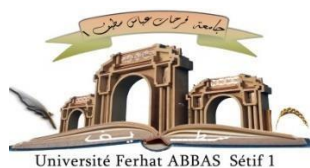


الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITÉ SETIF1 - FERHAT ABBAS

FACULTÉ DE TECHNOLOGIE

THÈSE

Présentée au Département de Génie Civil

Pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT

Domaine : Sciences et Technologie

Filière: Génie Civil

Option: Géomatériaux

Par

Nesrine MELLAS

THÈME

Contribution à l'étude de l'effet de l'interaction sol-structure sur le comportement des éoliennes sous chargement sismique.

Soutenue le 30 / 04 /2026 devant le Jury:

<i>Cherif BELEBCHOUCHE</i>	Professeur	Univ. Sétif 1 - Ferhat Abbas	Président
<i>Kamel HEBBACHE</i>	MCA	Univ. Sétif 1 - Ferhat Abbas	Directeur de thèse
<i>Abdelhak MABROUKI</i>	Professeur	Univ. Biskra- Mohamed khider	Co-Directeur
<i>Mourad BOUTLIKHT</i>	MCA	Univ. Sétif 1 - Ferhat Abbas	Examineur
<i>Rafik DEMAGH</i>	Professeur	Univ. Batna 2	Examineur
<i>Mohamed BAHEDDI</i>	Professeur	Univ. Batna 2	Examineur
<i>Djamel BENMEDDOUR</i>	Professeur	Univ. Biskra- Mohamed khider	invité

Dédicace

Cette thèse est le fruit d'un long voyage qui n'aurait jamais été possible sans la présence de quelques phares dans la tempête. À tous ceux qui ont été la lumière quand la route s'obscurcissait, je vous dédie ces mots.

Mon premier professeur, *Mon père...* ; À toi qui m'as transmis la passion du savoir, qui m'as appris à questionner, à chercher et à ne pas me contenter des apparences.

Ma mère ; À toi qui m'as appris le principe de la force, qui m'as soutenu comme une puissante montagne, qui as cru en moi même lorsque je ne croyais plus en moi-même. Cette lettre t'est dédiée.

Mes chères sœurs, Vous avez été mes piliers tout au long de cette aventure. Votre amour, votre patience et votre joie ont rendu ce chemin plus léger. Merci pour tout.

A *mes grands-parents* et toute la famille ;

Mes professeurs

Tous Mes amis (es) ; avec j'ai partagé mes moments de joie et de bonheur

Remerciement

Cette thèse a été réalisée au sein du laboratoire de recherche en Génie Civil.

Je dois tout d'abord à remercier ALLAH, le Tout-Puissant, le Très Miséricordieux, qui m'a accordé la force et la patience nécessaires pour mener à bien ce travail.

Je souhaite en premier lieu remercier vivement mon directeur de thèse Mr. le docteur **Kamel HEBBACHE**. Je tiens à lui exprimer ma profonde gratitude pour son rôle déterminant dans la réussite de ce travail. Son encadrement avisé, ses conseils éclairés et sa guidance constante ont été des éléments essentiels à l'aboutissement de cette thèse. Je le remercie également pour le soutien indéfectible et les encouragements qu'il m'a prodigués tout au long de ce parcours doctoral

*J'*adresse mes sincères remerciements également à Monsieur le professeur **Abdelhak MABROUKI**, pour avoir assuré la co-direction de cette thèse avec une grande disponibilité. Son expertise, son sens critique et sa rigueur méthodologique ont constitué un cadre extrêmement fertile à l'épanouissement de ce travail de recherche.

Je tiens également à adresser mes remerciements les plus sincères à mon père Mr. Le Professeur **Mekki MELLAS** pour sa contribution précieuse à ce travail. Sa présence bienveillante, son expérience incontestable et sa rigueur scientifique ont été des atouts majeurs pour l'aboutissement de cette thèse

Je tiens à exprimer mes remerciements à Docteur **Zynep Firat Alamdar** professeur à l'Université de Yildiz technique Istanbul.

Mes remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'être les examinateurs de cette thèse et de me donner de leur temps et de leur attention attentive pour examiner ce travail. Je les remercie infiniment de l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail.

Mr. Prof. Charif belbchouche de l'Université de setif 1

Mr. Dr. Mourad Boutelikht de l'Université de setif 1

Mr. Prof. Rafik Demagh de l'Université de Batna 2

Mr. Prof. Mohamed Baheddi de l'Université de Batna 2

Mr. Prof. Djamel Benmaddour de l'Université de Biskra

Résumé

Dans un contexte de transition énergétique où les énergies renouvelables sont essentielles pour préserver l'environnement, Cette étude évalue la performance sismique des structures de support d'éoliennes terrestres en examinant deux approches complémentaires. La première partie analyse les effets du diamètre et longueur des pieux, du type de sol et de l'interaction sol-structure (ISS) à l'aide du logiciel éléments finis SAP2000. Les modèles structuraux et géotechniques sont validés respectivement par des essais sur table vibrante (Prowell, Veletzos et al. 2008) et des solutions analytiques (Demirci, Jalbi et al. 2022). Les résultats démontrent que les diamètres de pieux plus importants améliorent l'absorption de l'énergie sismique, tandis que les caractéristiques du sol (sables lâches ou denses) influencent significativement la dissipation d'énergie et la stabilité.

La seconde partie propose une approche innovante par l'application d'isolateurs sismiques en caoutchouc plombé (LRB) à la base des éoliennes. Un modèle d'éolienne de 8 MW sur sol argileux raide est développé avec intégration de la SSI via le modèle de Winkler. Les résultats indiquent que les isolateurs LRB réduisent considérablement les accélérations et les efforts à la base, améliorent les performances sismiques et réduisent les dommages de fatigue, prolongeant ainsi la durée de vie des structures. L'étude souligne également l'importance de l'optimisation du ratio d'amortissement pour différentes conditions sismiques.

Cette recherche met en évidence l'importance cruciale d'une modélisation précise de la SSI et présente l'isolation sismique comme une solution prometteuse pour renforcer la résilience des éoliennes dans les zones à haut risque sismique, contribuant ainsi au développement durable des énergies renouvelables.

Mots-clés: Éolienne, interaction sol-structure, performance sismique, isolation LRB, fondation Winkler, diamètre des pieux, ratio d'amortissement, SAP2000, analyse dynamique

Abstract

In a context of energy transition where renewable energies are essential for preserving the environment ,This study evaluates the seismic performance of offshore and onshore wind turbine support structures by examining two complementary approaches. The first part analyses the effects of pile diameter, soil type and soil-structure interaction (SSI) using SAP2000 finite element software. The structural and geotechnical models are validated by vibrating table tests and analytical solutions, respectively. The results demonstrate that larger pile diameters improve seismic energy absorption, while soil characteristics (loose or dense sands) significantly influence energy dissipation and stability.

The second part proposes an innovative approach using lead rubber bearings (LRBs) at the base of wind turbines. An 8 MW wind turbine model on stiff clay soil is developed with SSI integration via the Winkler model. The results indicate that LRB isolators significantly reduce accelerations and stresses at the base, improve seismic performance and reduce fatigue damage, thereby extending the service life of structures. The study also highlights the importance of optimizing the damping ratio for different seismic conditions.

This research highlights the crucial importance of accurate SSI modelling and presents seismic isolation as a promising solution for enhancing the resilience of wind turbines in high seismic risk areas, thereby contributing to the sustainable development of renewable energy.

Keywords: Wind turbine; pile diameter; seismic response; time history; Winkler foundation; soil-structure interaction (SSI) ; LRB isolator; Damping ratio ; Beam on Winkler foundation; SAP2000; Dynamic loading .

ملخص

في سياق التحول في الطاقة حيث الطاقات المتجددة ضرورية للحفاظ على البيئة، تقيم هذه الدراسة الأداء الزلزالي لهياكل دعم توربينات الرياح البحرية والبرية من خلال دراسة نهجين متكاملين. يحلل الجزء الأول تأثيرات قطر الأساسات ونوع التربة والتفاعل بين التربة والهيك (ISS) باستخدام برنامج العناصر المحدودة SAP2000. يتم التحقق من صحة النماذج الهيكلية والجيوتقنية على التوالي من خلال اختبارات على طاولة اهتزازية وحلول تحليلية. تظهر النتائج أن الأعمدة ذات القطر الأكبر تحسن امتصاص الطاقة الزلزالية، في حين أن خصائص التربة (رملية فضفاضة أو كثيفة) تؤثر بشكل كبير على تبديد الطاقة والاستقرار.

يقترح الجزء الثاني نهجاً مبتكراً من خلال تطبيق عوازل زلزالية من المطاط المطلي بالرصاص (LRB) على قاعدة توربينات الرياح. تم تطوير نموذج لتوربينات الرياح بقدرة 8 ميغاوات على تربة طينية صلبة مع دمج SSI عبر نموذج Winkler. تشير النتائج إلى أن عوازل LRB تقلل بشكل كبير من التسارع والضغط على القاعدة، وتحسن الأداء الزلزالي وتقلل من أضرار الإجهاد، مما يطيل من عمر الهياكل. تسلط الدراسة الضوء أيضاً على أهمية تحسين نسبة التخميد لمختلف الظروف الزلزالية.

تسلط هذه الدراسة الضوء على الأهمية الحاسمة للنمذجة الدقيقة لنظام SSI وتقدم العزل الزلزالي كحل واعد لتعزيز مرونة توربينات الرياح في المناطق المعرضة لخطر زلزالي مرتفع، مما يساهم في التنمية المستدامة للطاقة المتجددة.

الكلمات المفتاحية: توربينات الرياح؛ قطر الأساسات؛ الاستجابة الزلزالية؛ التاريخ الزمني؛ أساس وينكلر؛ التفاعل بين التربة والهيك (ISS)؛ عازل LRB؛ نسبة التخميد؛ عارضة على أساس وينكلر؛ SAP2000؛ الحمل الديناميكي

Sommaire

Résumé.....	III
Abstract	IV
ملخص	IV
Sommaire	VI
Liste des figure	IX
Liste des tableaux	XIV
Liste des symboles	XVI
Liste des abréviations	XVIII
Introduction générale.....	1
Chapitre 1 : généralité	4
1.1 Introduction	4
1.2 C'est quoi l'énergie :	4
1.3 Les types de l'énergie :	4
1.4 L'énergie éolienne	5
1.5 Parc éoliens:	7
1.6 Types d'éoliennes :	7
1.7 Composent et fonctionnement des éoliennes :	9
1.8 Type des fondations pour les éoliennes.....	10
1.8.1 Les éoliennes terrestres :	10
1.8.2 Les éoliennes en mer :	13
1.9 Les charges exercées sur les éoliennes :	18
1.9.1 Les charges aérodynamiques (éolienne terrestre).....	19
1.9.2 Les charges gravitationnelles	19
1.9.3 Les charges inertielles	20
1.9.4 Les charges structurelles :	20
1.9.5 Les charges séismiques :	20
1.9.6 Charges hydrodynamiques (pour les éoliennes en mer).....	21
1.9.7 Charge de glace et de température.....	21
1.9.8 Charges du système électrique et de contrôle.....	21
1.10 Dommages causés aux éoliennes par des événements extrêmes	22
1.11 Conclusion.....	24
Chapitre 2 : Interaction sol-structure	26

2.1	Introduction :	26
2.2	Principe de l'interaction Sol-Structure :	27
2.3	Type de chargement d'ISS	28
2.3.1	Interaction inertiel :	28
2.3.2	Interaction rotationnelle :	29
2.3.3	Comparaison des deux interactions	30
2.3.4	Applications pratiques	30
2.4	Facteurs influencent l'interaction sol-structure	30
2.5	Les Méthode analyses ISS	31
2.5.1	La méthode directe :	31
2.5.2	Méthodes des sous-structures :	32
2.5.3	Méthodes hybrides :	33
2.6	Types de modèle d'analyse numérique	34
2.6.1	Méthode standard basée sur une poutre	35
2.6.2	Les méthodes d'analyse SSI selon le NIST (2012)	36
2.6.3	Rigidité élastique du sol pour des fondations peu profondes	37
2.6.4	P-y Method	Erreur ! Signet non défini.
2.7	Interaction Sol-Structure pour les éoliennes	41
2.7.1	Revue de la littérature sur l'interaction sol-structure sur les éoliennes :	41
2.8	Conclusion	45
Chapitre 3 : vibration et isolation sismique : conception et modélisation		48
3.1	Introduction	48
3.1	Les systèmes de contrôle de vibration :	49
3.1.1	Système de contrôle passif :	49
3.1.2	Le contrôle actif :	58
3.1.3	Le contrôle semi-actif :	59
3.1.4	Le contrôle hybride :	62
3.2	Étude antérieure sur le système de contrôle des vibrations pour les éoliennes :	63
3.3	Concepts théoriques et Modélisation de l'isolation sismique	64
3.3.1	Modèles mathématiques des systèmes d'isolation sismique	65
3.4	Théorie de l'isolation sismique	76
3.4.1	Cas général	76
3.5	Conclusion :	85
Chapitre 4 : Analyse numérique de l'Effets de l'interaction sol-structure sur le comportement des éoliennes		88
4.1	Introduction	88
4.2	Etude antérieure expérimentale et numérique sur l'effet de ISS sur le comportement des éoliennes:	88

3.2	Seismic assessment and design framework of wind turbine support structures	103
4.3	Validation du modèle	104
4.3.1	Validation de l'éolienne de 65 kW.....	105
4.3.2	Validation de l'interaction pieu-sol.....	108
4.4	Analyse numérique.....	110
4.4.1	Description de la structure.....	110
4.4.2	Description du chargement.....	114
4.4.3	Etude paramétrique.....	115
4.5	Résultats et discussion.....	116
4.5.1	Réponse dynamique des éoliennes aux changements de type de sol.....	116
4.5.2	Réponse dynamique des éoliennes aux variations du diamètre des pieux.....	121
	Réponse dynamique des éoliennes aux variations de la longueur des pieux.....	127
4.5.3	Bilan énergétique du comportement de l'éolienne de 8 MW.....	133
4.6	Conclusion.....	138
Chapitre 5 : Modélisation et analyse numérique de l'effet de l'interaction sol structure des éoliennes avec isolation a la base		148
5.1	Introduction	148
5.2	Les travaux traitant des différentes stratégies de contrôle de vibrations	148
5.3	Calcul du module de réaction du sol.....	179
5.4	Modélisation des isolateurs à caoutchouc et plomb (LRB).....	179
	Conception de l'isolateur	180
5.5	Évaluation du comportement sous sollicitations sismiques	183
5.6	Résultats et discussion.....	184
5.6.1	Fréquences fondamentales d'une éolienne de 8 MW.....	185
5.6.2	Réponse sismique de l'éolienne	186
5.6.3	Energie absorbée	196
5.6.4	Distribution des contraintes sur la longueur d'un pieu dans un sol homogène	198
5.6.5	Analysis of the force-deformation relationship of LRB isolation under dynamic loads	199
5.7	Conclusion.....	200
Conclusion général		202
Perspective		205
Référence.....		206

