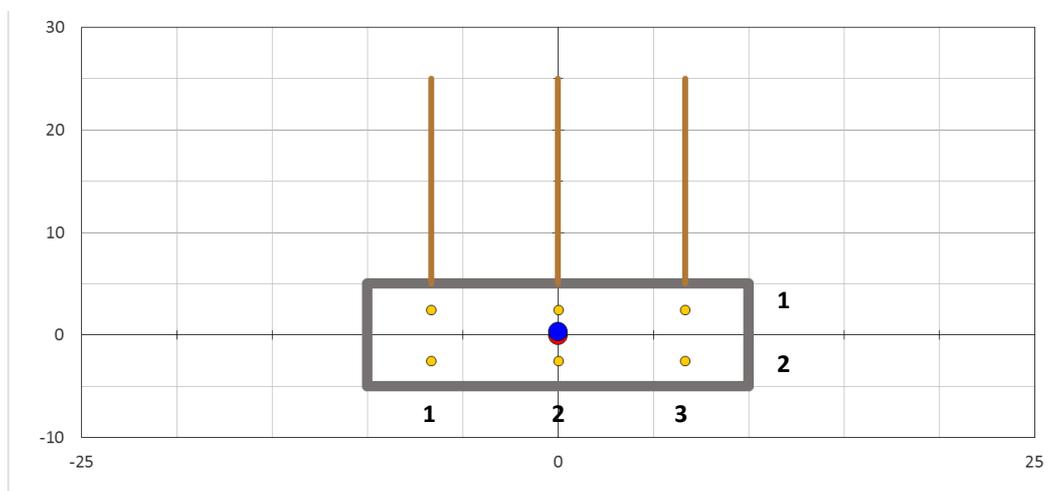


Figure 46 – vue en plan de la structure réduite

Les dimensions des pieux de la file de pieux n°1 (respectivement n°2) de la structure réduite correspondent à celle des pieux de la file de pieux n°4 (respectivement n°3) de la structure complète. Les caractéristiques des tirants sont conservées.

Pour pouvoir juger de la pertinence des études précédentes, toutes les méthodes précédentes ont été appliquées à nouveau, sur la structure réduite. Ainsi on présentera successivement les principaux résultats dans les paragraphes suivants.

5.1. ANALYSE SPECTRALE

En reprenant les données des matériaux de la structure initiale, appliquée aux dimensions de la structure réduite, on a :

$$M_{dalle} = 20 * 10 * 2 * 2,5 = 1000 t$$

$$M_{tot} = M_{dalle} + M_{pieux_1} + M_{pieux_2} = 1034 t$$

$$K_{long} = 79 MN/m$$

$$K_{trans} = 226 MN/m$$

$$T_{long} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{tot}}{K_{long}}} = 0,72 s$$

$$T_{trans} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{tot}}{K_{trans}}} = 0,43 s$$

○ Analyse longitudinale :

$S_d(T_{long}) (m/s^2)$	$F_{long} (MN)$	q	$d (m)$	μ_d
4,08	4,22	1,08	0,058	1,07

$q = 1,08$	2	1
Med (MN.m)	2,15	3,48
Med/Mrd	0,765	1,238
Ved (MN)	0,46	0,95

On observe une plastification des pieux de la file de pieux n°1.

○ Analyse transversale :

$S_d(T_{long}) (m/s^2)$	$F_{long} (MN)$	q	$d (m)$	μ_d
5,28	5,46	1	0,024	1

$q = 1$	2	1	<i>Tirants</i>
Med (MN.m)	0,97	1,57	/
Med/Mrd	0,345	0,559	0,670
Ved (MN)	0,21	0,43	1,18

La structure reste dans le domaine élastique sous sollicitation transversale.

5.2. PUSH-OVER MONOMODAL

5.2.1. ETUDE LONGITUDINALE

On reprend la procédure du push-over monomodal avec les données de la structure réduite. La courbe force-déplacement de la structure réduite sous sollicitation longitudinale est la suivante :

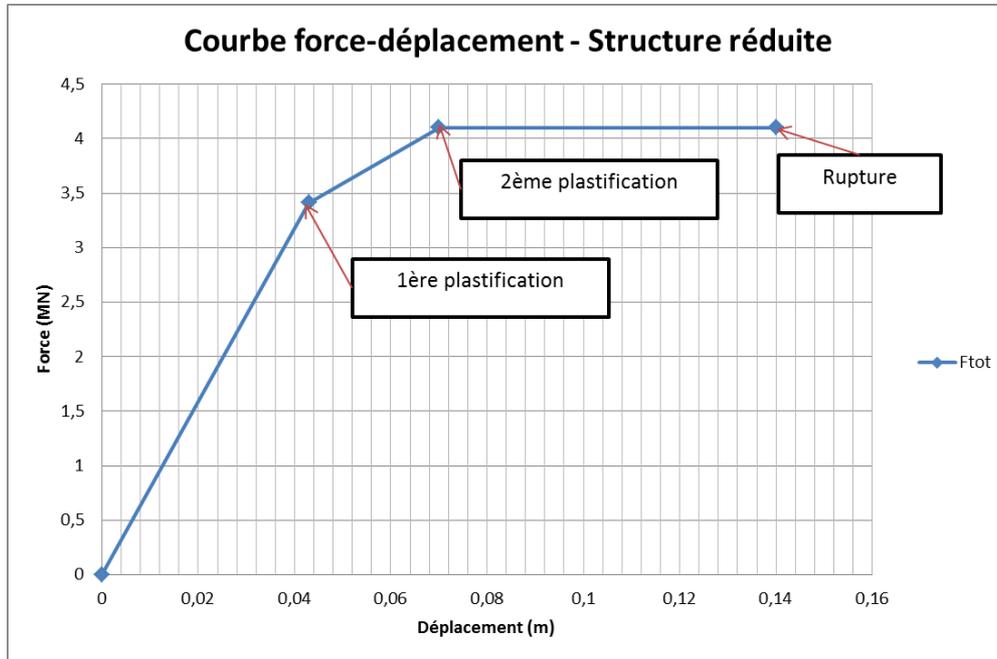


Figure 47 – Courbe force-déplacement longitudinale – structure réduite

On considère que la ruine de l'ouvrage a lieu lors de la rupture de la file de pieux n°1.

On passe de la courbe force-déplacement à la courbe accélération-déplacement en divisant la courbe par la masse totale de la structure réduite. On procède alors aux itérations sur l'amortissement du spectre de calcul en utilisant le modèle de Takeda pour recalculer l'amortissement jusqu'à obtenir une valeur stable, ici égale à 7,2%.

Le point de fonctionnement trouvé correspond à un déplacement $d = 0,057$ m, et à une accélération $a = 3,66$ m/s². Au niveau du point de fonctionnement, seule la file de pieux n°1 a plastifié. Le niveau de ductilité atteint est égal à 1,33, ce qui est légèrement supérieur à la valeur déterminée par l'analyse spectre (1,08).

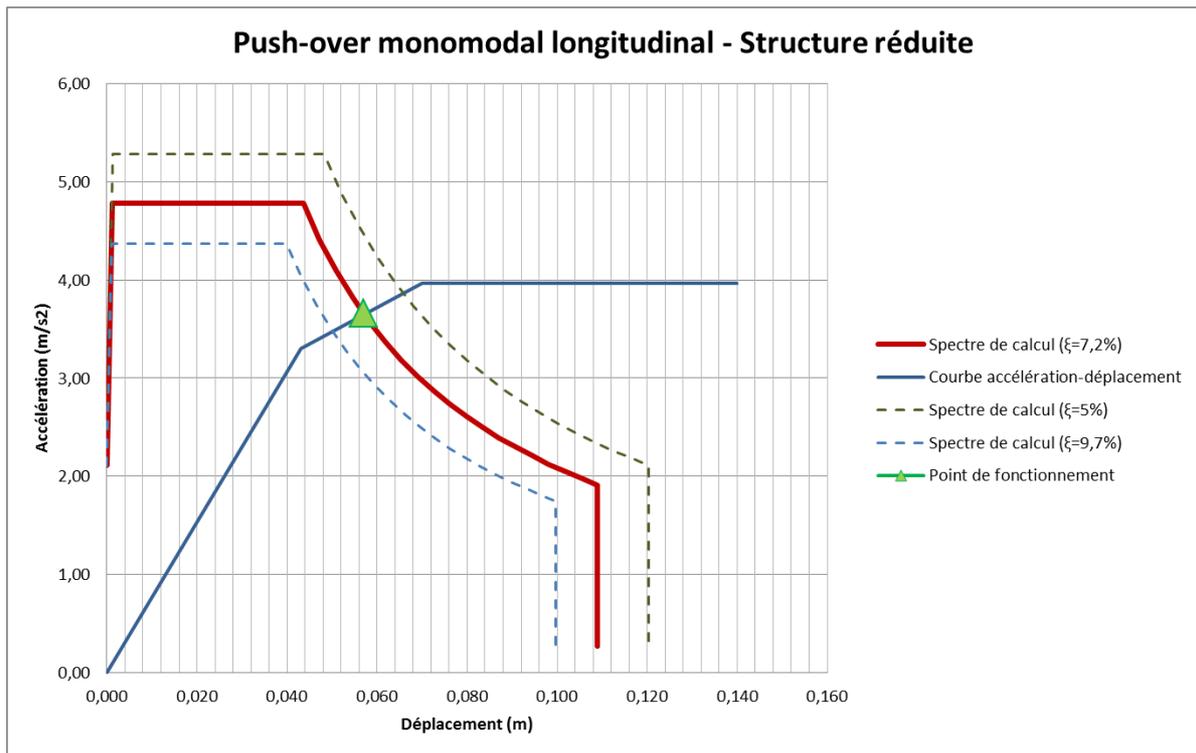


Figure 48 – Push-over monomodal longitudinal – structure réduite

5.2.2. ETUDE TRANSVERSALE

Pour des sollicitations transversales (toujours dans le sens « vers la mer »), la courbe force-déplacement de la structure réduite est la suivante :