Liste des figure

Figure 1. 1. Croissance de la capacité mondiale d'énergie éolienne. Source des données : Statistiques sur l'énergie éolienne(Dorrell and Lee 2020)	6
Figure 1. 2. type des éoliennes : a) éolienne terrestre ; b) éolienne flottante; c) éolienne fixe	8
Figure 1. 3. éolienne a axe vertical Vs éolienne a axe horizontale.....	9
Figure 1. 4. Composante d'éolienne.....	10
Figure 1. 5. Fondation sur base gravitaire	11
Figure 1. 6. Éoliennes terrestres avec une fondation type pieu	12
Figure 1. 7. Fondation encré dans le roc.....	13
Figure 1. 8. éolienne sur base gravitaire.....	14
Figure 1. 9. Fondation type monopieu.....	15
Figure 1. 10. Fondation flottante	16
Figure 1. 11.	17
Figure 1. 12. type fondation en jacket	18
Figure 1. 13. schéma des charge appliqué aux éoliennes	19
Figure 1. 14. Dommages causés aux éoliennes par des événements extrêmes(Liu, Lei et al. 2024). ...	24
Figure 2. 1. problème abordé et échelles d'analyse : des effets de site (a) à l'interaction site-ville (c) ; en passant par l'interaction structure/ sol (Khalil 2009).....	27
Figure 2. 2. l'interaction cinématique et l'interaction inertielle (Pecker 2023).....	28
Figure 2. 3. Effet de l'interaction sol-structure cinématique sur les fondation profondes et superficielles.....	29
Figure 2. 4. Notation des ressorts	30
Figure 2. 5. Schématisation d'un problème d'interaction sol-structure par la méthode globale (Pecker 2023).....	32
Figure 2. 6 . Schématisation de la méthode des sous structures	33
Figure 2. 7 . Méthode hybride (BOUROUAIH 2019).....	34
Figure 2. 8 . décomposition en champ proche et champ lointain pour la définition de la frontière du macroélément d ISS (BOUROUAIH 2019).	34
Figure 2. 9 . Fondation de Winkler.....	35
Figure 2.10. Illustration schématique d'une analyse directe de l'interaction sol-structure à l'aide de la modélisation continue par éléments finis (Venture 2012).....	36
Figure 2.11 Illustration schématique d'une approche de sous-structure pour l'analyse de l'interaction sol-structure en utilisant soit : (i) une fondation rigide ; soit (ii) une hypothèse de fondation flexible (Venture 2012).	37
Figure 2.12. Rigidité équivalente des ressorts.....	38
Figure 2.13 . modèle d'éléments finis d'un groupe des pieux.	39
Figure 2.14. Modélisation d'une fondation sol-pieu par la méthode 'p-y'	41
Figure 3. 1. Diagramme de système de contrôle passif	50
Figure 3. 2. Illustration du principe d'isolation à la base	51
Figure 3. 3. appuis élastomériques	53
Figure 3. 4 Isolateur élastomérique d'amortissement élevé (HDRB).....	53

Figure 3. 5 Isolateur en élastomère avec barreau de plomb.....	54
Figure 3. 6. schémas de l'isolateur de type de pendule à friction (Guizani 2003).....	54
Figure 3. 7. Amortisseur TADAS (Ounis 2014)	55
Figure 3. 8. L'amortisseur de Sumitomo (Aiken, Nims et al. 1992).....	56
Figure 3. 9. L'amortisseur de Pall (Pall and Marsh 1982).....	56
Figure 3. 10. l'amortisseur boulonné encoché	56
Figure 3. 11. Composant d'amortissement viscoélastique	57
Figure 3. 12. Amortisseurs visqueux fluide développé par « Taylor Company »	57
Figure 3. 13: Amortisseurs de liquide accordé	58
Figure 3. 14: Amortisseurs de masse accordée.....	58
Figure 3. 15. Diagramme de contrôle actif.....	59
Figure 3. 16. Système de contrôle semi-actif	60
Figure 3. 17. Système de contrôle semi-actif.	61
Figure 3. 18. Mécanisme de l'isolateur en caoutchouc fretté.....	66
Figure 3. 19. Modèle mathématique à 1 DDL pour un appui en caoutchouc fretté	66
Figure 3. 20. Modèle mathématique à NDDL pour un système d'isolation en caoutchouc fretté.	67
Figure 3. 21. Modèle mathématique à 1 DDL pour un système d'isolation de type LRB	67
Figure 3. 22. Modèle mathématique à NDDL pour un système d'isolation de type LRB	68
Figure 3. 23. Modèle mathématique à 1 DDL pour un système d'isolation à frottement pur	68
Figure 3. 24 Modèle mathématique d'une structure à NDDL montée sur un système d'isolation à frottement pur.....	69
Figure 3. 25 Modèle mathématique pour un système d'isolation résistant par frottement (R-FBI).	70
Figure 3. 26 Modèle mathématique d'une structure à NDDL montée sur un isolateur R-FBI	70
Figure 3. 27 Modèle mathématique pour un système d'isolation de type (EDF).	71
Figure 3. 28 Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un isolateur de type EDF..	72
Figure 3. 29 Modèle mathématique pour un système d'isolation de type (SR-F).	72
Figure 3. 30 Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un système à frottement résistant par glissement (SR-F).	73
Figure 3. 31. Modèle mathématique pour un système d'isolation en pendule glissant (FPS).	74
Figure 3. 32 Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un système en pendule glissant (FPS).	75
Figure 3. 33. Structure à 1 degré de liberté avec système d'isolation sismique linéaire(Kelly 1993)..	76
Figure 4. 1. Éolienne avec fondation SSI ou fondation rigide. (a) Fondation SSI ; (b) éolienne avec fondation SSI dans la soufflerie ; (c) fondation rigide ; (d) éolienne avec fondation rigide dans la soufflerie.....	89
Figure 4. 2. Modèle expérimental et configuration utilisés par (Zheng, Li et al. 2015).....	90
Figure 4. 3. Décroissance de l'accélération de la nacelle en vibration libre a) initiale : canal sec et d) après endommagement par la vague el centro : canal sec.	90
Figure 4. 4. Accélération avant-arrière de la nacelle excitée par une onde chichi modifiée (300% de charge).....	91
Figure 4. 5. Accélération avant-arrière de la nacelle excitée par l'onde el centro modifiée (46,7% de charge).....	91
Figure 4. 6. Accélération avant-arrière de la nacelle excitée par la vague de Tianjin modifiée (chargée à 200%).	91
Figure 4. 7. Spectres d'amplitude moyenne de l'accélération avant-arrière de la nacelle : chichi (300%) vs chichi (300%) +RW2.	92
Figure 4. 8. Modèle d'éolienne et installation expérimentale utilisés par(Meng, Dai et al. 2020).	92

Figure 4. 9. Réponses à l'accélération du sommet de la tour sous excitation sismique avec/sans charges éoliennes dans les domaines du temps et de la fréquence.	93
Figure 4. 10. Comparaison de l'accélération du sommet de la tour dans la direction avant-arrière obtenue dans la simulation FAST et dans l'expérience.	93
Figure 4. 11. Comparaison of the acceleration recorded at the tower top and at the middle of the tower, both in the fore-aft direction.	94
Figure 4. 12. Le modèle à éléments finis de l'OWT jacket construit par (James and Haldar 2022).	94
Figure 4. 13. Modèle discret et propriétés mécaniques du monopieu de 10 MW (Yan, Yang et al. 2022).	95
Figure 4. 14. Éolienne terrestre atypique de 1,5 MW étudiée par (Zhao, Dai et al. 2019).	96
Figure 4. 15. Mode propre du modèle de la tour WT dans la direction X.	96
Figure 4. 16 . Spectres de réponse à l'accélération du mouvement du sol et deux premières périodes de vibration de la structure : a) enregistrement ST, $T_g=0,4s$; b) enregistrements LT, $T_g=1,1s$	97
Figure 4. 17. Mode de défaillance lors d'un mouvement de terrain de 2g No.3 ST.	97
Figure 4. 18. Failure mode under 3g No8 ST ground motion.	98
Figure 4. 19. Le mode de défaillance sous un mouvement de terrain de 3g No.19 LT.	98
Figure 4. 20. A) Schematic view of reference OWT subjected to earthquake loading (no scour) b) mathematical model.	100
Figure 4. 21. 3D modèle numérique et schéma de principe de l'OWT de 3 Mw avec monopile (He and Takahashi 2025).	101
Figure 4. 22 Évaluation sismique et cadre de conception pour les structures de soutien des éoliennes (Ju and Huang 2019).	104
Figure 4. 23. éolienne utilisé dans le test de (Prowell, Elgamal et al. 2014).	105
Figure 4. 24. Modèle d'une éolienne de 65 kW dans SAP2000.	106
Figure 4. 25 . Formes de mode propre du modèle de 65 kW: a) 3D Modèle à éléments finis, b) 1 ^{er} mode ($f_n = 1.64$ Hz) and c) 3 ^{ème} mode ($f_n = 9.45$ Hz).	107
Figure 4. 26. Modèle des ressorts de Winkler (Rouholamin, Lombardi et al. 2022).	108
Figure 4. 27. a) modèle élément fini du pieu en in SAP2000 and b) validation des résultat expérimental et numérique	110
Figure 4. 28 . Une éolienne de 8 MW dans SAP2000.	111
Figure 4. 29. Rigidité horizontale, verticale et de frottement de la surface appliquée à le pieu pour l'interaction de la structure du sol.	114
Figure 4. 30. Accélération de l'excitation sismique de Keddara.	115
Figure 4. 31. Accélération a la base de 8-MW WT.	117
Figure 4. 32. Accélération au sommet de 8-MW WT.	117
Figure 4. 33. Déplacement al à base de l'éolienne de 8Mw	118
Figure 4. 34. déplacement au sommet de l'éolienne.	118
Figure 4. 35. Moment de flexion à la base de l'éolienne.	120
Figure 4. 36. La force de cisaillement a la base de l'éolienne.	120
Figure 4. 37. Déplacement a la base.	122
Figure 4. 38. Déplacement au sommet de l'éolienne avec différent diamètre	123
Figure 4. 39. Accélération a la base de l'éolienne sous différent type de diamètre	124
Figure 4. 40. accélération au sommet	125
Figure 4. 41. moment à la base de l'éolienne	126
Figure 4. 42. résistance au cisaillement a la base de l'éolienne	127
Figure 4. 43. déplacement a la base sous différent longueur du pieux	128
Figure 4. 44. Déplacement d'une éolienne au sommet	129
Figure 4. 45. Accélération a la base.	130
Figure 4. 46. accélération au sommet de l'éolienne 8Mw	131

Figure 4. 47. La réponse en moment à la base	132
Figure 4. 48. La réponse en Effort tranchant à la base.	133
Figure 4. 49. Bilan énergétique de l'éolienne 8 Mw a) étude initiale, b) pour 6 m de diamètre, c) pour 10 m de diamètre, d) pour 25 m de longueur, e) pour 35 m de longueur, f) pour du sable meuble et g) pour du sable dense.	135
Figure 5. 1. Approche proposée de la section de colonne réduite : a) exemples d'applications onshore et offshore b) exemple de la pièce de transition (RCS).....	150
Figure 5. 2. Éolienne de Sassoferato : a) Tour en état de fonctionnement ; b) Emplacement ; c) Système de pliage contrôlé ; d) Tour en cours de maintenance.	150
Figure 5. 3. Les quatre premières formes modales du modèle FE de l'éolienne de Sassoferato.....	151
Figure 5. 4. Maillage du 3D FE du RCS : a) segment 1 ou R=1 ; b) R=0.70 ; c) R=0.50 (12 mm et 2 mm d'épaisseur).....	152
Figure 5. 6. Déplacement au sommet (a) et accélération (b) sous le septième séisme EQ-7.	154
Figure 5. 7 Stress Effectif pour le séisme EQ-7.	155
Figure 5. 8. Distribution de la contrainte effective de la RCS pour le tremblement de terre de 1994 à Northridge	156
Figure 5. 9 modèle d'éolienne et les différents arrangements TMD (vue de côté, pas à l'échelle, dimensions en m).	159
Figure 5. 10 Les deux premières mode de la tour dans la direction avant-arrière.....	159
Figure 5. 11 évolution temporelle du déplacement à l'emplacement (a) A et (b) sur B différents scénarios d'excitation	160
Figure 5. 12 DSP d'accélération à (a) l'emplacement A et (b) l'emplacement B sous différents scénarios d'excitation	160
Figure 5. 13 histogramme des déplacements au point A (a) sur toute la durée et (b) entre 30 et 70,96 s.	161
Figure 5. 14 histogramme des déplacements au point B (a) sur toute la durée et (b) entre 30 - 70,96 s	161
Figure 5. 15. acceleration PSDs at (a) location A and (b) location B without and with TMDs	163
Figure 5. 16. Représentation schématique d'une tour d'éolienne équipée d'un système TMDI-EM et d'un DOF.	164
Figure 5. 17. Variation de la rigidité, de l'amortissement et de la fréquence en fonction du rapport de masse	166
Figure 5. 18. Impact de la masse de l'inertie (b) sur ces paramètres optimisés.	166
Figure 5. 19. Fonctions de transfert du système structurel montrant les réponses en déplacement et en accélération avec la mise en œuvre d'un TMDI-EM.....	166
Figure 5. 20. PDF et CDF pour le déplacement maximal dans différentes conditions : (a) présente les PDF log-normales, tandis que (b) affiche les CDF log-normales correspondantes, illustrant la distribution et les probabilités cumulées des déplacements maximaux.	167
Figure 5. 21. Représentation schématique de la tour de l'éolienne terrestre avec les systèmes de contrôle des vibrations (VCS) mis en œuvre pour la protection sismique (TMD ; KDamper ;EKD) , ainsi que le modèle de masse forfaitaire pour la tour	168
Figure 5. 22. (a) un accélérogramme artificiel aléatoire de la base de données, et b) le spectre d'accélération moyen des accélérogrammes artificiels de la base de données par rapport au spectre d'accélération de la conception EC8, utilisé comme cible pour la génération de la base de données.	169
Figure 5. 23. Réponses dynamiques de la plate-forme primaire et de la plate-forme équipée d'un TMD et d'un EKD pour un accélérogramme artificiel aléatoire de la base de données. (a) WT supérieur par rapport au déplacement du sol et (b) cisaillement de base.	171