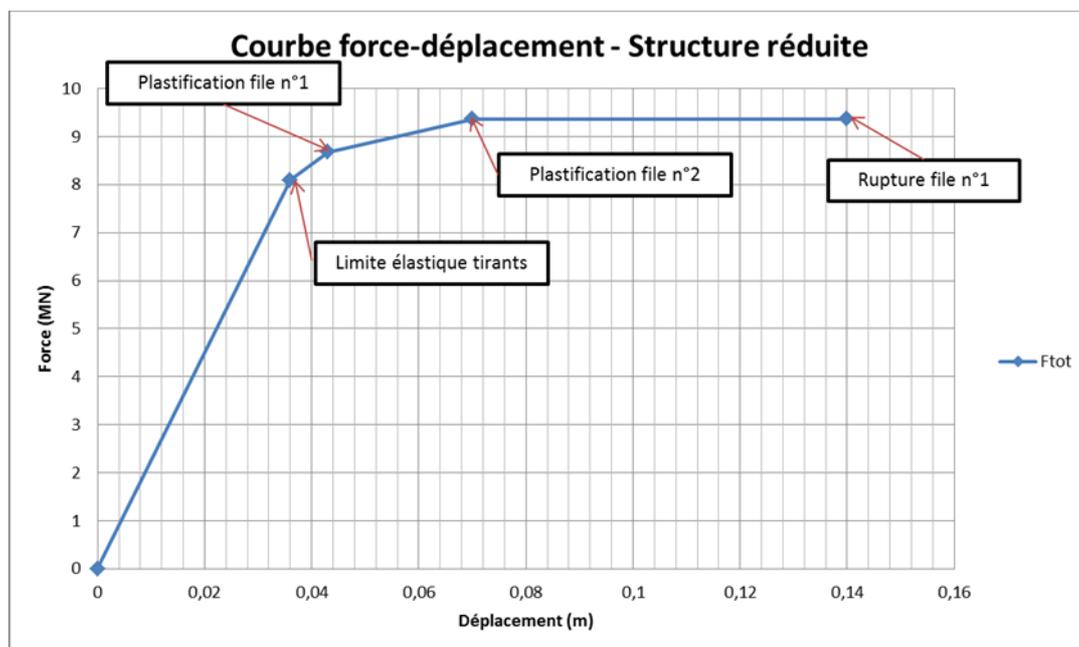


Figure 49 – Courbe force-déplacement transversale – structure réduite

C'est au niveau des tirants qu'est atteinte la première limite élastique. On remarque que c'est également à cet endroit-là que la structure réelle avait plastifié en premier pour l'étude transversale, ce qui nous conforte dans le choix de cette structure réduite.

On observe ensuite successivement la plastification des pieux de la file n°1 puis de la file n°2, et enfin la rupture des pieux de la file n°1, comme lors de l'étude longitudinale.

Comme lors de l'étude de la structure réelle, le passage de la force transversale à l'accélération du sol est moins direct que pour le passage de la force longitudinale à l'accélération, puisqu'intervient ici la poussée des terres. On trace donc une nouvelle courbe exprimant la force de poussée en fonction de l'accélération, pour obtenir la formule de passage de la force transversale vers l'accélération du sol.

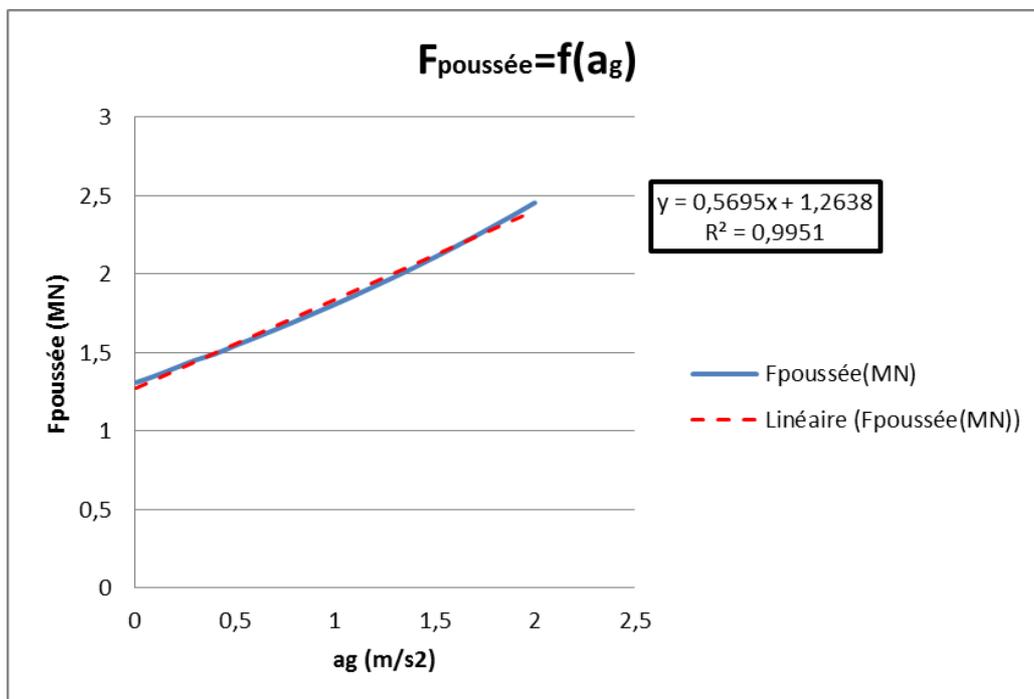


Figure 50 – Force de poussée des terres en fonction de l'accélération du sol – structure réduite

On peut donc utiliser l'expression suivante :

$$F_{poussée} = 0,5695a_g + 1,2638$$

D'où finalement :

$$F_{trans} = M_{tot} \cdot a_g + 0,5695a_g + 1,2638$$

$$a_g = \frac{F_{trans} - 1,2638}{M_{tot} + 0,5695}$$

Ce qui permet de tracer la courbe accélération-déplacement de la structure réduite.

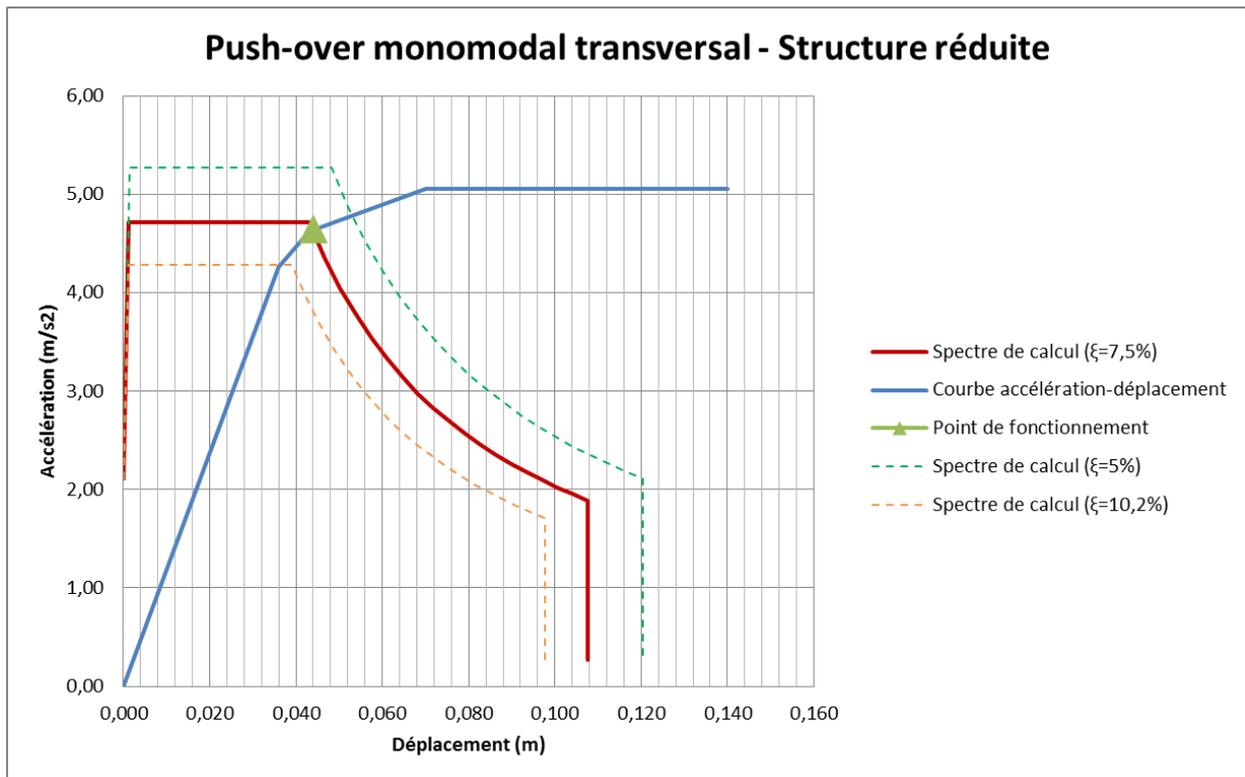


Figure 51 – Push-over monomodal transversal – structure réduite

Le point de fonctionnement correspond à un déplacement de 0,042 m et à une accélération de 4,65 m/s^2 . Le niveau de ductilité atteint est alors de 1,17, la limite élastique des tirants ayant été atteinte (contrairement à l'analyse spectre où la structure était restée dans le domaine élastique).

5.3. PUSH-OVER MULTIMODAL

Comme pour l'étude de la structure réelle, on va également chercher à déterminer le comportement de la structure sous un mode de torsion, en reprenant les mêmes équations qu'auparavant.

La courbe force-déplacement pour le mode de torsion se présente sous la forme suivante :

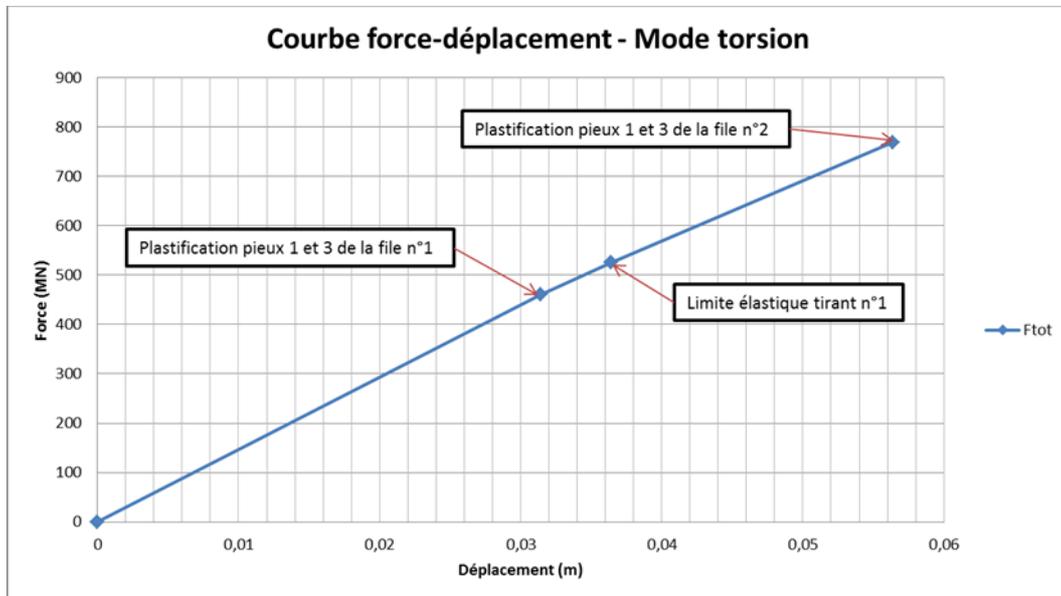


Figure 52 - Courbe force-déplacement – mode torsion (structure réduite)

En superposant la courbe accélération-déplacement avec le spectre réglementaire, on obtient :

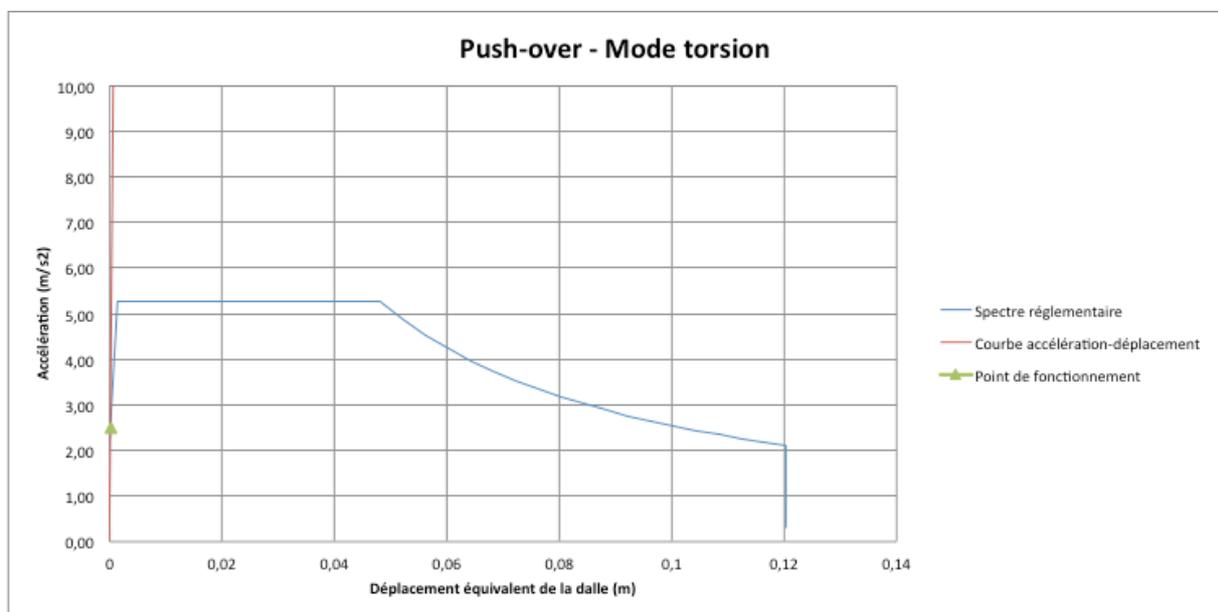


Figure 53 - Push-over - mode torsion (structure réduite)

On observe le même phénomène que sur la structure réelle, à savoir un mode de torsion bridé par le mur en butée. Dès lors l'analyse multimodale sur la structure réduite pourra être assimilée aux analyses push-over monomodales longitudinales et transversales. On se propose tout de même

d'étudier le scénario 2 (le cas longitudinal puis mode torsion prépondérant après la première itération) pour confirmer l'hypothèse précédente. La courbe ci-dessous présente ce scénario :

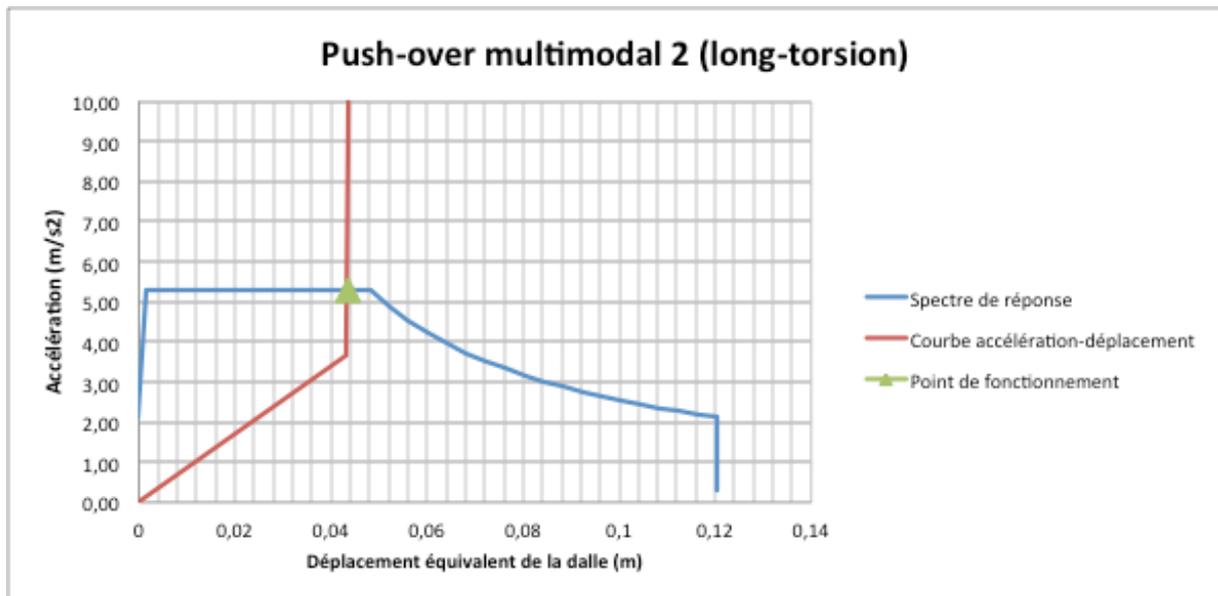


Figure 54 – Push-over multimodal – Scénario 2

On retrouve bel et bien les mêmes traits caractéristiques que lors de l'étude sur la structure réelle, ce qui nous conforte dans l'idée d'assimiler les résultats de l'étude push-over monomodale au push-over multimodal.