Figure 5. 24. Résultats des analyses dynamiques comparatives (exprimés en pourcentage des valeurs respectives du WT primaire non contrôlé) parmi les WT contrôlés avec un TMD, un KDamper, et un EKD pour tous les mouvements réels du sol sélectionnés. (a) WT supérieur par rapport au déplacement du sol et (b) cisaillement de base.	172
Figure 5. 25. Réponses dynamiques de l'engin de chantier principal et de l'engin de chantier équipé d'un TMD et d'un EKD pour le tremblement de terre de Kocaeli (1999) (n° 3 du tableau 1). (a) Engin de chantier supérieur par rapport au déplacement du sol et (b) cisaillement de la base.....	174
Figure 5. 26. Une éolienne de 8 MW modélisée dans SAP2000.....	177
Figure 5. 27. Organigramme des processus d'entrée et de sortie dans SAP2000.....	178
Figure 5. 28. Composants d'un isolateur à palier en caoutchouc et plomb (LRB).	180
Figure 5. 29. Isolateur de base pour une éolienne (Bong-Suk Kim 2011).	182
Figure 5. 30. Accélération du mouvement du sol.....	183
Figure 5. 31 Fréquences fondamentales d'une éolienne de 8 MW : a) base fixe dans une base rigide ; b) base isolée dans une base rigide ; c) sans isolateur de base dans SSI et d) avec isolateur de base dans SSI.	185
Figure 5. 32. Comparaison du déplacement au sommet de l'éolienne sous différents rapports d'amortissement et sous charge sismique.	187
Figure 5. 33. Comparaison du déplacement à la base de l'éolienne sous différents rapports d'amortissement et sous charge sismique	188
Figure 5. 34. Déplacement latéral des éoliennes sous différentes configurations	189
Figure 5. 35. Comparaison de l'accélération au sommet de l'éolienne sous différents rapports d'amortissement et charges sismiques.	191
Figure 5. 36. Comparaison de l'accélération à la base de l'éolienne sous différents rapports d'amortissement et charges sismiques.	191
Figure 5. 37. Comparaison du moment à base de l'éolienne.	194
Figure 5. 38. Comparaison du cisaillement à base sous excitation sismique de Keddara.	195
Figure 5. 39. Diagrammes de l'énergie absorbée par WT : a) sans isolateur LRB dans SSI, b) avec isolateur LRB $\xi=10\%$, c) avec isolateur LRB $\xi=20\%$, et d) avec isolateur LRB $\xi=30\%$	196
Figure 5. 40. Distribution de la contrainte (S11) le long d'un pieu dans une argile rigide.	199

Liste des tableaux

Tableau 2. 1. Comparaison de l'interaction inertielle et rotationnelle	30
Tableau 2. 2. Rigidité équivalente des ressorts.	38
Tableau 2. 3. Formule de module de réaction du sol Ks (AbdelAziz 2024).	40
Tableau 3. 1. Tableau des résumés détaillés des études.	63
Tableau 4. 1. Étude récente d'une analyse dynamique d'une éolienne à l'aide de la méthode FE.....	102
Tableau 4. 2 Propriétés de l'éolienne de 65 kW	106
Tableau 4. 3. Fréquences naturelles de l'éolienne de 65 kW comparées aux études précédentes.	107
Tableau 4. 4. Fréquences naturelles d'une éolienne de 8 MW comparées à l'étude analytique.	112
Tableau 4. 5. Les paramètres utilisés dans l'analyse paramétrique.	115
Tableau 4. 6. Propriétés des sols étudiés en laboratoire selon les critères suivants	116
Tableau 4. 7. Valeurs maximales de l'accélération du bas et du sommet d'une éolienne de 8 MW...	117
Tableau 4. 8. Valeurs maximales des déplacements à la base et au sommet d'une éolienne de 8 MW	118
Tableau 4. 9. Valeurs maximales du moment de base et du cisaillement de base d'une éolienne de 8 MW.....	119
Tableau 4. 10 . Valeurs maximales des déplacements à la base et au sommet d'une éolienne de 8 MW.	122
Tableau 4. 11. Valeurs maximales de l'accélération du bas et du haut d'une éolienne de 8 MW.	124
Tableau 4. 12 . Valeurs maximales du moment de base et du cisaillement de base d'une éolienne de 8 MW.....	126
Tableau 4. 13. Valeurs maximales des déplacements à la base et au sommet d'une éolienne de 8 MW	129
Tableau 4. 14 . Valeurs maximales de l'accélération en bas et en haut d'une éolienne de 8 MW.....	130
Tableau 4. 15. Valeurs maximales du moment de base et du cisaillement de base d'une éolienne de 8 MW.....	132
Tableau 4. 16. Les valeurs maximales pour le bilan énergétique pour les six cas d'étude	137
Tableau 5. 1. Détails de ces sept séismes obtenus via REXEL.....	152
Tableau 5. 2. Résultats d'accélération, déplacement et contrainte effective pour les sept séismes....	152
Tableau 5. 3. Résultats de l'analyse sismique prenant en compte les effets d'interaction sol-structure	156
Tableau 5. 4. Déplacements maximaux aux emplacements A et B de la tour sans et avec TMD(s) et rapports de réponse correspondants.	162
Tableau 5. 5. Caractéristiques sismiques de l'enregistrement réel des tremblements de terre sélectionnés	172
Tableau 5. 6. Propriétés d'éolienne 8 MW.....	177
Tableau 5. 7. Caractéristiques de la géométrie des fondations.....	177
Tableau 5. 8. Valeur du module de réaction du sol.....	179
Tableau 5. 9. Le Rapport d'amortissement et amortissement effectif pour différentes études de cas.184	184
Tableau 5. 10 . Période naturelle et fréquences.....	186
Tableau 5. 11 . Valeurs maximales du déplacement du sommet et de la base d'une éolienne de 8 MW.	188

Tableau 5. 12 . Valeurs maximales de l'accélération supérieure et inférieure de la WT avec et sans LRB.	192
Tableau 5. 13. Valeurs maximales du moment de flexion de la base.	195
Tableau 5. 14. Comparaison de l'énergie absorbée par les systèmes d'isolation du LRB.	197
Tableau 5. 15. Force-déformation d'un isolateur en caoutchouc plombé.....	200

Liste des symboles

A : Surface / Aire

Ab : Surface de la fondation

B : Largeur de la fondation

c : Amortissement

ceff : Amortissement effectif

D : Diamètre

Dtarget : Déplacement cible

E : Module d'élasticité / Module de Young

ED : Énergie dissipée par cycle

Emsd : Énergie d'amortissement modal structurel

Ep : Module du pieu

Es : Module du sol / Énergie sismique d'entrée

Ec : Énergie cinétique

Epot : Énergie potentielle

F : Force

Fn : Fréquence naturelle

G : Module de cisaillement

g : Accélération gravitationnelle

I : Moment d'inertie

Ibx, Iby, Ibz : Moments d'inertie de la surface de fondation

K : Rigidité

Ke : Rigidité élastique

Keff : Rigidité effective

Kh : Rigidité horizontale du sol

Kp : Rigidité post-élastique

Ks : Module de réaction du sol

Ksv : Rigidité d'appui vertical

Kvf : Rigidité de frottement de peau vertical

L : Longueur
M : Masse
m : Masse
Mw : Magnitude du moment sismique
PGA : Accélération maximale du sol
PGV : Vitesse maximale du sol
S11 : Contrainte dans la direction 1-1
Sa : Accélération spectrale
T : Période
TD : Période d'isolation cible
Tg : Période caractéristique du sol
u : Déplacement
ü ; a : Accélération
ù ; V : Vitesse
z : Profondeur / Coordonnée verticale
 α : Paramètre de distribution de rigidité verticale
 γ : Masse volumique / Densité
 δ : Déplacement
 η : Rapport longueur/diamètre (L/D)
 θ : Rotation
 λ : Rapport E_p/E_s (module pieu/sol)
 μ : Coefficient de frottement / Rapport de masse
 ν : Coefficient de Poisson
 ξ : Rapport d'amortissement
 π : Constante mathématique ($\approx 3,1416$)
 ρ : Densité de masse
 σ : Contrainte
 χ : Paramètre géométrique pour le calcul de rigidité
 ω : Fréquence angulaire (rad/s)

Liste des abréviations

API : American Petroleum Institute

AR : Argile Rigide

CDF : Fonction de Répartition Cumulative (Cumulative Distribution Function)

DLF: Dynamic Load Factor

DLL : Bibliothèque de Liens Dynamiques (Dynamic Link Library)

DNV : Det Norske Veritas

DSHA : Analyse Déterministe des Risques Sismiques (Deterministic Seismic Hazard Analysis)

DSM : Méthode de Rigidité Dynamique (Dynamic Stiffness Method)

EB : Isolateur Élastomérique à faible taux d'Amortissement

EC : Énergie Cinétique

EC8 : Eurocode 8

ED : Énergie Dissipée

EDF : Électricité de France

EKD : KDamper Étendu (Extended KDamper)

EMSC : Centre Sismologique Euro-Méditerranéen (Euro-Mediterranean Seismological Centre)

EP : Énergie Potentielle

EPOT : Énergie Potentielle

ES : Énergie Sismique

ES : Module élasticité du Sol

FEA : Analyse par Éléments Finis (Finite Element Analysis)

FEM : Méthode des Éléments Finis (Finite Element Method)

FE : Éléments Finis (Finite Elements)

FPS : Isolateur en Pendule Glissant (Friction Pendulum System)

GL : Germanischer Lloyd

HAWT : Éolienne à Axe Horizontal (Horizontal Axis Wind Turbine)

HDRB : Isolateur Élastomérique à fort taux d'Amortissement (High Damping Rubber Bearing)

IBC : Code International du Bâtiment (International Building Code)

IEC : Commission Électrotechnique Internationale (International Electrotechnical Commission)

IDA : Analyse Dynamique Incrémentale (Incremental Dynamic Analysis)

ISS : Interaction Sol-Structure

LPSS : Échantillonnage Partiellement Stratifié Latinisé (Latinized Partially Stratified Sampling)

LRB : Isolateur en Caoutchouc avec Noyau de Plomb (Lead Rubber Bearing)

LT : Longue Période (Long Period)

MCS : Simulation de Monte Carlo (Monte Carlo Simulation)

MDOF : Système à Plusieurs Degrés de Liberté (Multiple Degrees of Freedom)

MOWT : Éolienne Offshore Monopieu (Monopile Offshore Wind Turbine)

MTMD : Amortisseurs de Masse Multi-Accordés (Multiple Tuned Mass Dampers)

NREL : Laboratoire National des Énergies Renouvelables (National Renewable Energy Laboratory)

OWT : Éolienne Offshore (Offshore Wind Turbine)

PDF : Fonction de Densité de Probabilité (Probability Density Function)

PF : Système à Frottement Pur (Pure Friction System)

PGA : Accélération Maximale du Sol (Peak Ground Acceleration)

PGV : Vitesse Maximale du Sol (Peak Ground Velocity)

PSHA : Analyse Probabiliste des Risques Sismiques (Probabilistic Seismic Hazard Analysis)

P-y : Relation Pression-Déplacement latéral (méthode pour pieux)

Q-z : Relation Contrainte-Tassement à la pointe du pieu

R : Rapport de Réduction (Reduction Ratio)

RB : Appui en Caoutchouc Fretté (Laminated Rubber Bearing)

RCS : Section de Colonne Réduite (Reduced Column Section)

R-FBI : Isolateur Résistant par Frottement (Resilient-Friction Base Isolator)

RNA : Ensemble Rotor-Nacelle (Rotor Nacelle Assembly)

RPA : Règles Parasismiques Algériennes

RSM : Méthode de Surface de Réponse (Response Surface Methodology)

RWT : Éolienne de Référence (Reference Wind Turbine)

SD : Sable Dense

SM : Sable Meuble

SRF : Isolateur à Frottement Résistant par Glissement (Sliding Resilient-Friction)

SRSS : Racine Carrée de la Somme des Carrés (Square Root of the Sum of Squares)

SSI : Interaction Sol-Structure (Soil-Structure Interaction)

ST : Courte Période (Short Period)

TADAS : Amortisseur à Plaques Triangulaires (Triangular Plate Damper)

TMD : Amortisseur à Masse Accordée (Tuned Mass Damper)

TMDI : Amortisseur à Masse Accordée avec Inerter (Tuned Mass Damper Inerter)

TMDI-EM : Amortisseur à Masse Accordée avec Inerter et Récolte d'Énergie

TLCD : Amortisseur à Colonne de Liquide Accordé (Tuned Liquid Column Damper)

TLD : Amortisseur à Liquide Accordé (Tuned Liquid Damper)

TLP : Plateforme à Jambes Tendues (Tension Leg Platform)

TPIMS : Système de Masse à Inertie Parallèle Accordé (Tuned Parallel Inerter Mass System)

t-z : Relation Frottement axial-Déplacement vertical (méthode pour pieux)

UCSD: Université de Californie à San Diego (University of California, San Diego)

VAWT : Éolienne à Axe Vertical (Vertical Axis Wind Turbine)

VCS : Système de Contrôle des Vibrations (Vibration Control System)

VE : Amortissement Viscoélastique (Viscoelastic Damper)

VF : Amortisseur Fluide Visqueux (Viscous Fluid Damper)

WT : Éolienne (Wind Turbine)

Introduction générale

La transition énergétique mondiale et la lutte contre le changement climatique ont placé les énergies renouvelables au cœur des enjeux de développement durable. Parmi celles-ci, l'énergie éolienne occupe une place prépondérante, tant pour les installations terrestres qu'offshore. Cependant, l'implantation croissante d'éoliennes dans des régions exposées à une activité sismique significative soulève des défis majeurs en matière de conception parasismique et de durabilité des structures.

Les éoliennes, par leur hauteur importante, leur masse concentrée en tête et leur comportement dynamique complexe, sont particulièrement sensibles aux excitations sismiques. Leur interaction avec le sol — phénomène connu sous le nom d'interaction sol-structure (ISS) — influence profondément leur réponse sous l'effet combiné du vent, des vagues et des séismes. Une modélisation précise de cette interaction est donc essentielle pour garantir leur stabilité, leur sécurité et leur performance à long terme.

Par ailleurs, les stratégies classiques de renforcement structural peuvent s'avérer insuffisantes face à l'intensité des séismes. L'isolation sismique à la base émerge comme une solution innovante, permettant de découpler la structure du mouvement du sol et de réduire les efforts transmis. Si cette technique a fait ses preuves dans le génie civil conventionnel, son application aux éoliennes, notamment celles fondées sur pieux, reste encore peu explorée et nécessite des investigations approfondies.

Cette thèse se propose d'étudier l'effet de l'interaction sol-structure sur le comportement dynamique des éoliennes soumises à des charges sismiques, et d'évaluer l'efficacité des systèmes d'isolation à la base pour améliorer leur résilience. Elle combine des approches numériques avancées, une modélisation fine des interactions sol-pieu, et une analyse paramétrique systématique pour proposer des recommandations en matière de conception parasismique.

Elle est organisée en cinq chapitres :

Le premier Chapitre présente un état de l'art sur l'énergie mondial et la place stratégique de l'éolien. Il détaille les principaux types d'éoliennes (terrestres, offshore, à axe horizontal et vertical) et leurs composants essentiels. Une attention particulière est portée aux différents types de fondations (gravitaires, monopieux, jackets, flottantes) et aux sollicitations complexes

auxquelles elles sont soumises (charges aérodynamiques, hydrodynamiques, sismiques). Le chapitre établit également un état de l'art des dommages observés sur les éoliennes lors d'événements sismiques passés, justifiant la nécessité d'approches de conception améliorées.

Le deuxième Chapitre aborde les concepts théoriques de l'interaction sol-structure sous ses deux aspects : interaction inertielle et interaction cinématique. Il détaille les principales méthodes d'analyse (méthode directe, méthode des sous-structures, méthode hybride) et les modèles numériques associés (modèle de Winkler, méthode p-y, modèles continuum). Une revue exhaustive de la littérature spécifique aux éoliennes met en évidence les avancées récentes et les limitations des approches actuelles. Ce chapitre sert de base théorique pour les développements numériques ultérieurs.

Le troisième Chapitre explore les différentes stratégies de contrôle vibratoire applicables aux éoliennes. Il présente une classification complète des systèmes (passifs, actifs, semi-actifs, hybrides) et détaille plus particulièrement les systèmes d'isolation à la base (isolateurs élastomériques, systèmes à frottement, pendulaires). Les modèles mathématiques des différents isolateurs sont développés et les principes théoriques de l'isolation sismique sont explicités. Une revue des applications existantes aux éoliennes permet de situer l'originalité de l'approche proposée.

Le quatrième Chapitre présente une étude numérique approfondie de la réponse sismique d'une éolienne de 8 MW, en intégrant explicitement les effets d'ISS. La méthodologie de modélisation est détaillée (validation des modèles, description de la structure, caractérisation des sols). Une analyse paramétrique systématique évalue l'influence du type de sol, des dimensions des pieux et des caractéristiques sismiques sur la réponse dynamique. Les résultats, analysés en termes de déplacements, accélérations, efforts internes et bilans énergétiques, permettent de quantifier l'impact de l'ISS et d'identifier les paramètres dominants.

Le cinquième Chapitre ; Ce chapitre final représente le cœur innovant de la thèse. Il combine les concepts des chapitres précédents en étudiant la performance d'isolateurs LRB (Lead Rubber Bearing) pour la protection sismique d'une éolienne, avec prise en compte explicite de l'ISS. La méthodologie de conception et de modélisation des isolateurs est présentée. Les analyses comparatives entre structures conventionnelles et isolées permettent d'évaluer l'efficacité de l'isolation sur la réduction des efforts sismiques, le contrôle des déplacements et la dissipation d'énergie. L'influence du taux d'amortissement des isolateurs est particulièrement investiguée.

À travers cette démarche, ce travail vise à apporter des éléments concrets pour une conception plus fiable et durable des éoliennes dans les zones sismiques, contribuant ainsi au déploiement sécurisé de l'énergie éolienne dans un contexte énergétique en mutation



CHAPITRE 1 :

Généralité sur les éoliennes



Chapitre 1 : généralité

1.1 Introduction

L'énergie est considérée comme un facteur accélérant de la croissance et de la performance macroéconomique. Elle joue un rôle essentiel dans la performance macroéconomique d'un pays, mais son impact sur la croissance et le développement dépend de l'offre et de la demande celle-ci ainsi que de la structure économique du pays concerné. L'importance du secteur de l'énergie ne peut être niée pour tous les pays du monde, en particulier pour les pays en développement. Il joue un rôle impératif dans le contexte de l'économie mondiale (Safdar, Chaudhry et al. 2019).

L'énergie se distingue en deux formes, classées en énergies renouvelables et non renouvelables selon leur capacité à se régénérer rapidement. Malheureusement, notre monde dépend largement des combustibles fossiles non renouvelables, notamment le pétrole, essentiel pour sa facilité de transport et sa polyvalence dans diverses industries. Les États-Unis, nation industrialisée majeure, sont fortement tributaires du pétrole, représentant 26 % de la consommation mondiale, dont 60 % sont importés. La dépendance au pétrole s'accroît également dans d'autres pays en développement, tels que la Chine et l'Inde, où la consommation devrait augmenter considérablement au cours des prochaines décennies. Cette situation souligne l'urgence d'une transition vers des sources d'énergie plus durables et renouvelable pour garantir un avenir énergétique stable.

1.2 C'est quoi l'énergie :

L'énergie est un concept fondamental au cœur de la science et de notre existence quotidienne. Elle sous-tend l'ensemble de nos activités et interactions dans l'univers, se manifestant sous diverses formes et jouant un rôle crucial dans notre survie. Le terme "énergie" est omniprésent, mais sa définition précise est complexe, car il s'agit d'une idée abstraite plutôt que d'une entité matérielle tangible. Pour simplifier, l'énergie peut être vue comme ce qui est nécessaire pour provoquer un changement ou une action. En fin de compte, l'énergie est essentielle à l'existence de tout ce qui nous entoure.

1.3 Les types de l'énergie :

Les ressources énergétiques sont classées en fonction de leur disponibilité à long terme, en tant que **renouvelables** ou **non renouvelables**. Les ressources renouvelables offrent

des solutions durables, se reconstituent naturellement en peu de temps, comme l'énergie solaire, éolienne, hydroélectrique, thermique océanique, les vagues et les marées. En revanche, les ressources non renouvelables incluent les combustibles fossiles et l'uranium. Certaines sources, telles que l'eau chaude géothermique, les réservoirs de vapeur, la tourbe et le bois, peuvent être considérées comme renouvelables si elles sont utilisées à un rythme permettant leur régénération naturelle sur le long terme (Toossi 2009).

- **L'énergie solaire** : une source propre, offre un immense potentiel pour la production de chaleur et d'électricité. Les avancées technologiques, telles que les panneaux solaires à panneaux plats et les cellules photovoltaïques, ainsi que l'utilisation de concentrateurs et de matériaux innovants, contribuent à rendre cette forme d'énergie de plus en plus efficace et économique.
- **L'énergie éolienne** : une source importante en constante amélioration grâce à des lames plus légères et résistantes, ainsi qu'à des éoliennes à vitesse variable et des stratégies de contrôle sophistiquées, permettant des rendements plus élevés et une plage de fonctionnement plus large.
- **L'énergie hydroélectrique** : L'hydroélectricité subit d'importants changements, passant des méthodes traditionnelles comme les roues hydrauliques aux projets à petite échelle, qui deviennent précieux, en particulier dans les pays en développement. De plus, la recherche explore de nouvelles possibilités d'exploitation de l'énergie des marées, des courants sous-marins et des vagues océaniques.
- **L'énergie thermique** : est liée à la chaleur, dont la compréhension a été clarifiée au XIXe siècle grâce à la théorie moléculaire, formant ainsi les bases des lois de la thermodynamique qui sont essentielles pour la conception de dispositifs efficaces.

1.4 L'énergie éolienne

L'énergie éolienne est appelée à jouer un rôle crucial dans l'approvisionnement futur en énergie du monde et plus particulièrement l'Union européenne. Dans l'Union européenne, environ 180 GW de puissance éolienne terrestre et offshore ont été installés, couvrant entre 10 et 15 % de la demande totale en électricité. À l'échelle mondiale, l'énergie éolienne contribuera également de manière significative à

l'approvisionnement en électricité, représentant une part importante en progression. Figure 1.1 montre Croissance de la capacité mondiale d'énergie éolienne. Cependant, les facteurs qui déterminent l'économie d'une ferme éolienne ne sont pas bien connus de tous, et il y a eu un débat intense sur les raisons de l'augmentation récente de ses coûts de production après 20 ans de réduction constante (Blanco 2009).

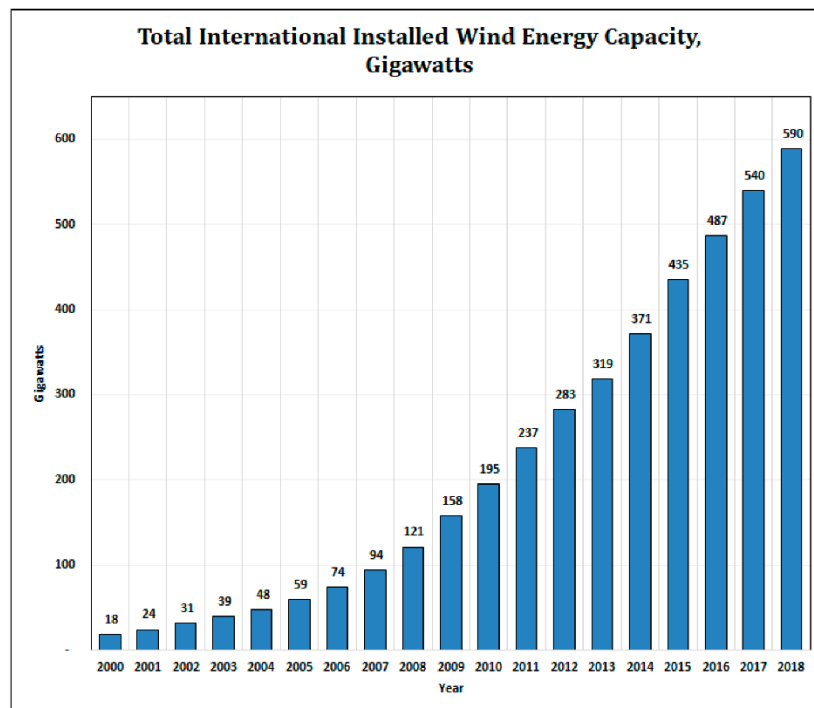


Figure 1. 1. Croissance de la capacité mondiale d'énergie éolienne. Source des données : Statistiques sur l'énergie éolienne(Dorrell and Lee 2020) .

Parmi les avantages de l'exploration des énergies éoliennes sont d'ordre environnementale et économiques. Parmi les avantages environnementaux ; énergie propre et renouvelable, inépuisable contrairement au énergie fossile, et occupant peu d'espace au sol sur les terrains d'implantations, et absence de la production des déchets toxique tel que l'énergie nucléaire. Parmi les avantages économiques ; le coût de production compétitif, indépendance énergétique et ressource disponible.

Dans la plupart des pays européens, même si le vent était plus cher par kWh que les autres formes de production d'électricité. Cette réduction des risques liés à l'énergie éolienne est actuellement non prise en compte par les méthodes standard de calcul le coût de l'énergie, qui a été utilisée par le public autorités depuis plus d'un siècle. Bien au contraire, les méthodes de calcul actuelles favorisent ouvertement l'utilisation d'options à haut risque pour la production d'électricité. Dans une situation où le monde

industrialisé devient de plus en plus dépendant de l'importation de carburant provenant de pays politiquement instables zones à des prix imprévisibles et plus élevés, cet aspect mérite une attention immédiate (Association 2009).

L'énergie éolienne a été la source d'énergie renouvelable la plus utilisée jusqu'à présent, principalement à travers des installations terrestres. Cette progression sélective peut s'expliquer par la disponibilité élevée de ressources éoliennes et la maturité technologique élevée de l'énergie éolienne par rapport aux autres énergies renouvelables. Ces deux raisons sont susceptibles d'expliquer pourquoi l'énergie éolienne est considérée comme essentielle pour atteindre les engagements pris dans le protocole de Kyoto adopté en 1997. Néanmoins, la réussite de ces engagements nécessitera la mise en œuvre de plusieurs mesures simultanées, parmi lesquelles la promotion de la construction de parcs éoliens (Esteban, Diez et al. 2011).

1.5 Parc éoliens:

Au fil des dernières décennies, la technologie des éoliennes a connu des avancées remarquables dans le domaine de l'énergie renouvelable. En ce qui concerne les centrales hydroélectriques, à gaz, à vapeur, ou au diesel, la fourniture d'énergie peut être influencée par divers facteurs tels que les variations de vitesse du vent, les perturbations du flux d'air autour de la tour, et les variations de la charge du côté des consommateurs dans les réseaux électriques fragiles.

1.6 Types d'éoliennes :

Les éoliennes peuvent être classées en fonction de leur emplacement et de leur conception. Elles se divisent en deux grandes catégories : **les éoliennes terrestres** et **les éoliennes en mer**. Les éoliennes offshore peuvent être à fond fixe ou flottantes, en fonction de la profondeur de l'eau.

- **Éoliennes terrestres** sont des éoliennes tripales à axe horizontal sont les éoliennes terrestres les plus largement utilisées. Elles dominent le marché en raison de leur efficacité, de leur fiabilité et de leur capacité à exploiter efficacement l'énergie éolienne sur différents terrains.
- **Les turbines offshore à fond fixe** sont ancrées directement au fond de la mer et conviennent pour des profondeurs allant jusqu'à 50 mètres. Elles profitent des vents côtiers forts et constants.

- **Les éoliennes offshore flottantes** sont soutenues par des fondations flottantes et fixées au fond de la mer par des lignes d'amarrage, ce qui leur permet d'être installées plus au large, dans des eaux plus profondes, à partir de 30 mètres. Elles sont donc idéales pour les régions où les eaux côtières sont profondes et où les structures à fond fixe ne sont pas pratiques.

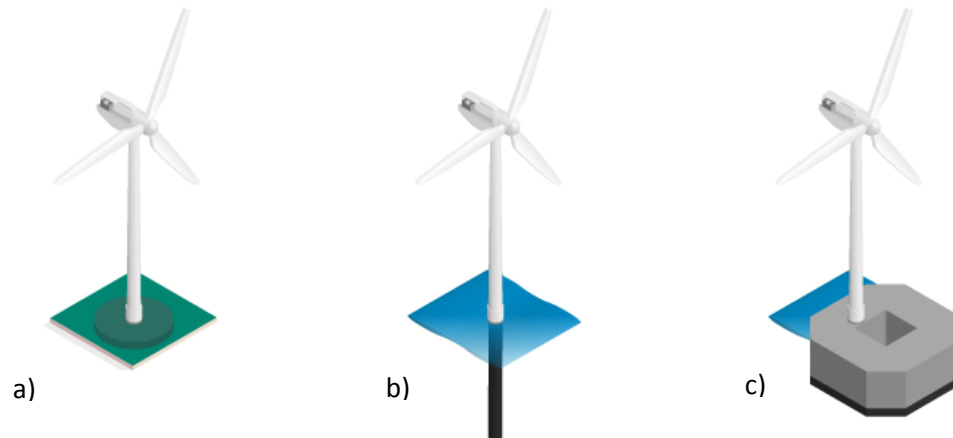


Figure 1.2. type des éoliennes : a) éolienne terrestre ; b) éolienne flottante; c) éolienne fixe

Les éoliennes diffèrent également par l'orientation de leur rotor :

- **Les éoliennes à axe horizontal (HAWT)** : Il s'agit du modèle le plus répandu, qui comporte généralement trois pales tournant autour d'un axe horizontal.
- **Éoliennes à axe vertical (VAWT)** : Une conception moins courante, où le rotor tourne autour d'un axe vertical, offrant des avantages dans des environnements spécifiques, tels que les zones urbaines ou les conditions de vent turbulent.

Chaque type d'éolienne a ses propres avantages et applications, ce qui contribue à l'expansion de l'énergie éolienne en tant que source d'énergie durable.



Figure 1.3. éolienne a axe vertical Vs éolienne a axe horizontale

1.7 Composent et fonctionnement des éoliennes :

Les éoliennes modernes ont une capacité de production allant de 2 MW à 16 MW, les derniers modèles offshore se situant à l'extrémité supérieure de ce domaine. Elles commencent à produire de l'électricité lorsque la vitesse du vent atteint environ 10 km/h, un seuil connu sous le nom de vitesse d'enclenchement. Si la vitesse du vent devient excessive (environ 110 km/h pour les éoliennes offshore), le système s'arrête automatiquement pour éviter tout dommage.