5.4. ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE NON-LINÉAIRE

Avec cette dernière méthode, on cherche à calculer directement la réponse de la structure soumise à une sollicitation de type accélérogramme, correspondant à une accélération variable en fonction du temps.

L'accélérogramme retenu dans le cadre de l'étude de la structure réduite correspond à l'enregistrement d'un séisme qui eut lieu dans la région du Basso Tirreno en Italie, le 15 avril 1978. Ce séisme, de magnitude 6,1, est intéressant puisque la zone d'enregistrement de l'accélérogramme correspond à une zone de sismicité Z3 et un sol de classe D, comme pour la zone d'étude du Grand Port de Nantes St-Nazaire. On pourra donc directement utiliser l'accélérogramme tel quel.

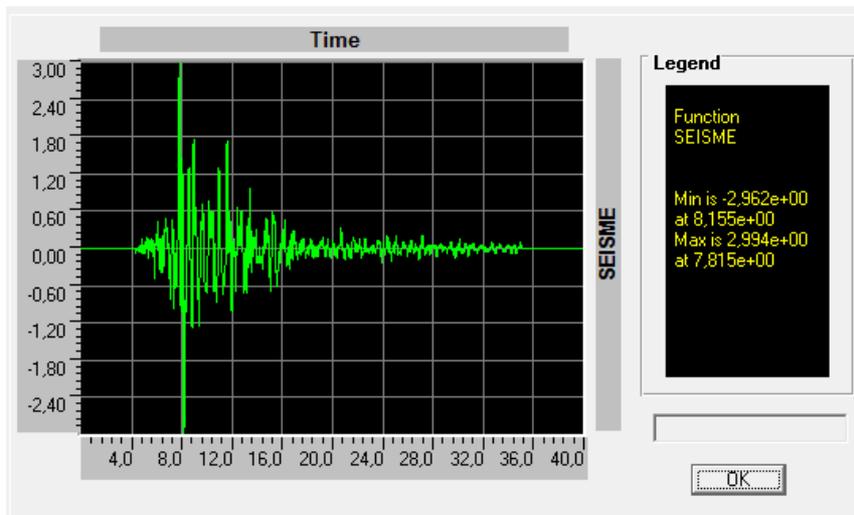


Figure 55 – Accélérogramme séisme Basso Tirreno

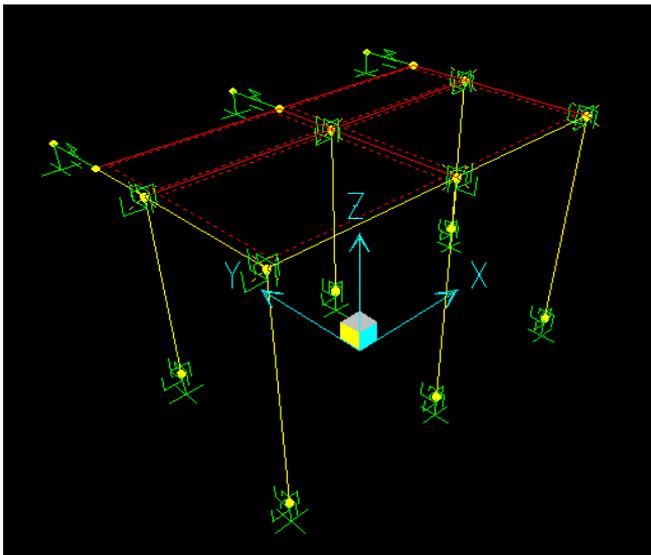


Figure 56 – Vue en 3D de la structure réduite modélisée

Comme expliqué au début de la partie 5, le logiciel utilisé est limité en termes de nœuds (seulement 30). Il n'a donc pas été possible de décrire exactement la structure comme elle est modélisée dans la figure 43 par exemple. Ainsi pour conserver le nombre de pieux, il a fallu « raboter » l'extérieur de la dalle autour de la surface formée par les pieux, de sorte que le périmètre extérieur de la dalle soit à l'aplomb des pieux. La masse de la dalle supprimée a été compensée en majorant la masse volumique du béton de la dalle.

Pour modéliser le comportement dynamique non-linéaire de la structure, il a fallu définir directement les zones de non-linéarités (rotules plastiques) potentielles et leurs caractéristiques, ainsi que les autres éléments qui eux restent dans leur domaine de comportement élastique. Le logiciel permet de créer des éléments non-linéaires dont le comportement élasto-plastique est traduit par des lois bi-linéaires en moment-rotation (élasto-plasticité « parfaite » à palier horizontal) directement déduites de l'intégration des lois moment-courbure sur la hauteur théorique L_p des rotules plastiques potentielles.

La rotation à la limite élastique est définie par [3] :

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_p}{2} \left(1 + \left(1 - \frac{0,5L_p}{L_v} \right) \right)$$

De plus on définit le module élastique en rotation :

$$K_y = \frac{M_{Rd}}{\theta_y}$$

On peut alors paramétrer les rotules plastiques modélisées dans le logiciel, en calculant ces deux valeurs pour les pieux de la file n°1 et les pieux de la file n°2.

	Pieu file n°1	Pieu file n°2
θ_y (rad)	$2,50 \cdot 10^{-3}$	$2,97 \cdot 10^{-3}$
K_y (MNm/rad)	$1,12 \cdot 10^3$	$9,47 \cdot 10^2$

Les éléments de rotule sont placés en tête et en pied de chaque pieu.

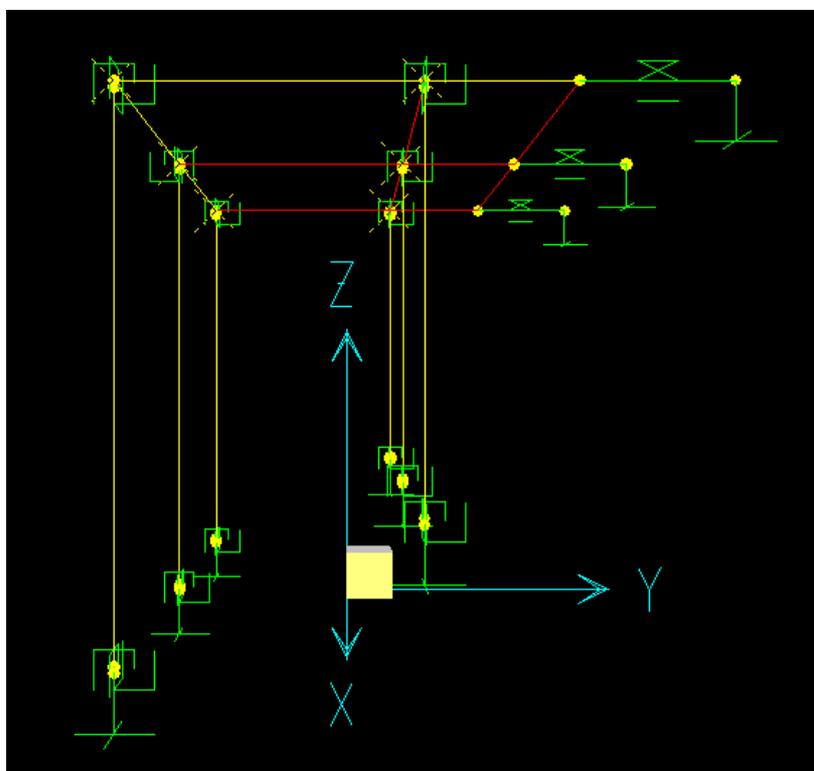


Figure 57 – Vue de côté de la structure réduite modélisée

5.4.1. SEISME LONGITUDINAL

Le logiciel permet de visualiser et de tracer le déplacement longitudinal du tablier au cours de la sollicitation :

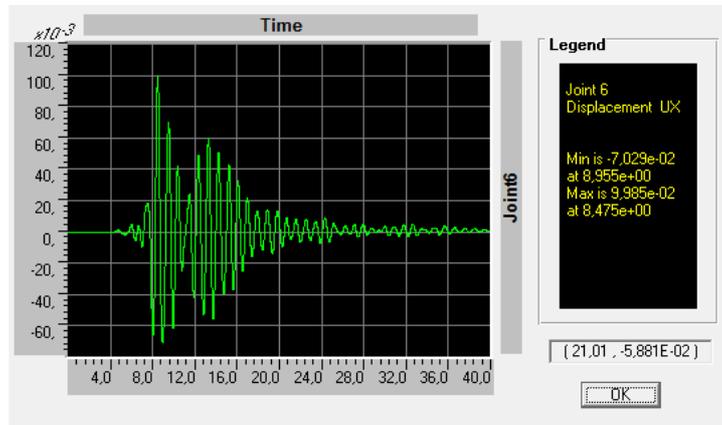


Figure 58 – Déplacement longitudinal du tablier

On regarde ensuite les courbes moments-rotations en pied et en tête d'un pieu de la file n°1 et d'un pieu de la file n°2 afin de déterminer les niveaux de ductilités atteints dans ces éléments :