Au cours d'une année, les éoliennes modernes peuvent produire de l'électricité entre 75 % et 95 % du temps, bien que leur production varie en fonction des conditions de vent. Les éoliennes terrestres ont généralement un facteur de capacité annuel de 25 à 40 % (100 % représentant un fonctionnement continu à la puissance maximale). En revanche, les éoliennes en mer bénéficient de vents plus forts et plus réguliers, et atteignent des facteurs de capacité annuels compris entre 38 % et 65 % avec les technologies les plus récentes.

Les principaux composants d'une éolienne moderne comprennent la tour, le rotor, la nacelle (qui abrite la mécanique de transmission et le générateur), ainsi que, dans le cas des éoliennes à axe horizontal, les systèmes de lacet pour l'orientation en réponse aux changements de direction du vent. Des systèmes de commutation et de protection, des lignes électriques, et éventuellement des transformateurs et des réseaux sont nécessaires pour acheminer l'énergie vers les utilisateurs finaux ou les systèmes de stockage d'énergie.

Pour s'adapter aux influences externes, une unité de contrôle et de régulation opérationnelle doit ajuster le flux d'énergie dans le système en fonction des exigences qui lui sont imposées (Heier 2014). La figure 1.4 illustrent la disposition des composants dans la nacelle et la tour d'éolienne .

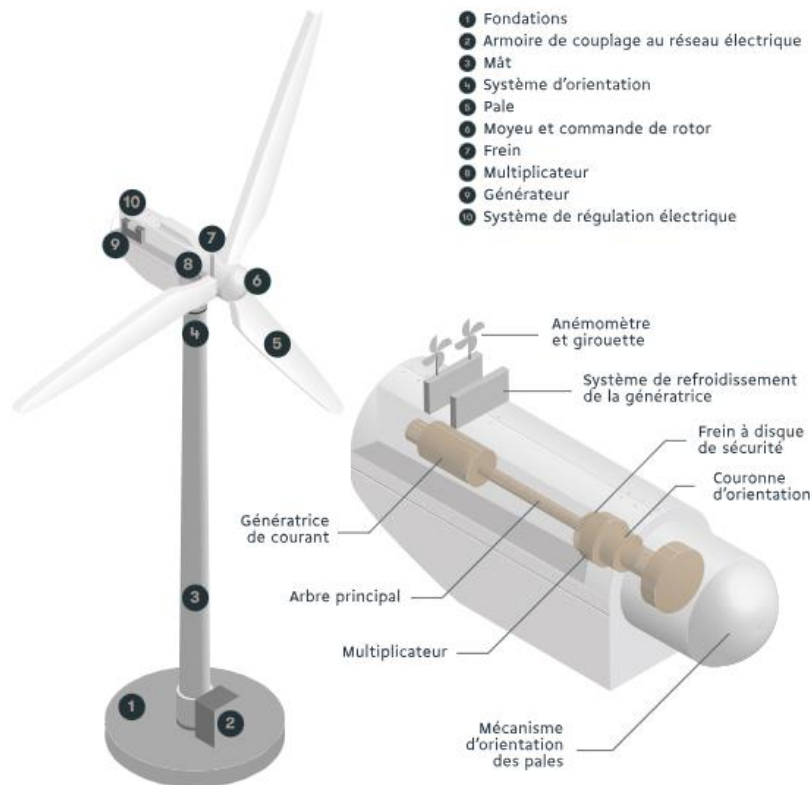


Figure 1. 4. Composante d'éolienne

1.8 Type des fondations pour les éoliennes

1.8.1 Les éoliennes terrestres :

Les fondations d'une éolienne terrestre jouent un rôle crucial en assurant la stabilité et le transfert des charges au sol. Le choix du type de fondation dépend de plusieurs facteurs, notamment du lieu d'implantation, des propriétés du sol, des charges de vent, de la taille de l'éolienne et des conditions environnementales., qui se distingue en plusieurs type.

1.8.1.1 Fondation a base gravitaire :

C'est une fondation a grande base en béton armé qui s'appuie sur son propre poids pour contrer les forces du vent. Elle convient le mieux aux sols durs ou compacts ayant une

bonne capacité portante et nécessite une profondeur de 3 à 6 mètres. Bien qu'il soit rentable et simple à construire, il nécessite d'importantes quantités de béton et ne convient pas aux sols fragiles ou gorgés d'eau.



Figure 1. 5. Fondation sur base gravitaire

1.8.1.2 Fondation type pieux :

Dans les régions où le sol est de mauvaise qualité, il est préférable d'opter pour des fondations sur pieux. Ce système de fondation profonde utilise des pieux en acier ou en béton enfoncés dans le sol pour transférer les charges vers des couches de sol plus résistantes ou vers le substratum rocheux. La profondeur des pieux varie généralement de 10 à 30 mètres, ce qui rend cette fondation très stable dans les terrains sablonneux,

argileux ou marécageux. Cependant, elle est plus coûteuse et nécessite un équipement spécialisé pour son installation.

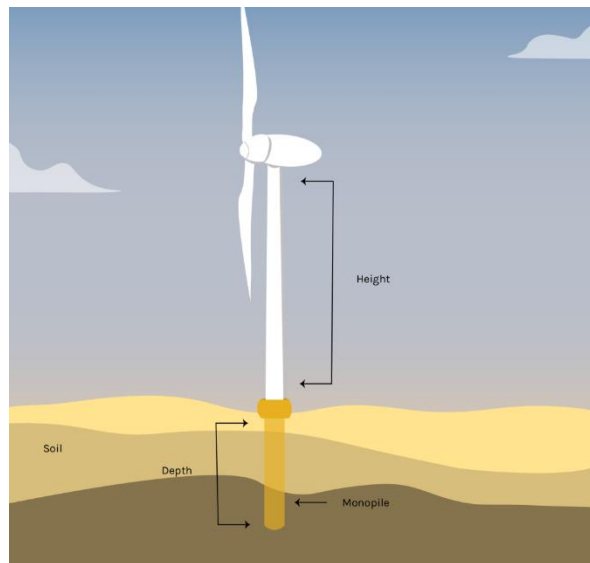


Figure 1. 6. Éoliennes terrestres avec une fondation type pieu

1.8.1.3 Fondation ancrée dans le roc :

Dans les régions où le substratum rocheux est peu profond, une fondation ancrée dans le roc est une solution efficace. Au lieu de s'appuyer sur une base massive en béton, des ancrages en acier ou des boulons de roche sont enfoncés directement dans le substrat rocheux, fixant une dalle de béton armé plus petite sur le dessus. Cette méthode minimise l'utilisation de matériaux, ce qui la rend respectueuse de

l'environnement, tout en offrant une excellente stabilité structurelle. Cependant, elle n'est pas réalisable dans le cas de sols profonds ou meubles.



Figure 1. 7. Fondation encré dans le roc

1.8.1.4 Une fondation hybride :

Combinant les caractéristiques des fondations par gravité et des fondations sur pieux, est utilisée dans les zones où les conditions du sol sont mixtes ou instables. Elle comprend une base en béton peu profonde pour la répartition initiale des charges, renforcée par des pieux profonds pour une stabilité accrue. Cette approche est particulièrement avantageuse pour l'argile molle ou les sables meubles, car elle offre un équilibre entre le coût et la performance.

1.8.2 Les éoliennes en mer :

Les éoliennes en mer appelés offshore sont conçues avec des composants standards tels que le mât, la nacelle et le rotor. Toutefois, le choix de la fondation dépend principalement des caractéristiques du sol et de la profondeur des fonds marins. Différentes solutions peuvent être adoptées, notamment les bases gravitaires, les monopieux, les fondations multipodes, les structures en treillis (jacket), les caissons à suction et les fondations flottantes.

1.8.2.1 *Eolienne sur base gravitaire :*

Une fondation gravitaire est une structure massive qui résiste aux moments agissant sur l'éolienne principalement par son propre poids (figure 1.5). Ce type de fondation est généralement utilisé pour les éoliennes terrestres et les installations offshore dans les eaux peu profondes, généralement jusqu'à 10 mètres de profondeur et ne dépassant pas 40 mètres. Dans les eaux plus profondes, les fondations gravitaires deviennent moins viables en raison du coût élevé associé à la grande quantité de béton armé nécessaire à leur construction.

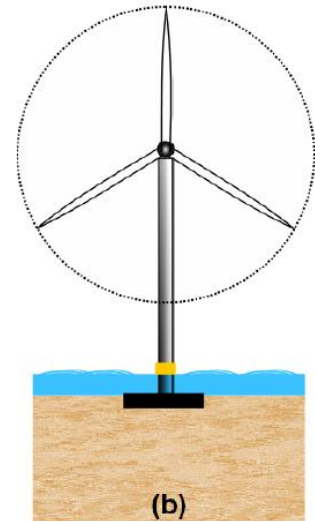


Figure 1. 8. *éolienne sur base gravitaire*

Comme le montre la figure 1.8, une fondation gravitaire consiste en une large structure conçue pour résister aux moments latéraux et de renversement grâce à son poids propre. Ces fondations ont généralement un diamètre compris entre 15 et 30 mètres et sont généralement en béton armé, bien qu'elles puissent également être construites en acier, auquel cas un lourd ballast est ajouté à la base creuse pour en assurer la stabilité. Si les fondations à base gravitaire ont été largement utilisées pour les éoliennes terrestres, leur application en mer est limitée aux eaux peu profondes, où le sol est suffisamment solide pour supporter les charges de la structure de l'éolienne. En eaux profondes, ce type de fondation devient économiquement irréalisable en raison de l'importance des matériaux nécessaires pour contrer les forces de renversement à la base de la tour.

1.8.2.2 *Les monopieux :*

Les monopieux sont le type de fondation le plus couramment utilisé pour les éoliennes offshore, représentant environ 81% des installations (voir Figure 1.9). Ils sont constitués d'un tube d'acier de grand diamètre, généralement compris entre 4 et 10 mètres, adapté à des profondeurs d'eau allant jusqu'à 30 mètres. Le rapport d'élancement d'un monopieu est généralement compris entre 4 et 6.

Les monopieux sont généralement installés en les enfonçant ou en les vibrant dans le sol meuble à l'aide d'un marteau hydraulique. Dans des conditions rocheuses, la fondation est placée dans un trou pré-percé et fixée à l'aide d'un coulis. Pour les sols

mixtes, le monopieu est d'abord enfoncé dans la couche plus molle jusqu'à ce qu'il atteigne la roche, qui est alors forée avant de fixer le pieu en place avec du coulis.

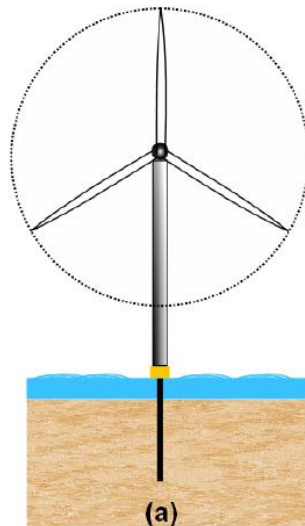


Figure 1. 9. Fondation type monopieu

1.8.2.3 Les caissons :

Les fondations de type caisson sont adaptées aux sols sableux ou sédimentaires. La fondation est constituée d'un caisson cylindrique avec, en partie haute, un raccordement à la tour et, en partie basse, un piston de succion. Le caisson est posé sur le sol puis, par succion et sous son propre poids, la fondation pénètre dans le sol. Différentes configurations peuvent être retenues : les installations avec un seul caisson pour les profondeurs d'eau n'excédant pas 30 m et les multi-caissons jusqu'à 50 m.

1.8.2.4 Les fondations flottantes :

Les fondations des éoliennes flottantes sont conçues pour de grandes profondeurs, généralement supérieures à 50 mètres, et s'appuient sur des systèmes d'ancrage par câble pour assurer leur stabilité figure 1.10 . Il existe plusieurs types d'éoliennes flottantes, notamment les barges (avec une grande surface de flottaison), les plateformes à espar (hautes structures cylindriques à fort tirant d'eau), les plateformes à jambes tendues (TLP) et les plateformes semi-submersibles (un hybride de barge et d'espar). Bien que les éoliennes flottantes ne représentent actuellement qu'une petite fraction du marché, elles constituent un domaine de recherche majeur en raison de leur potentiel de déploiement dans les eaux offshore profondes, où les vents sont plus forts et plus réguliers.

Cette technologie est particulièrement intéressante pour des pays comme les États-Unis, où les eaux côtières deviennent rapidement profondes. Les fondations flottantes ont été initialement développées par les compagnies pétrolières offshore pour soutenir les plateformes pétrolières en eaux profondes. Par exemple, la plateforme pétrolière Perdido, ancrée à une profondeur de 2 400 mètres, est actuellement la plateforme pétrolière offshore la plus profonde du monde. Les fondations des éoliennes flottantes utilisent des systèmes d'amarrage à pattes de tension avec des câbles verticaux sous tension constante. Une compagnie pétrolière norvégienne a déjà annoncé des plans pour la première éolienne offshore flottante, qui sera montée sur une bouée et fixée par trois ancres. Cette technologie émergente offre un potentiel important pour l'expansion de la production d'énergie éolienne en mer.

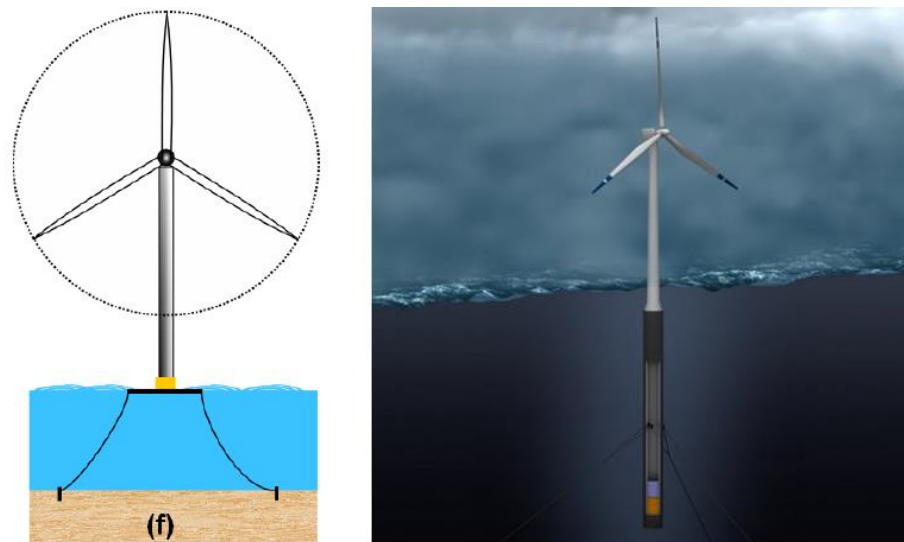


Figure 1. 10. Fondation flottante

1.8.2.5 Fondation multipode

Comme les éoliennes sont installées dans des eaux plus profondes, les fondations multipodes font l'objet d'une attention croissante (voir figure 1.11) . Ces fondations sont constituées de structures en acier soutenues par trois pieux ou plus ou par des ventouses.

- Les structures à trois pieds appelées tripodes ou multipodes, sont couramment utilisées dans les installations d'éoliennes offshore.
- Les structures à quatre pieds appelées tétrapodes, utilisent quatre pieux ou ventouses pour plus de stabilité.