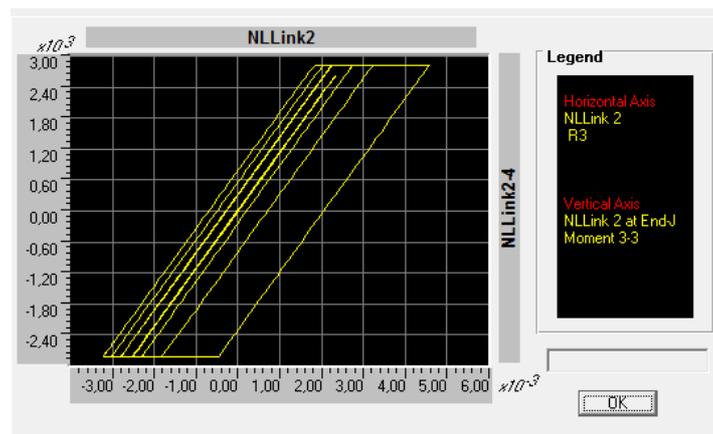


Figure 59 – Loi moment-rotation pieu file n°1 (pied)

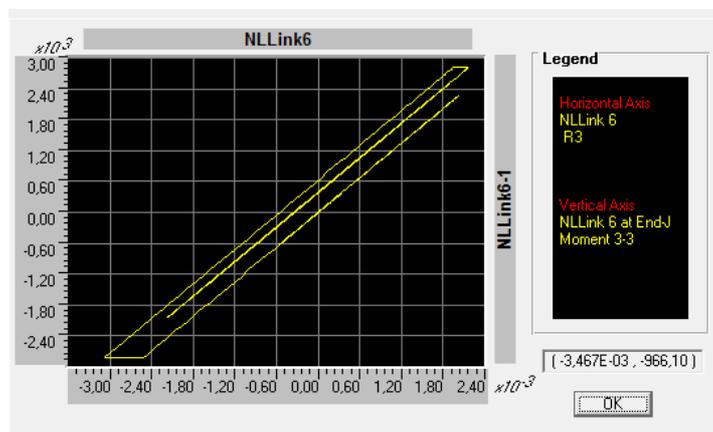


Figure 60 – Loi moment-rotation pieu file n°1 (tête)

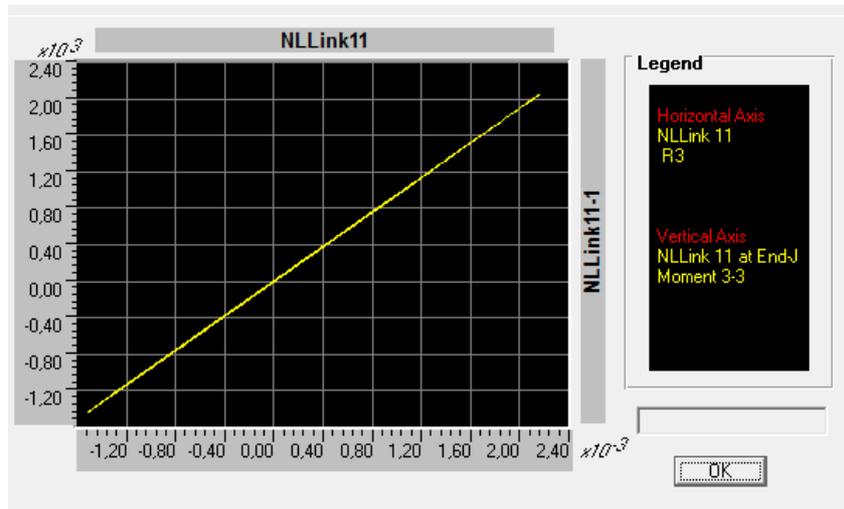


Figure 61 – Loi moment-rotation pieu file n°2 (pied)

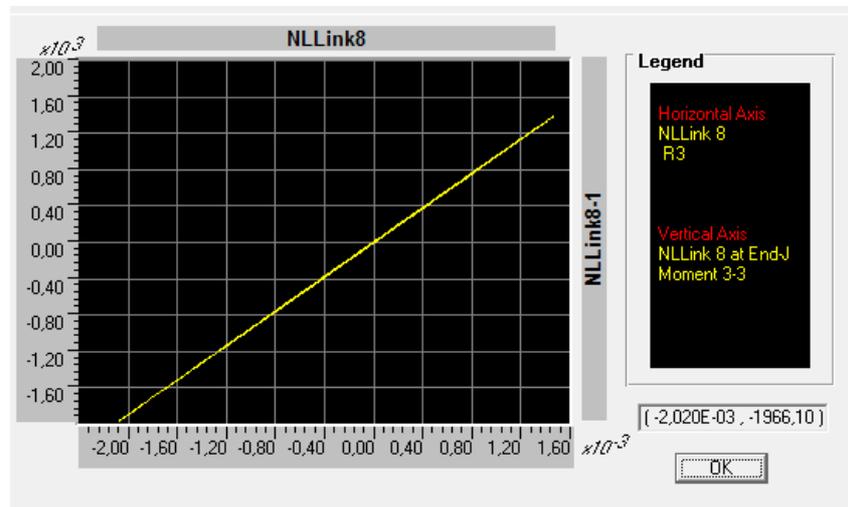


Figure 62 – Loi moment-rotation pieu file n°2 (tête)

On constate que sous ce séisme, les pieux de la file de pieux n°1 plastifient en pied et en tête de pieux, tandis que les pieux de la file de pieux n°2 restent dans le domaine élastique, ce qui semble cohérent avec les analyses précédentes, compte tenu de l'accélération maximale. On constate cependant que le déplacement du tablier dépasse la valeur pour laquelle les pieux de la file n°2 plastifient lors de l'étude push-over (10 cm contre 7cm) mais tout en restant d'un ordre de grandeur assez similaire. La comparaison entre les courbes décrites par les figures 59 et 60 montre également une plastification plus importante en pied qu'en tête, ce qui s'explique par la souplesse de la dalle qui n'avait pas été prise en compte dans les modélisations précédentes.

5.4.2. SEISME TRANSVERSAL

La courbe suivante représente le déplacement transversal du tablier sous un séisme transversal :

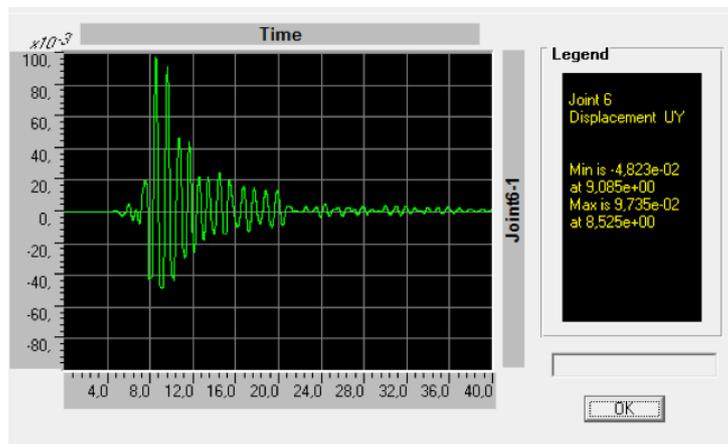


Figure 63 – Déplacement transversal du tablier

Le déplacement maximal est de 9,7 cm. On observe une dissymétrie dans le déplacement, consécutive à la raideur du sol en butée plus importante que celle des tirants en traction.

On trace ensuite les courbes moment-rotation en pied et en tête d'un pieu de la file n°1 et d'un pieu de la file n°2 :

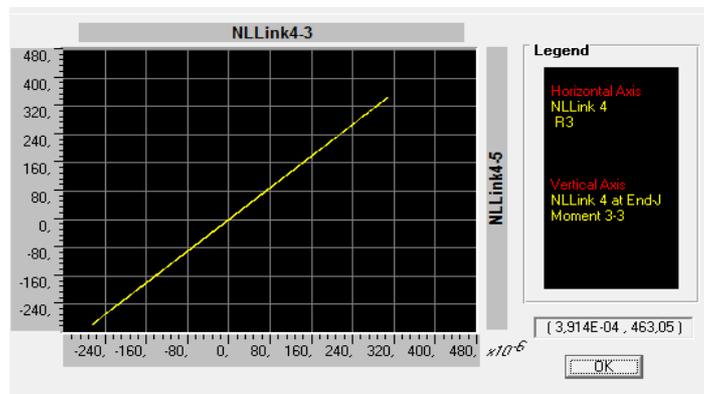


Figure 64 - Courbe moment-rotation pieu file 1 (pied)

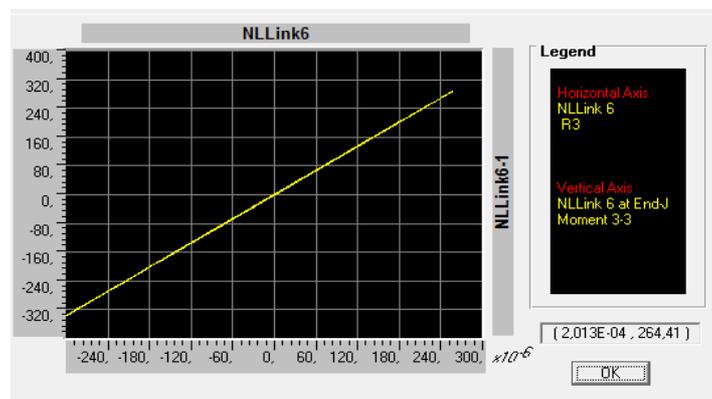


Figure 65 – Courbe moment-rotation pieu file 1 (tête)

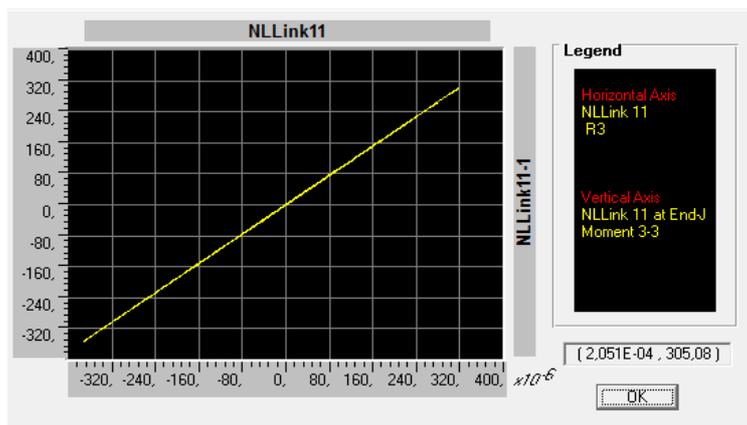


Figure 66 – Courbe moment-rotation pieu file 2 (pied)

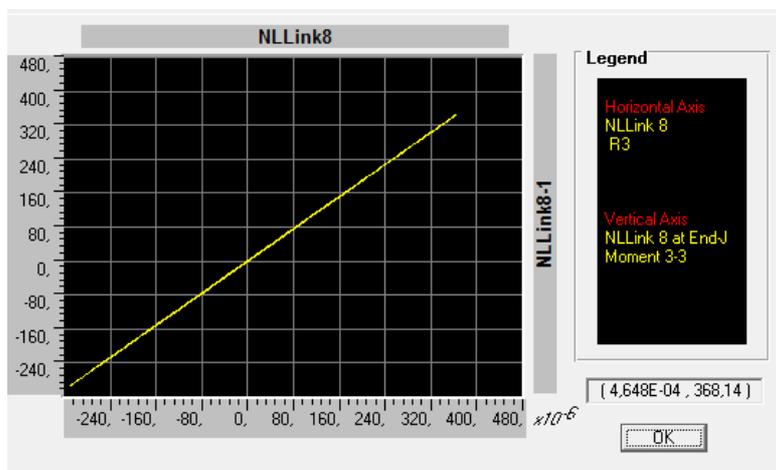


Figure 67 – Courbe moment-rotation pieu file 2 (tête)

Contrairement au séisme longitudinal, pour le séisme transversal aucun des pieux de plastifie. Comme lors des études précédentes, les tirants ont effectivement soulagé la structure dans le sens transversal.

	Pieu file n°1		Pieu file n°2	
	Pied	Tête	Pied	Tête
θ_i (rad)	$4,30 \cdot 10^{-4}$	$3,00 \cdot 10^{-4}$	$3,72 \cdot 10^{-4}$	$3,64 \cdot 10^{-4}$
$\mu_\theta = \theta_i / \theta_{y,i}$	0,17	0,12	0,13	0,12

6. CONCLUSION, ENSEIGNEMENTS, PERSPECTIVES

La présente étude avait pour objectif d'étudier le comportement sismique des structures de quais maritimes de type dalle sur pieux ancrée à l'arrière par des tirants (typologie d'ouvrages la plus fréquemment rencontrée au sein des grandes infrastructures portuaires) en prenant en compte les non-linéarités pouvant résulter de l'endommagement (plastification ou rupture) des différents éléments structuraux (pieux et tirants) contribuant à la reprise des efforts sismiques. Pour cela différentes méthodes d'analyse sismique des structures, plus ou moins sophistiquées et complexes à mettre en œuvre, issues de l'Eurocode 8 et de la littérature spécialisée, ont été utilisées et les résultats comparés entre eux.

L'analyse de ces résultats montre tout d'abord que l'on retrouve les mêmes tendances dans le comportement de la structure, pour toutes les méthodes employées. On obtient ainsi une bonne représentation de la façon dont se comporte la structure sous les différentes sollicitations sismiques étudiées, que ce soit du point de vue de la chronologie des plastifications successives (hormis pour l'analyse spectrale qui reste globale), du niveau de ductilité mobilisé dans la structure, des efforts internes et des déplacements. Globalement, on peut également affirmer que la structure possède une bonne performance sismique d'un point de vue réglementaire, puisque dans tous les cas la structure n'atteint pas un niveau de dégradation trop important (plastification maîtrisée et limitée aux pieux de la première file la plus courte). Les différentes méthodes utilisées présentent toutes des avantages et des inconvénients. Au niveau de la complexité de mise en œuvre et du temps de réalisation, la méthode en force par analyse spectrale fut sans doute la plus aisée à mettre en œuvre, en définissant un coefficient de comportement pour toute la structure. Cette méthode permet de se faire une idée rapide sur les performances de la structure, et serait donc utile pour réaliser un pré-dimensionnement de la structure par exemple, une pré-évaluation sommaire de la vulnérabilité d'ouvrages existants.

Cependant, d'un point de vue de la pertinence scientifique, les méthodes push-over en déplacement présentent bien plus d'intérêt. Celles-ci nécessitent une bonne connaissance de la structure (dispositions de ferrailage et caractéristiques matériaux en particulier) et une bonne compréhension du comportement non-linéaire des matériaux et des structures, mais permettent en retour une meilleure représentation des phénomènes d'endommagement tant du point de vue local que global. Le push-over multimodal fut particulièrement chronophage, puisque 16 scénarios différents ont été étudiés, permettant d'intégrer le mode de torsion. La plus-value apportée par ce raffinement ne fut toutefois pas très significative sur l'ouvrage étudié, compte tenu notamment du « bridage » amené par la raideur en butée du remblai arrière.

Les analyses menées sur une structure réduite (simplifiée tout en restant représentative du comportement de la structure réelle) à l'aide d'un logiciel spécifique permettant de réaliser des calculs dynamiques temporels non-linéaires intégrant en particulier des lois de comportement locales particulières de types rotules plastiques, butées ou « crochets » ont permis de conforter en partie le choix des méthodes et les résultats obtenus. Dans ce type d'approches dynamiques temporelles, généralement considérées comme les plus sophistiquées et les plus à même de représenter correctement le comportement réel sous séisme des structures complexes, le fait de pouvoir utiliser un véritable accélérogramme apporte un réel intérêt, puisqu'il s'agit in fine du type de sollicitation pour lequel la structure doit résister. Cependant un seul accélérogramme ne saurait

être suffisant pour réaliser une étude complète : la réglementation sismique de l'Eurocode 8-2 impose ainsi de considérer au moins 3 paires indépendantes d'accélérogrammes horizontaux qui soient suffisamment représentatifs de la zone de sismicité de l'ouvrage. Ici l'utilisation de l'analyse temporelle n'était pas la base de notre étude, mais plutôt un outil de complément permettant de visualiser le comportement de la structure et de conforter les résultats obtenus à ceux issus des méthodes d'analyses précédentes. On peut considérer que cet objectif a été atteint, les résultats étant globalement assez proches pour chacune des méthodes, même si le fait de ne pas contrôler réellement l'évolution des calculs donne quelque peu l'impression d'utiliser une « boîte noire ».

Pour pousser l'étude plus loin et obtenir ainsi une approche plus complète de la problématique, il conviendrait d'inclure de manière plus précise toutes les aspects liés à la géotechnique sismique et à l'interaction sol-structure, en intégrant notamment des aspects en lien avec les effets cinématiques, la stabilité des pentes ou la liquéfaction des sols. De plus il serait intéressant de disposer d'une modélisation complète de l'interaction de la structure avec son environnement (en réalisant une modélisation volumique en trois dimensions du massif de sol environnant par exemple). Enfin, il est envisagé dans le futur de réaliser un modèle expérimental à échelle réduite en centrifugeuse (laboratoire de Nantes de l'IFSTTAR) afin de mieux cerner de manière qualitative le comportement de ce type d'ouvrage très particulier du fait de son comportement dynamique très dissymétrique.