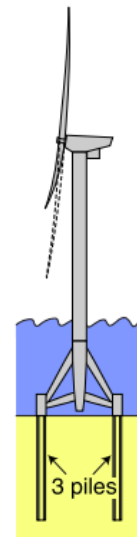


Figure 1. 11.

Selon la norme Offshore (DNV, 2007), les fondations multipodes *Type de fondation multipode* sont particulièrement adaptées à des profondeurs d'eau comprises entre 20 et 50 mètres, ce qui en fait une solution efficace pour les éoliennes offshore à fond fixe situées à des profondeurs modérées.

1.8.2.6 Fondations en jacket ou en treillis

Les fondations jacket, également connues sous le nom de fondations en treillis, sont de petites structures à ossature métallique semblables à celles utilisées pour les plateformes fixes offshore (voir figure 1.12). Elles se composent de trois ou quatre pieds reliés entre eux par des contreventements, ce qui leur confère une grande stabilité structurelle. Au fond de la mer, des manchons de pieux sont montés sur les pieux d'angle, assurant ainsi une fondation sûre. Ces fondations sont particulièrement adaptées à des profondeurs d'eau comprises entre 20 et 50 mètres, ce qui en fait un choix efficace pour les éoliennes offshore à fond fixe situées à des profondeurs modérées.



Figure 1.12. type fondation en jacket

1.9 Les charges exercées sur les éoliennes :

Les éoliennes, sur terre ou en mer, sont des structures élancées soumises à diverses forces (voir figure 1.13), que l'on peut classer en trois grandes catégories :

- **Charges permanentes** : le poids de la structure.
- **Charges variables** : personnel, charges liées aux opérations d'installation (telles que les grues) et impacts de véhicules ou de navires.
- **Charges environnementales** : forces du vent, forces hydrodynamiques (pour les éoliennes en mer) générées par les vagues et les courants, activité sismique, effets des marées, neige et glace.

Si les éoliennes terrestres et les éoliennes en mer sont soumises à des forces éoliennes importantes, leurs conditions environnementales diffèrent. Les éoliennes en mer sont confrontées à des vents plus forts mais moins turbulents, ainsi qu'à des défis supplémentaires liés aux vagues, aux courants et à la glace dans certaines régions. En revanche, les éoliennes terrestres doivent faire face à des effets de terrain complexes, à des turbulences et à des charges sismiques potentielles (thèse pont et chaussé).

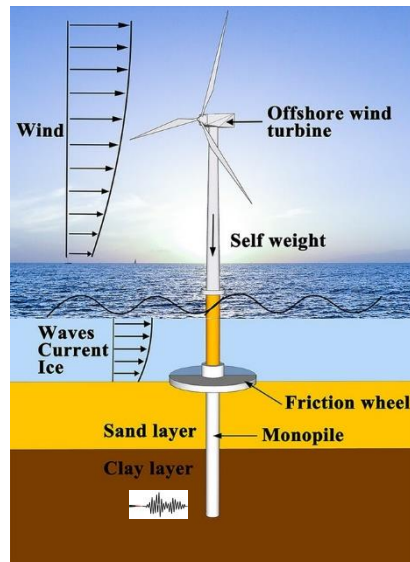


Figure 1. 13. schéma des charge appliqué aux éoliennes

1.9.1 Les charges aérodynamiques (éolienne terrestre)

Elles sont essentielles car elles résultent des interactions entre le vent et les pales du rotor. La force de poussée, agissant dans la direction du vent, pousse le rotor vers l'arrière et génère des moments de flexion dans la tour et les fondations. En outre, les forces de portance et de traînée influencent le mouvement des pales, la portance étant responsable de la rotation tandis que la traînée s'oppose au mouvement et réduit l'efficacité. Les variations de la vitesse du vent sur la hauteur des pales, dues au cisaillement du vent, entraînent une charge asymétrique, tandis que les turbulences et les rafales provoquent des forces fluctuantes. Un autre effet crucial est l'ombrage de la tour, où les pales passant derrière la tour subissent des réductions temporaires de la vitesse du vent, ce qui entraîne des variations cycliques de la charge des pales.

1.9.2 Les charges gravitationnelles

À côté des effets aérodynamiques, les charges gravitationnelles contribuent de manière significative aux contraintes exercées sur les éoliennes. Le poids propre des composants, notamment la nacelle, le rotor, les pales et la tour, crée des forces statiques qui influencent la stabilité structurelle. En outre, lorsque les pales tournent, elles subissent des forces centrifuges qui induisent des tensions sur leur longueur, ce qui affecte particulièrement la durée de vie en fatigue au

niveau du pied de pale et du moyeu. À l'arrêt, les pales s'affaissent sous l'effet de leur poids, et lorsqu'elles sont en mouvement, la flexion des pales induite par la gravité entraîne des cycles de contraintes alternées qui peuvent influencer sur la durabilité.

1.9.3 Les charges inertielles

Ce type de charges jouent également un rôle majeur dans la dynamique des éoliennes. Les forces de Coriolis, causées par le mouvement des pales dans et hors du plan du rotor, conduisent à des distributions asymétriques des contraintes. Lorsque le système de lacet ajuste l'orientation de la nacelle, le rotor en rotation résiste à ce changement, introduisant des charges gyroscopiques qui affectent l'arbre et la tour. En outre, les transitoires opérationnels, tels que le freinage rapide ou les procédures de démarrage/arrêt, provoquent des accélérations ou des décélérations soudaines, entraînant des contraintes de torsion dans le groupe motopropulseur.

1.9.4 Les charges structurelles :

Au niveau structurel, la tour de la turbine et la nacelle subissent des charges structurelles importantes en raison de leur masse et des forces opérationnelles. Le poids de la nacelle, combiné aux effets aérodynamiques et sismiques, génère des moments de flexion élevés à la base de la tour. En outre, dans des conditions de vent extrême ou en raison d'une déviation excessive des pales, il existe un risque d'impact entre les pales et la tour, ce qui peut entraîner de graves dommages et une défaillance structurelle.

1.9.5 Les charges sismiques :

Dans les régions sujettes aux tremblements de terre, les charges sismiques doivent être prises en compte, car elles induisent des accélérations horizontales et verticales dans la tour et les fondations. L'interaction entre le sol et la fondation, en particulier dans les systèmes reposant sur des pieux, affecte la manière dont l'énergie sismique se propage. Les effets de l'interaction entre le sol et les pieux jouent un rôle crucial dans la stabilité des fondations, avec des problèmes potentiels tels que la liquéfaction dans les sols sablonneux, qui entraîne une réduction de la capacité de charge.

1.9.6 Charges hydrodynamiques (pour les éoliennes en mer)

Pour les éoliennes en mer, les charges hydrodynamiques deviennent un élément important de la conception. La force des vagues crée des charges oscillantes sur le monopieu ou la plate-forme flottante, ce qui entraîne des cycles de fatigue lorsqu'elle est combinée aux contraintes induites par le vent. En outre, les courants océaniques constants exercent des forces continues sur les parties immergées, ce qui affecte la stabilité et les systèmes d'amarrage. Les éoliennes flottantes s'appuient sur des lignes d'amarrage dont la tension fluctue en raison du mouvement des vagues, ce qui nécessite des stratégies de positionnement dynamique pour maintenir l'équilibre.

1.9.7 Charge de glace et de température

Les facteurs environnementaux tels que les charges de glace et de température ont également un impact sur les performances des éoliennes. L'accumulation de glace sur les pales modifie les propriétés aérodynamiques, augmente la masse et induit un déséquilibre dans la rotation, ce qui peut entraîner des vibrations excessives. En outre, la dilatation et la contraction thermiques des matériaux dues aux variations de température peuvent accélérer la fatigue, en particulier dans les climats extrêmes où les fluctuations saisonnières sont importantes.

1.9.8 Charges du système électrique et de contrôle

Les charges des systèmes électriques et de contrôle proviennent des mécanismes de freinage et des stratégies de contrôle actif. Lors d'un arrêt d'urgence ou d'un arrêt par vent fort, le système de freinage génère des charges brutales qui sollicitent les composants de la chaîne cinématique. En outre, la commande de pas des pales, qui ajuste l'angle des pales pour réguler la puissance produite, introduit des forces aérodynamiques variables. Le système de lacet, responsable de l'orientation de la nacelle, exerce des contraintes de torsion sur la tour, en particulier lors d'ajustements rapides dans des conditions de vent fluctuantes.

Enfin, L'estimation précise des forces agissant sur une éolienne est essentielle pour la conception de ses fondations. Cette étude se concentre principalement sur les charges environnementales, en particulier celles induites par le séisme et Les effets de l'interaction entre le sol et les pieux.

1.10 Dommages causés aux éoliennes par des événements extrêmes

Les études internationales ont souligné que les dommages aux éoliennes suite aux tremblements de terre se concentrent principalement sur leurs systèmes de support, pouvant entraîner le renversement et la chute des éoliennes. La tour des éoliennes, étant une structure mécanique élancée sensible aux secousses sismiques, supporte des charges aérodynamiques et peut être vulnérable à des défaillances structurelles, notamment sur les sites offshore avec des éoliennes de grande taille. Les forces combinées des charges éoliennes et sismiques peuvent dépasser les limites de conception des structures de support, entraînant des défaillances locales et des effondrements figure 1.14 (a-d) . Les mouvements sismiques peuvent également causer des renversements ou déplacements des fondations des éoliennes. Il est essentiel d'étudier ces interactions pour garantir la sécurité et la fiabilité des éoliennes dans des environnements sismiques (Liu, Lei et al. 2024).

Les tremblements de terre peuvent endommager les structures de soutien des éoliennes terrestres, particulièrement avec le développement rapide d'éoliennes à grande échelle. Les éoliennes offshore peuvent atteindre une capacité maximale de 22 MW, avec des pales dépassant souvent 100 mètres de long. Les vibrations au sommet des éoliennes de grande capacité seront plus intenses en cas d'excitation sismique. Il est crucial d'inclure la prise en compte des tremblements de terre dans la conception des éoliennes, conformément aux normes internationales. Des études ont été menées sur la modélisation couplée des charges éoliennes et sismiques pour évaluer les charges extrêmes lors de tremblements de terre et proposer des mesures de contrôle pour atténuer les conséquences potentielles.

Des études pertinentes menées dans le monde entier ont montré que les dommages causés par les tremblements de terre aux structures des éoliennes se concentrent principalement sur le système de support. Les dommages causés à d'autres composants, tels que les pales, sont donc souvent dus au renversement et à l'effondrement du système de support à la suite d'un tremblement de terre (Prowell, Schmidt et al. 2011). La tour de l'éolienne, différente des bâtiments civils conventionnels, est une structure mécanique élancée typique avec une masse importante concentrée au sommet, qui est très sensible aux tremblements de terre. Afin de réduire le coût levé de l'électricité, les éoliennes ont tendance à être de grande taille et installées sur des sites offshore, ce qui se traduit par une structure de support plus longue, plus flexible et plus sujette à des

défaillances structurelles en cas d'événements environnementaux extrêmes (Jang and Chien 2010, Randolph and Gourvenec 2017). Il est à noter que la structure de support subit d'importants moments de flexion transmis par les charges aérodynamiques sur le rotor dans un scénario de production d'énergie normal. En outre, de fortes vibrations de la structure de support seront très probablement induites par les fortes excitations sismiques (Feng, Yang et al. 2017). Le couplage simultané des charges éoliennes et sismiques est très susceptible de produire une charge dépassant la limite de conception de la structure de support, ce qui entraîne un gonflement local provoquant l'effondrement de l'ensemble de l'éolienne, comme le montre la figure 5(a-b) (Asareh 2015). De plus, le renversement ou le déplacement excessif des fondations des éoliennes peut être causé par les mouvements du sol, comme le montre la figure 5(c-d). Il est évident que les tremblements de terre peuvent endommager les structures de soutien des éoliennes terrestres (Swan and Hadjian 1988). En outre, pour répondre à la demande du marché, les éoliennes sont rapidement développées à grande échelle. La capacité maximale du prototype de référence actuellement accessible au public pour la recherche universitaire a atteint 22 MW, sous le nom d'éolienne offshore 22 MW de l'AIE (Zahle, Barlas et al. 2024). La plupart des pales d'éoliennes dépassent 100 mètres de long, les pales de 120 mètres étant typiques des éoliennes de grande capacité. Comme la tour des grandes éoliennes est plus souple et plus haute, les vibrations au sommet de la tour seront plus intenses sous l'effet d'une excitation sismique de forte intensité.

Compte tenu de la gravité plausible des conséquences d'un tremblement de terre, il convient de prendre en compte les tremblements de terre dans la conception des éoliennes, comme l'exigent les normes internationales communes. De nombreuses études ont été menées sur la méthode de modélisation couplée des charges éoliennes et sismiques pour l'évaluation des charges extrêmes lors d'un tremblement de terre, ou pour révéler le mode de défaillance des structures et proposer des mesures de contrôle pour atténuer les conséquences.



Figure 1. 14. Dommages causés aux éoliennes par des événements extrêmes(Liu, Lei et al. 2024).

1.11 Conclusion

L'interaction sol-structure (ISS) est un domaine essentiel de la mécanique appliquée, qui s'intéresse à l'étude et au développement de méthodes permettant d'analyser les structures en tenant compte des caractéristiques du sol et des fondations. Ce sujet est devenu particulièrement important après le séisme de San Fernando en 1971, qui a marqué un tournant dans la prise en compte de ces phénomènes, notamment pour les projets nucléaires en Californie. Les impacts dévastateurs de nombreux séismes récents à travers le monde ont mis en lumière l'importance de l'ISS dans l'ingénierie (Wong and Luco 1976).

Pour la majorité des ouvrages de génie civil, il est souvent possible d'étudier séparément le comportement du sol et celui de la structure, ce qui simplifie l'analyse tout en répondant aux besoins du projet. Cependant, certaines structures, comme les éoliennes, nécessitent une attention particulière en raison de la forte interaction entre le sol et la structure. Ces systèmes subissent des charges dynamiques importantes dues au vent et aux séismes, rendant leur conception plus complexe.

Une bonne compréhension de cette interaction permet d'optimiser la conception des éoliennes et d'assurer leur stabilité et leur performance. À l'inverse, une analyse inadéquate peut entraîner des erreurs de conception, compromettant ainsi la sécurité, la fiabilité et la pérennité des structures.



CHAPITRE 2 :

Interaction sol-structure



Chapitre 2 : Interaction sol-structure

2.1 Introduction :

Les structures étant fondées sur le sol à travers lequel, des sollicitations sismiques sont transmises, donc il s'avère essentiel de connaître le fonctionnement de l'ensemble du système sol-structure et plus particulièrement en cas de séisme. En effet, non seulement la nature des sols a une influence sur le comportement des structures, mais les structures mises en mouvement induisent aussi des chargements supplémentaires dans les sols qui modifieront à leur tour les composantes des sollicitations. Le terme générique décrivant l'étude de ces phénomènes porte le nom d'interaction sol-structure (ISS). En effet, toutes les structures en béton armé souvent en contact avec le sol nécessitent l'intégration du comportement de l'interface entre la structure et le sol. Pour cette raison, le comportement de l'ensemble de la structure dépend de la structure elle-même, du sol de fondation et de l'interface continue entre eux. La structure et le sol contribuent ensemble pour supporter les charges externes. Ce phénomène est appelé interaction sol-structure (ISS), qui est généralement négligée dans les codes de conception des bâtiments civils. Cependant, pour les structures et les bâtiments reposant sur des sols mous, l'effet de l'interaction sol-structure est devenu un facteur très important (Wolf 1985).