RÉFÉRENCES

- [1] **CEREMA** (auteurs multiples) – *Ponts en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l’Eurocode 8*. Editions Sétra (version provisoire février 2012).
- [2] **CEREMA** (auteurs multiples) – *Diagnostic et renforcement sismiques des ponts existants*. Editions Sétra (version avril 2014)
- [3] **CEREMA / Direction Territoriale Méditerranée** – Etude sur la prise en compte du séisme sur les ouvrages portuaires - Convention GPM - Nantes St-Nazaire – *Tâche 3 : Analyse paramétrique simplifiée de la vulnérabilité sismique des structures de quai courantes – Outil SisQuai*. Septembre 2014
- [4] NF EN1998-1 Eurocode 8 : Calcul des structures en béton pour leur résistance aux séismes – *Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*. Septembre 2005
- [5] NF EN1998-2 Eurocode 8 : Calcul des structures en béton pour leur résistance aux séismes – *Partie 2 : Ponts*. Septembre 2005
- [6] NF EN1998-5 Eurocode 8 : Calcul des structures en béton pour leur résistance aux séismes – *Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques*. Septembre 2005
- [7] Arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la catégorie dite "à risque normal"
- [8] Cahier des Clauses Techniques Générales – *Fascicule n°62, Titre IV, Annexe C5*. Septembre 1993
- [9] POLA Seismic Code 2010 – *The Port of Los Angeles Code for Seismic Design, Upgrade and Repair of Container Wharves*. Mai 2010
- [10] **CHIARAMONTE Maurizio et al** – *Seismic Analyses of Conventional and Improved Marginal Wharves*. Earthquake Engineering Structural Dynamics, 2013, p 1435-1450.
- [11] **MONONOBE N., MATSUO H.** – *On the determination of earthpressure during earthquakes*. Procedure World Engineering Congress, Tokyo, Volume 9, paper n°388, 1929, p176
- [12] Logiciel de calcul SAP 2000 - Computers and Structures, Inc. - University of Berkeley -USA, CA
(http://www.csiberkeley.com/products_SAP)

ANNEXE A : ELEMENTS DE CALCUL DU MODE DE TORSION

Cette annexe présente les spécificités liées au calcul de la courbe force-déplacement correspondant au mode de torsion (ici dans le cas d'une force horizontale longitudinale). A chaque itération, on regroupe dans un tableau les moments de flexion de chacun des pieux de la structure, et les efforts tranchants des tirants en traction. Par exemple, à la fin de la première itération, on a :

<i>M</i> torsion (MNm)	-4	-3	-2	-1	1	2	3	4	Tirants (MN)
15	0,26	0,30	0,36	0,45	0,57	0,79	1,50	2,54	1,76
14	0,25	0,29	0,34	0,42	0,53	0,74	1,40	2,39	1,64
13	0,23	0,27	0,32	0,39	0,49	0,69	1,31	2,23	1,52
12	0,22	0,25	0,30	0,36	0,45	0,63	1,21	2,08	1,40
11	0,20	0,23	0,27	0,33	0,41	0,58	1,12	1,92	1,29
10	0,19	0,21	0,25	0,30	0,38	0,53	1,02	1,77	1,17
9	0,17	0,20	0,23	0,27	0,34	0,47	0,92	1,61	1,05
8	0,16	0,18	0,21	0,25	0,30	0,42	0,83	1,46	0,94
7	0,14	0,16	0,19	0,22	0,26	0,37	0,73	1,30	0,82
6	0,13	0,14	0,16	0,19	0,22	0,31	0,64	1,15	0,70
5	0,11	0,13	0,14	0,16	0,19	0,26	0,54	0,99	0,59
4	0,10	0,11	0,12	0,13	0,15	0,21	0,44	0,84	0,47
3	0,09	0,09	0,10	0,10	0,11	0,15	0,35	0,68	0,35
2	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,10	0,25	0,52	0,23
1	0,06	0,06	0,05	0,05	0,03	0,05	0,16	0,37	0,12
-1	0,06	0,06	0,05	0,05	0,03	0,05	0,16	0,37	
-2	0,07	0,07	0,07	0,07	0,07	0,10	0,25	0,52	
-3	0,09	0,09	0,10	0,10	0,11	0,15	0,35	0,68	
-4	0,10	0,11	0,12	0,13	0,15	0,21	0,44	0,84	
-5	0,11	0,13	0,14	0,16	0,19	0,26	0,54	0,99	
-6	0,13	0,14	0,16	0,19	0,22	0,31	0,64	1,15	
-7	0,14	0,16	0,19	0,22	0,26	0,37	0,73	1,30	
-8	0,16	0,18	0,21	0,25	0,30	0,42	0,83	1,46	
-9	0,17	0,20	0,23	0,27	0,34	0,47	0,92	1,61	
-10	0,19	0,21	0,25	0,30	0,38	0,53	1,02	1,77	
-11	0,20	0,23	0,27	0,33	0,41	0,58	1,12	1,92	
-12	0,22	0,25	0,30	0,36	0,45	0,63	1,21	2,08	
-13	0,23	0,27	0,32	0,39	0,49	0,69	1,31	2,23	
-14	0,25	0,29	0,34	0,42	0,53	0,74	1,40	2,39	
-15	0,26	0,30	0,36	0,45	0,57	0,79	1,50	2,54	

On remarque que le tirant de la ligne n°15 a atteint sa limite élastique, pour une valeur $F_{long} = 3685$ MN. On regroupe alors dans un second tableau les réserves en moment pour les pieux et en effort tranchant pour les tirants, en vue de la seconde itération :

delta M (MNm)	-4	-3	-2	-1	1	2	3	4	Tirants (MN)
15	2,55	2,51	2,45	2,36	2,24	2,02	1,31	0,27	0,00
14	2,56	2,52	2,47	2,39	2,28	2,07	1,41	0,42	0,12
13	2,58	2,54	2,49	2,42	2,32	2,12	1,50	0,58	0,24
12	2,59	2,56	2,51	2,45	2,36	2,18	1,60	0,73	0,36
11	2,61	2,58	2,54	2,48	2,40	2,23	1,69	0,89	0,47
10	2,62	2,60	2,56	2,51	2,43	2,28	1,79	1,04	0,59
9	2,64	2,61	2,58	2,54	2,47	2,34	1,89	1,20	0,71
8	2,65	2,63	2,60	2,56	2,51	2,39	1,98	1,35	0,82
7	2,67	2,65	2,62	2,59	2,55	2,44	2,08	1,51	0,94
6	2,68	2,67	2,65	2,62	2,59	2,50	2,17	1,66	1,06
5	2,70	2,68	2,67	2,65	2,62	2,55	2,27	1,82	1,17
4	2,71	2,70	2,69	2,68	2,66	2,60	2,37	1,97	1,29
3	2,72	2,72	2,71	2,71	2,70	2,66	2,46	2,13	1,41
2	2,74	2,74	2,74	2,74	2,74	2,71	2,56	2,29	1,53
1	2,75	2,75	2,76	2,76	2,78	2,76	2,65	2,44	1,64
-1	2,75	2,75	2,76	2,76	2,78	2,76	2,65	2,44	
-2	2,74	2,74	2,74	2,74	2,74	2,71	2,56	2,29	
-3	2,72	2,72	2,71	2,71	2,70	2,66	2,46	2,13	
-4	2,71	2,70	2,69	2,68	2,66	2,60	2,37	1,97	
-5	2,70	2,68	2,67	2,65	2,62	2,55	2,27	1,82	
-6	2,68	2,67	2,65	2,62	2,59	2,50	2,17	1,66	
-7	2,67	2,65	2,62	2,59	2,55	2,44	2,08	1,51	
-8	2,65	2,63	2,60	2,56	2,51	2,39	1,98	1,35	
-9	2,64	2,61	2,58	2,54	2,47	2,34	1,89	1,20	
-10	2,62	2,60	2,56	2,51	2,43	2,28	1,79	1,04	
-11	2,61	2,58	2,54	2,48	2,40	2,23	1,69	0,89	
-12	2,59	2,56	2,51	2,45	2,36	2,18	1,60	0,73	
-13	2,58	2,54	2,49	2,42	2,32	2,12	1,50	0,58	
-14	2,56	2,52	2,47	2,39	2,28	2,07	1,41	0,42	
-15	2,55	2,51	2,45	2,36	2,24	2,02	1,31	0,27	

Le moment de torsion équivalent et l'angle de rotation α sont alors déterminés grâce aux couples résistants des éléments de la structure et du sol en butée. L'angle de rotation permet ensuite de calculer le déplacement global de la structure, en évaluant le déplacement de chaque pieu, par la formule :

$$d_{global\ equivalent} = \frac{\sum(m_i \cdot d_i^2)}{\sum(m_i \cdot d_i)}$$

avec d_i le déplacement de la dalle au droit de chaque pieu, et m_i la masse de la partie de tablier associée. Concrètement, les m_i correspondent à la somme de la masse de la zone de dalle entourant chaque pieu et de la masse de la moitié supérieure de chaque pieu.

Le tableau suivant regroupe les masses associées m_i :

Masse associée m_i (t)	-4	-3	-2	-1	1	2	3	4
15	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
14	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
13	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
12	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
11	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
10	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
9	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
8	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
7	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
6	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
5	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
4	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
3	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
2	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
1	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
-1	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
-2	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
-3	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
-4	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
-5	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
-6	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
-7	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
-8	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
-9	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
-10	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
-11	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
-12	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
-13	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
-14	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18
-15	179,52	178,80	178,06	177,32	176,58	175,84	174,82	174,18

Le déplacement d_i de chaque pieu est évalué en multipliant l'angle de rotation α par la distance D_i entre le pieu et le centre de rotation (centre de raideur). Celui-ci se déplace à chaque itération : il est donc nécessaire de recalculer les distances après chaque itération.