L'interaction sol-structure est un domaine d'intervention interdisciplinaire qui se situe à l'intersection de la mécanique des sols et des structures, de la dynamique des sols et des structures, du génie parasismique, de la géophysique et de la géomécanique, de la science des matériaux, des numériques et de diverses autres disciplines techniques. Ses origines remontent à la fin du 19^{ème} siècle, puis progressivement, ils ont évolué et mûri au cours des décennies et de la première moitié du 20^{ème} siècle et par la suite ils ont progressé rapidement au cours de la seconde moitié, stimulées principalement par les besoins du nucléaire et des industries offshore, évolution des outils informatiques puissants (ordinateurs) et développement des approches numériques tels que la méthode des éléments finis, et par la nécessité d'améliorer la sécurité parasismique (Kausel 2010).

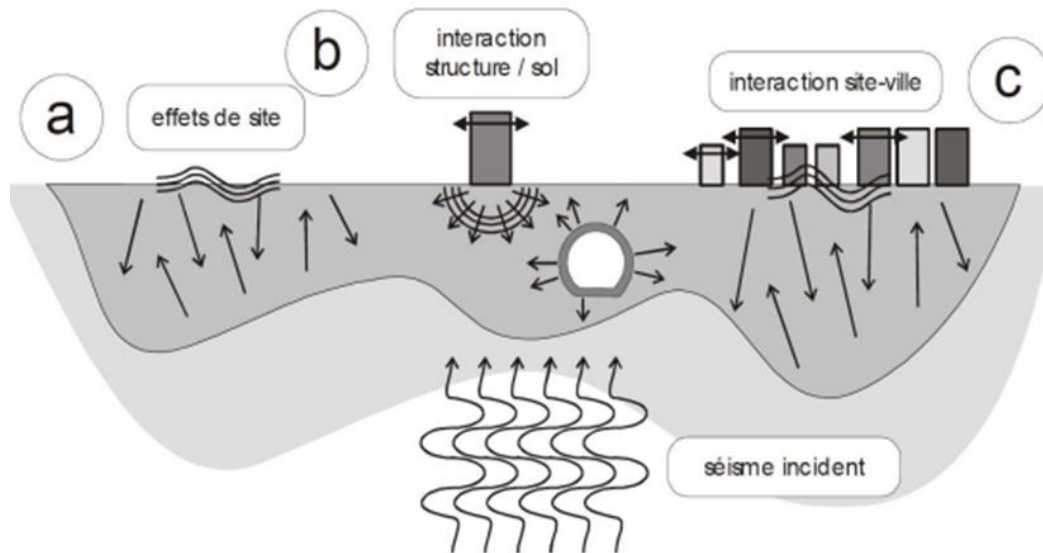


Figure 2. 1. problème abordé et échelles d'analyse : des effets de site (a) à l'interaction site-ville (c) ; en passant par l'interaction structure/ sol (Khalil 2009).

L'interaction sol-structure joue un rôle important dans le comportement de la structure sous un chargement statique ou dynamique. Il influence le comportement du sol, ainsi que la réponse des ouvrages sous chargement. L'analyse est essentielle pour prévoir un comportement structurel plus précis et améliorer ainsi la sécurité des structures dans des conditions de charge extrêmes.

2.2 Principe de l'interaction Sol-Structure :

L'analyse sismique d'une structure varie selon que l'interaction sol-structure (ISS) est prise en compte ou que la structure est supposée encastrée à sa base. Cette interaction est essentielle en zone sismique, où la réponse du sol peut influencer significativement celle de la structure (AFPS 2012, Davidovici and Lambert 2013). En particulier, les sols meubles sous des structures rigides et massives modifient leurs caractéristiques dynamiques (EC8 1994).

Lors d'un séisme, la fondation subit deux types de chargements :

- **Le chargement inertiel**, induit par les forces d'inertie de la superstructure.
- **Le chargement cinématique**, lié aux déformations du sol sous l'effet des ondes sismiques.

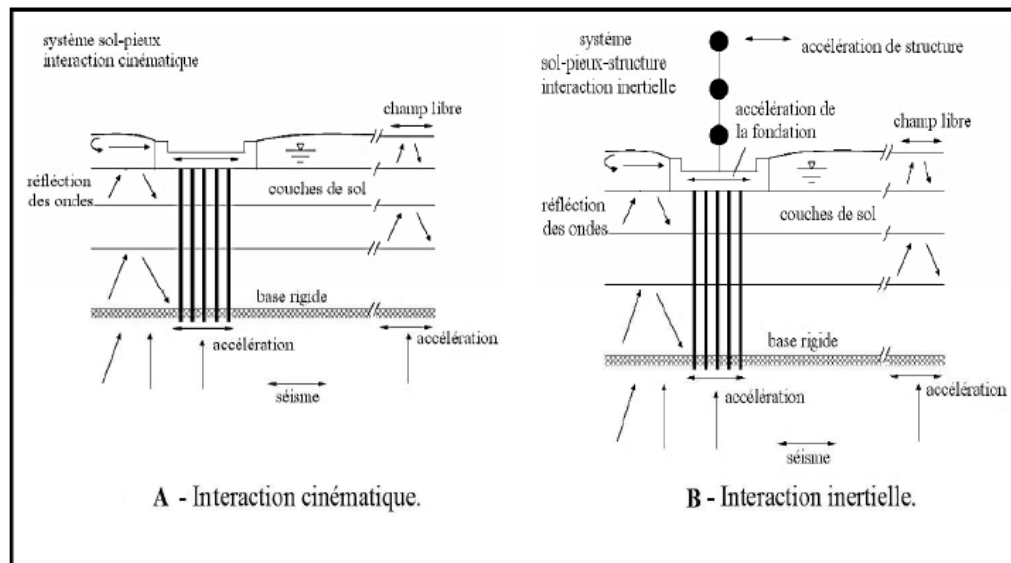


Figure 2. 2. l'interaction cinématique et l'interaction inertielle (Pecker 2023).

L'importance de ces effets dépend de la fondation et des caractéristiques des ondes sismiques. Bien que l'ISS inclue ces deux phénomènes, elle est souvent réduite au seul chargement inertiel, le chargement cinématique étant parfois négligé dans la plupart des codes (Haitem 2017).

2.3 Type de chargement d'ISS

2.3.1 Interaction inertiel :

L'**interaction inertielle** désigne l'influence des **forces d'inertie** de la structure sur le comportement dynamique du système sol-structure. Elle est particulièrement importante pour les structures massives ou rigides (comme les centrales nucléaires ou les barrages).

2.3.1.1 Mécanisme :

- Sous un chargement dynamique (séisme, vent, explosion), la structure subit des **accélérations**, générant des **forces d'inertie** ($F=m \cdot a$).
- Ces forces sont transmises à la fondation et interagissent avec la réponse dynamique du sol.
- Le sol, en réaction, modifie la réponse vibratoire de la structure (fréquences naturelles, amortissement)

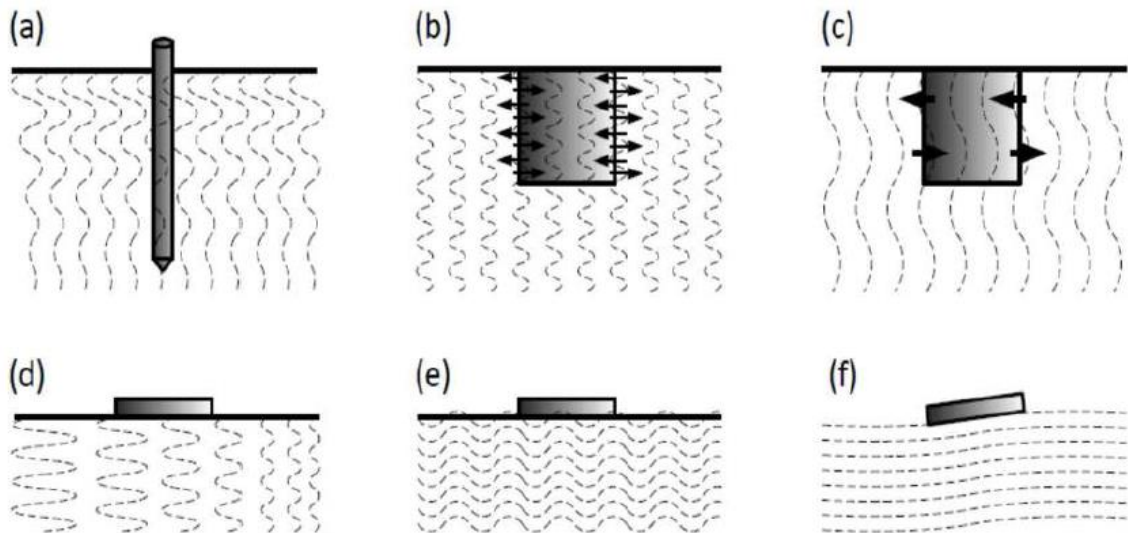


Figure 2. 3. Effet de l'interaction sol-structure cinématique sur les fondations profondes et superficielles

2.3.2 Interaction rotationnelle :

L'**interaction rotationnelle** concerne les mouvements de rotation induits dans la fondation par l'excitation sismique ou les forces inertielles. Elle est souvent négligée dans les analyses simplifiées mais cruciale pour les structures sensibles aux rotations (tours, cheminées, ponts).

2.3.2.1 Origines :

2.3.2.1.1 Mouvement sismique rotationnel :

Un séisme génère non seulement des translations mais aussi des **rotations** (dus à la propagation non uniforme des ondes sismiques dans le sol).

2.3.2.1.2 Excentrement des forces inertielles :

Si le centre de masse de la structure ne coïncide pas avec le centre de rigidité de la fondation, les forces d'inertie créent un **couple** (moment de renversement).

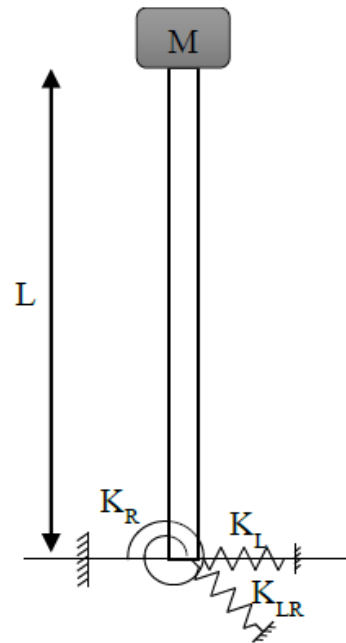


Figure 2. 4. Notation des ressorts

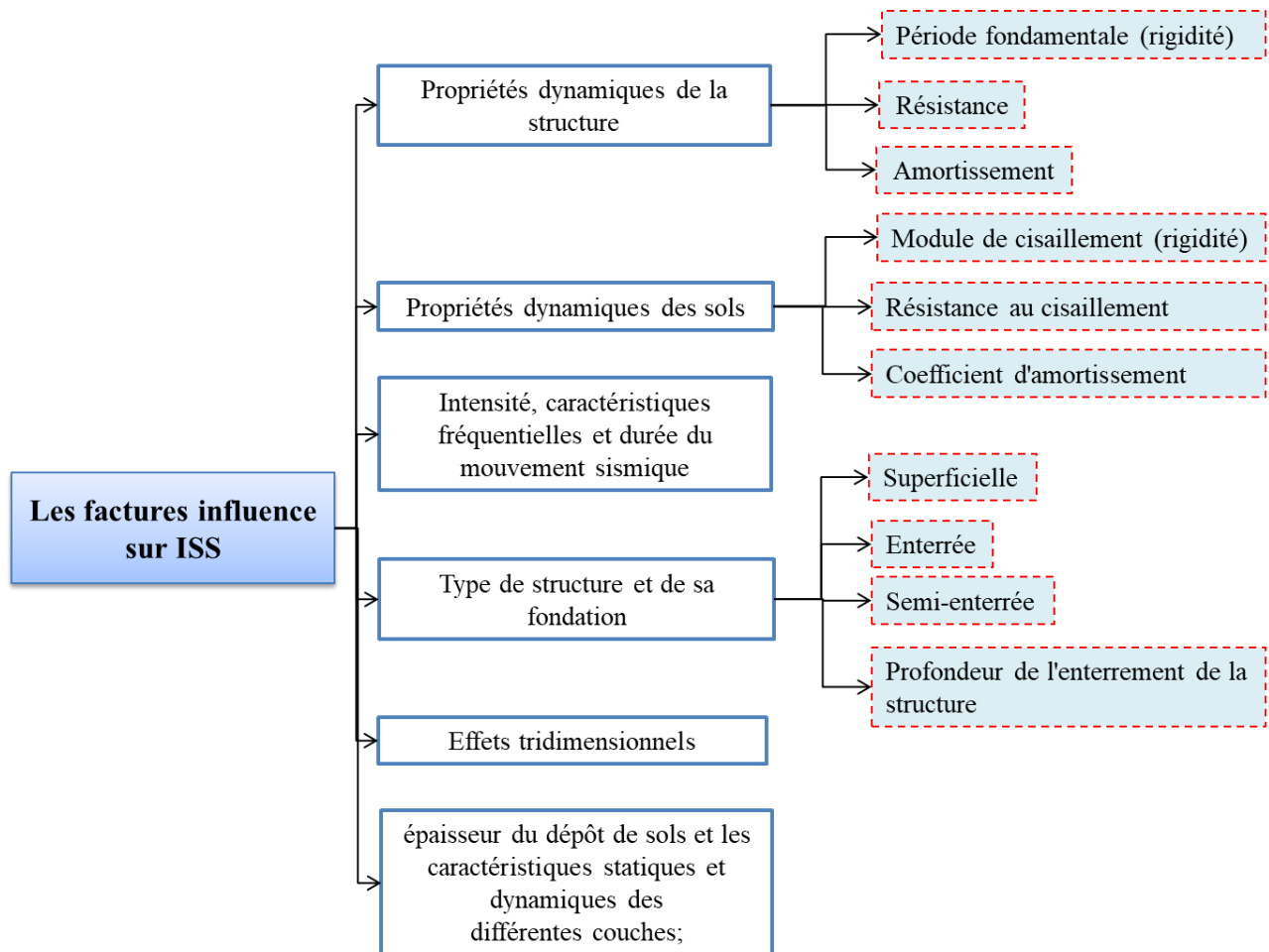
2.3.3 Comparaison des deux interactions

Tableau 2. 1. Comparaison de l'interaction inertielle et rotationnelle

Critère	Interaction inertielle	Interaction rotationnelle
Cause	Forces d'inertie de la structure	Couples induits par excentrement ou mouvement sismique rotationnel
Impact principal	Changement de fréquence et amortissement	Désordres liés aux rotations (tassements, fissures)
Modélisation typique	Ressorts/amortisseurs équivalents	Raideurs rotationnelles (6DDL)
2.3.4 Applications pratiques	Barrages, tours, ponts.	Bâtiments asymétriques, cheminées, éoliennes.