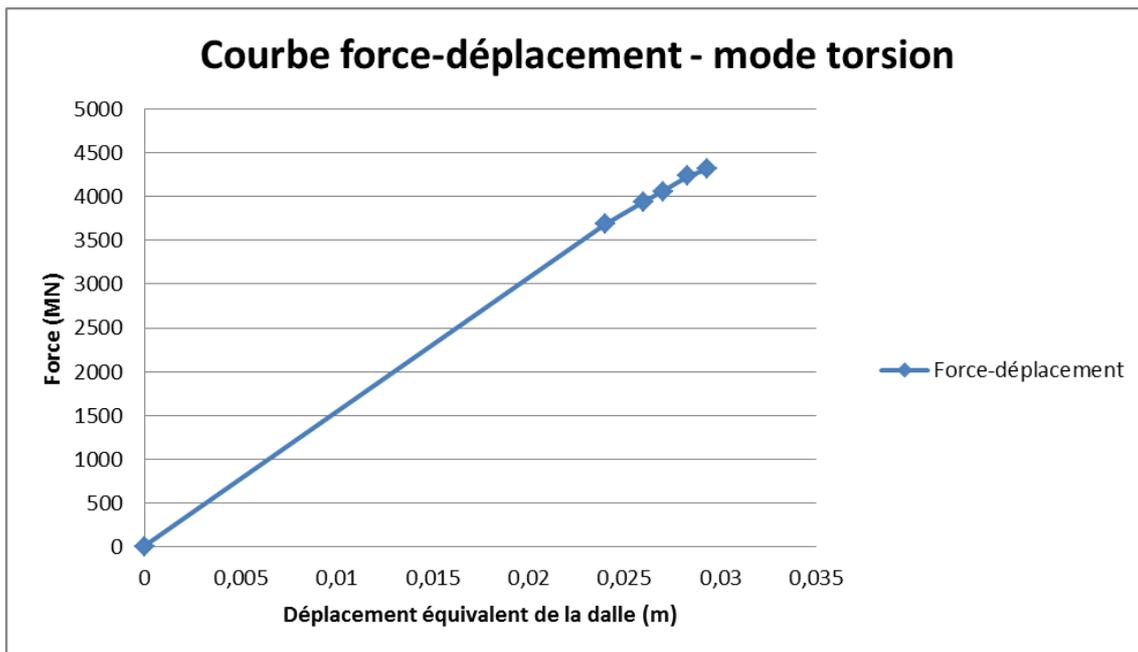
On peut alors calculer les déplacements d_i au droit de chaque pieu pour finalement obtenir le déplacement global de la structure.

Le tableau suivant regroupe les distances pieux-centre de raideur à la fin de la première itération :

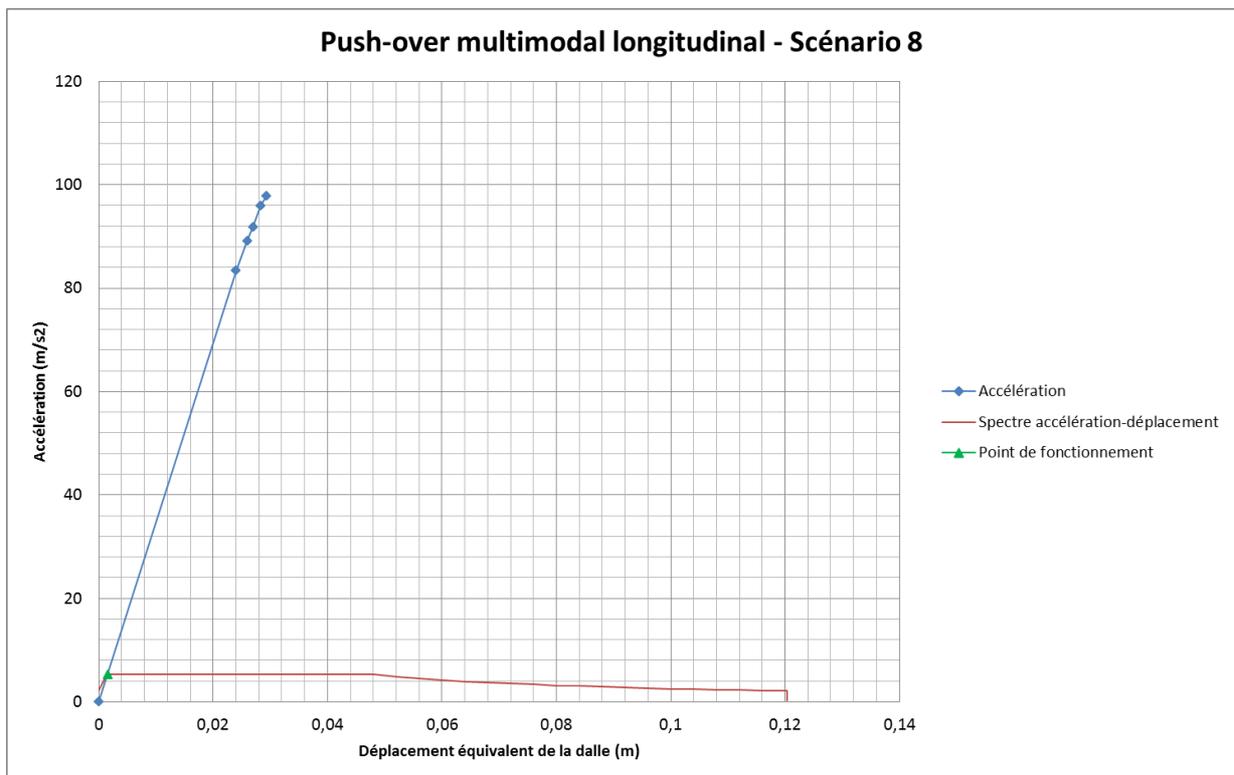
<i>distance Di</i>	-4	-3	-2	-1	1	2	3	4
15	99,25	98,23	97,47	96,96	96,70	96,70	96,96	97,47
14	92,77	91,68	90,86	90,31	90,03	90,04	90,31	90,87
13	86,31	85,15	84,26	83,67	83,37	83,37	83,67	84,27
12	79,89	78,63	77,68	77,03	76,71	76,71	77,03	77,68
11	73,52	72,15	71,10	70,40	70,04	70,05	70,40	71,11
10	67,20	65,70	64,55	63,77	63,38	63,38	63,78	64,56
9	60,96	59,30	58,02	57,16	56,72	56,72	57,16	58,03
8	54,82	52,97	51,53	50,56	50,06	50,06	50,56	51,54
7	48,82	46,73	45,09	43,97	43,40	43,41	43,98	45,11
6	43,01	40,62	38,73	37,42	36,75	36,75	37,43	38,75
5	37,49	34,72	32,49	30,92	30,10	30,11	30,93	32,51
4	32,40	29,16	26,46	24,50	23,46	23,47	24,51	26,48
3	27,99	24,15	20,82	18,27	16,85	16,86	18,28	20,84
2	24,60	20,14	15,99	12,49	10,30	10,31	12,51	16,02
1	22,73	17,80	12,92	8,19	4,16	4,18	8,23	12,96
-1	22,73	17,80	12,92	8,19	4,16	4,18	8,23	12,96
-2	24,60	20,14	15,99	12,49	10,30	10,31	12,51	16,02
-3	27,99	24,15	20,82	18,27	16,85	16,86	18,28	20,84
-4	32,40	29,16	26,46	24,50	23,46	23,47	24,51	26,48
-5	37,49	34,72	32,49	30,92	30,10	30,11	30,93	32,51
-6	43,01	40,62	38,73	37,42	36,75	36,75	37,43	38,75
-7	48,82	46,73	45,09	43,97	43,40	43,41	43,98	45,11
-8	54,82	52,97	51,53	50,56	50,06	50,06	50,56	51,54
-9	60,96	59,30	58,02	57,16	56,72	56,72	57,16	58,03
-10	67,20	65,70	64,55	63,77	63,38	63,38	63,78	64,56
-11	73,52	72,15	71,10	70,40	70,04	70,05	70,40	71,11
-12	79,89	78,63	77,68	77,03	76,71	76,71	77,03	77,68
-13	86,31	85,15	84,26	83,67	83,37	83,37	83,67	84,27
-14	92,77	91,68	90,86	90,31	90,03	90,04	90,31	90,87
-15	99,25	98,23	97,47	96,96	96,70	96,70	96,96	97,47

Ainsi pour un moment de torsion de 28 068,81 MN.m et un angle de rotation $\alpha = 3,58.10^{-4}$ rad, on obtient un déplacement global de la structure de 2,4 cm.

Toutes ces opérations sont répétées, jusqu'à obtenir la courbe force-déplacement suivante :



Et enfin la courbe accélération-déplacement, croisée avec le spectre réglementaire, qui correspond au scénario 8 de notre étude push-over multimodal longitudinal :



ANNEXE B : ACCÉLÉROGRAMME DE BASSO TIRRENO

Sismicité :	Z3			Basso Tirreno		Earthquake ID =	81
Sol :	D	15/04/78	23:33:48		38.27°N - 14.86°E (Italie)	Waveform ID =	170
Séisme :	Magnitude :	Mw = 6,1	Ms = 5.83				
	Mécanisme :	décrochant					
Site :	Imperial College of Science, Technology and Medicine	Dist. Epicentrale :18 km			Profondeur : 15 km		