2.4 Facteurs influencent l'interaction sol-structure

Différentes études analytiques et expérimentales réalisées sur le comportement des structures sous l'effet de charges sismiques, montrent que les facteurs suivants ont une forte influence sur le degré avec lequel l'ISS affecte la réponse de la structure (Derecho and Huckelbridge 1991).



La diversité de ces facteurs démontre l'envergure et la complexité du phénomène de l'ISS.

2.5 Les Méthode analyses ISS

Il existe trois méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure : la méthode directe (ou globale), la méthode de sous-structures et la méthode hybride. Dans la méthode directe, le sol et la structure sont inclus dans le même modèle et analysés comme un système complet. Dans la méthode de sous-structure, le problème de l'interaction sol-structure est divisé en parties distinctes qui sont ensuite combinées pour former la solution complète. La méthode hybride consiste en une combinaison de la méthode directe et de sous-structure, profitant ainsi des avantages de chacune d'elles.

2.5.1 La méthode directe :

Les méthodes directes, également appelées méthodes globales, abordent le problème d'interaction sol-structure dans son ensemble, permettant d'obtenir simultanément les réponses du sol et de la structure. Elles reposent sur la résolution directe de l'équation du mouvement pour l'ensemble du système sol-structure. Cependant, cette approche est d'une telle complexité que l'utilisation de méthodes numériques – telles que la méthode des éléments finis, la méthode

des éléments spectraux ou la méthode des différences finies – s'avère quasi indispensable. L'un des principaux atouts des méthodes directes réside dans leur capacité à intégrer, au sein du modèle numérique, les hétérogénéités matérielles du sol et de la structure, les singularités géométriques du problème, ainsi que des lois de comportement adaptées pour prendre en compte les non-linéarités du sol ou de l'interface sol-fondation du système.

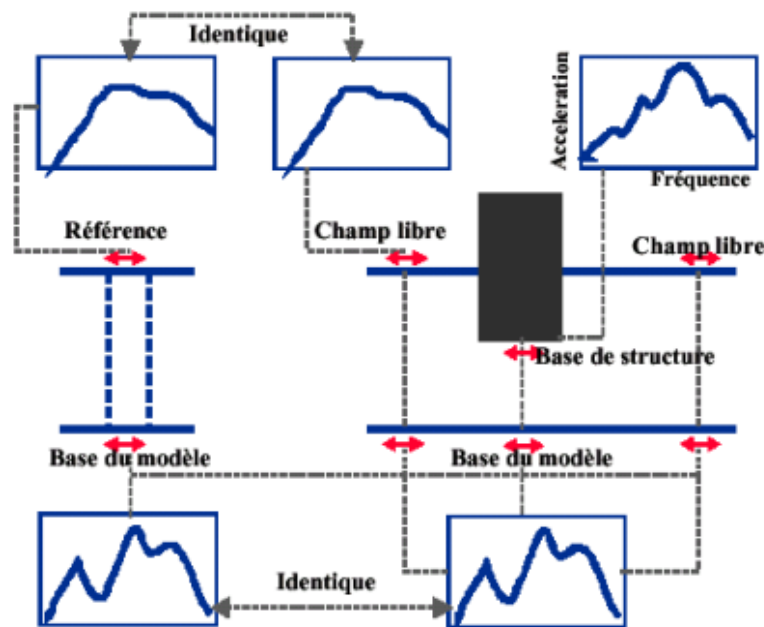


Figure 2. 5. Schématisation d'un problème d'interaction sol-structure par la méthode globale (Pecker 2023).

2.5.2 Méthodes des sous-structures :

Les méthodes de sous-structuration analysent le problème d'interaction sol-structure en plusieurs étapes successives, chacune représentant un problème plus simple que le problème global traité par la méthode directe. Cette approche repose sur le principe de superposition, en découplant l'analyse de l'interaction cinématique et de l'interaction inertielle.

- Interaction cinématique : L'excitation sismique est appliquée à la base du modèle, où la structure et la fondation sont considérées comme rigides mais sans masse.
- Interaction inertielle : La méthode utilise des fonctions d'impédance dynamique (ressorts équivalents) pour modéliser le comportement sol-fondation, ce qui réduit significativement le temps de calcul par rapport à la méthode directe.

Cependant, cette méthode suppose un comportement linéaire du sol et de la structure, ce qui ne reflète pas toujours la réalité, notamment en présence de non-linéarités. Malgré cette limitation, de nombreuses études comme (Pitilakis, Dietz et al. 2008) montrent qu'elle fournit des résultats très satisfaisants.

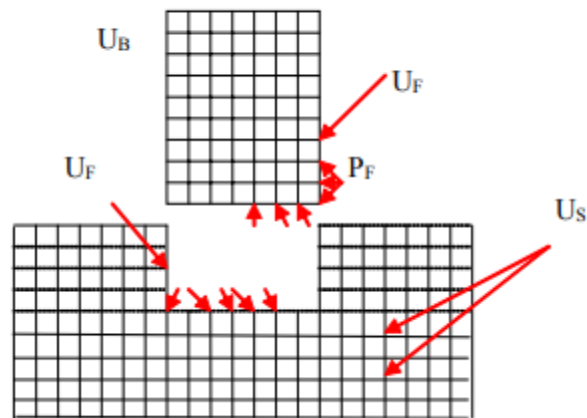


Figure 2. 6. Schématisation de la méthode des sous structures

2.5.3 Méthodes hybrides :

Ces méthodes résultent de la combinaison des approches directes et de sous-structuration, exploitant ainsi les avantages des deux. Le problème est décomposé en deux sous-domaines distincts :

- Champ lointain (domaine semi-infini)
 - Composé uniquement du sol, situé suffisamment loin de la fondation pour que l'interaction sol-structure n'ait pas d'influence significative.
 - Considéré comme élastique (linéaire), il est modélisé à l'aide de méthodes adaptées aux problèmes linéaires, telles que les fonctions d'impédance dynamique.
- Champ proche (domaine fini)
 - Inclut la fondation superficielle et un volume limité de sol sous-jacent, où les effets de l'interaction sont les plus marqués.
 - Peut prendre en compte les non-linéarités du sol et de l'interface sol-fondation, permettant une modélisation plus réaliste des comportements complexes.

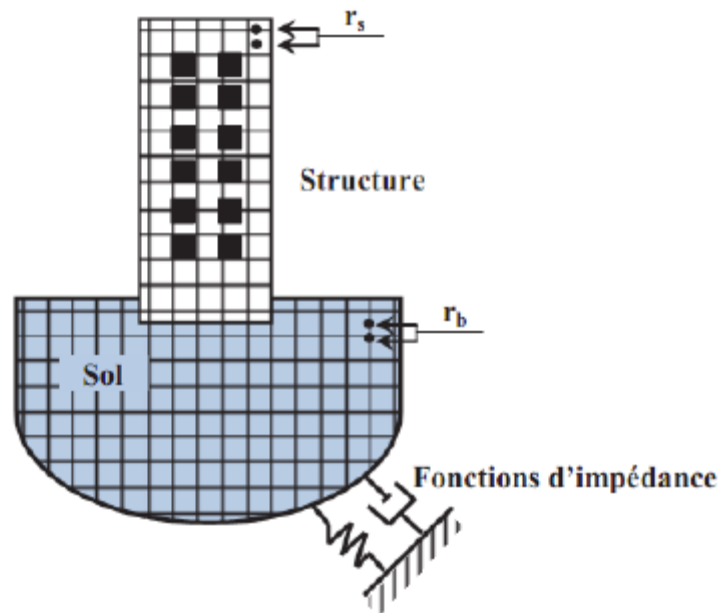


Figure 2. 7. Méthode hybride (BOUROUAH 2019).

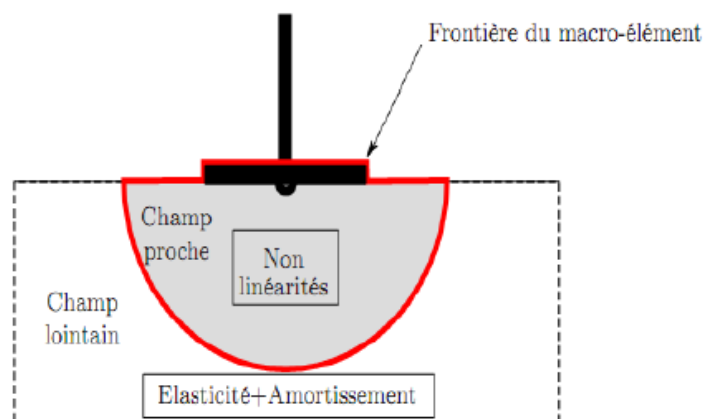


Figure 2. 8 .décomposition en champ proche et champ lointain pour la définition de la frontière du macroélément d ISS (BOUROUAH 2019).

2.6 Types de modèle d'analyse numérique

Différents modèles d'analyse numérique, allant de très simples et pratiques à plus théoriques et standardisées, peuvent être utilisés en fonction de l'application. Les méthodes peuvent être classées en trois groupes :

- Les méthodes simplifiées, qui utilisent des solutions sous forme fermée et sont utiles au stade de la conception et de la faisabilité financière ;
- Les méthodes standard, qui effectuent des calculs basés sur des codes. Dans le contexte des monopieux, l'analyse standard est l'analyse py (nonlinear Beam on Winkler Foundations), Winkler (Winkler 1867);

- L'analyse avancée qui requiert des connaissances et une expertise spécialisée. Au stade de la conception détaillée, une analyse avancée est nécessaire pour prévoir la prédiction à long terme. L'objectif de ce chapitre est de présenter des modèles numériques avancés qui conviennent pour modéliser le SSI (McClelland and Focht Jr 1958).

2.6.1 Méthode standard basée sur une poutre

Winkler Spring Le code de l'American Petroleum Institute (API) prescrit une méthodologie connue sous le nom de méthode « py », qui est largement utilisée pour la conception des pieux offshore. Il s'agit d'une méthode basée sur le module d'infrastructure avec des caractéristiques de charge-déformation non linéaires dépendant de la profondeur et représentant l'interaction entre les pieux et le sol. Cette procédure est calibrée pour fournir le scénario le plus défavorable pour le comportement de la fondation sous charge statique et cyclique. La courbe py a été adoptée dans la plupart des normes offshore (comme API 2007 ; GL 2005 ; DNV 2004 ou ISO,) car elle est considérée, depuis de nombreuses années, comme la meilleure méthode disponible pour déterminer les déplacements de la tête du pieu dans diverses conditions de charge (Matlock 1970, Ashour and Norris 2000, Abdel-Rahman and Achmus 2005).

Il existe classiquement deux approches pour modéliser les sols, à savoir l'approche de Winkler et l'approche de Continuum.

2.6.1.1 Modèle de Winkler

Dans le modèle de Winkler, le sol est représenté par un ensemble de ressorts identiques mais mutuellement indépendants, étroitement espacés, discrets et linéairement élastiques. Selon cette idéalisation, la déformation de la fondation due à la charge appliquée est confinée à la région chargée uniquement. La figure 2.9 montre la représentation physique de la fondation de Winkler.

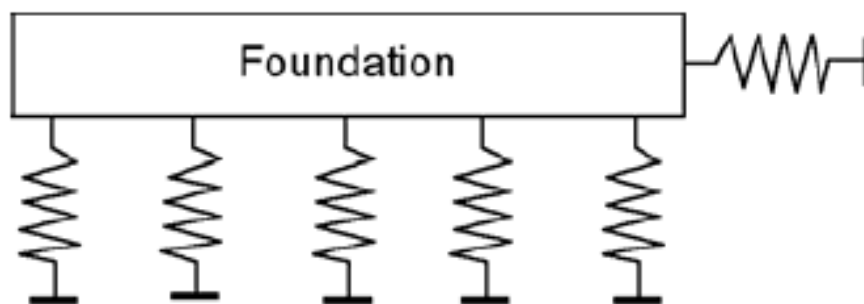


Figure 2. 9. Fondation de Winkler

2.6.1.2 Modèle continuum élastique

La représentation physique du sol infini ou du demi-espace élastique génère un modèle de continuum élastique. Un solide semi-infini, homogène, isotrope et élastique linéaire soumis à une force concentrée agissant normalement à la limite plane représentera un tel modèle. Dans ce cas, une fonction continue est supposée représenter le comportement du sol. Cette approche fournit beaucoup plus d'informations sur les contraintes et les déformations dans la masse du sol que le modèle de Winkler. Elle présente également l'avantage important de la simplicité des paramètres d'entrée, à savoir le module d'élasticité et le coefficient de Poisson.

2.6.2 Les méthodes d'analyse SSI selon le NIST (2012)

Le NIST (National Institute of Standard and Technology) a présenté en 2012 des méthodes d'analyse des systèmes sol-structure (ISS). Deux approches principales sont proposées : l'approche basée sur le continuum et l'approche basée sur la sous-structure. Dans l'approche basée sur le continuum (fig 2.10) , les comportements non linéaires des différentes parties du modèle peuvent être simulés à l'aide de modèles appropriés. L'approche par sous-structure (fig 2.11) , quant à elle, consiste à résumer la réponse du sol en utilisant des ressorts et des dashpots calibrés pour représenter la réponse du continuum. Dans les deux approches, il est nécessaire de tenir compte des effets de la fondation lors de l'analyse de l'interaction sol-structure (Durante, Simonelli et al. 2015).

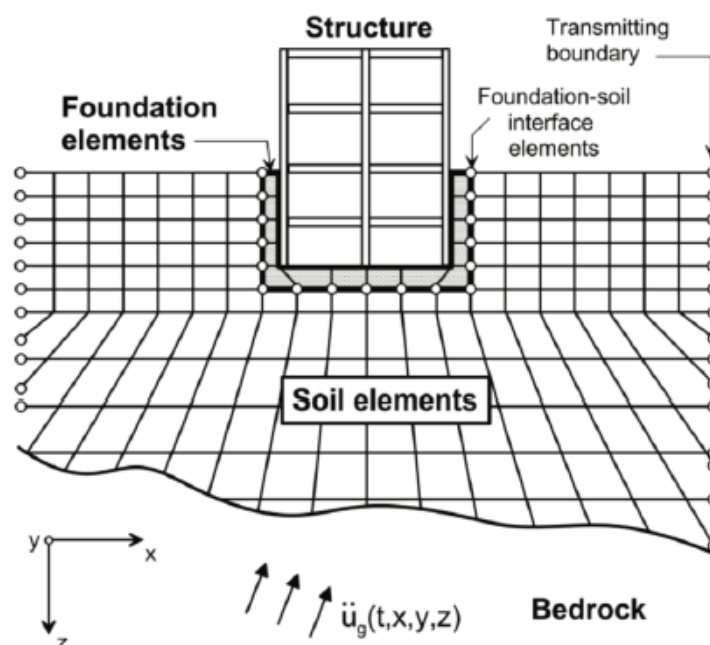


Figure 2.10. Illustration schématique d'une analyse directe de l'interaction sol-structure à l'aide de la modélisation continue par éléments finis (Venture 2012).

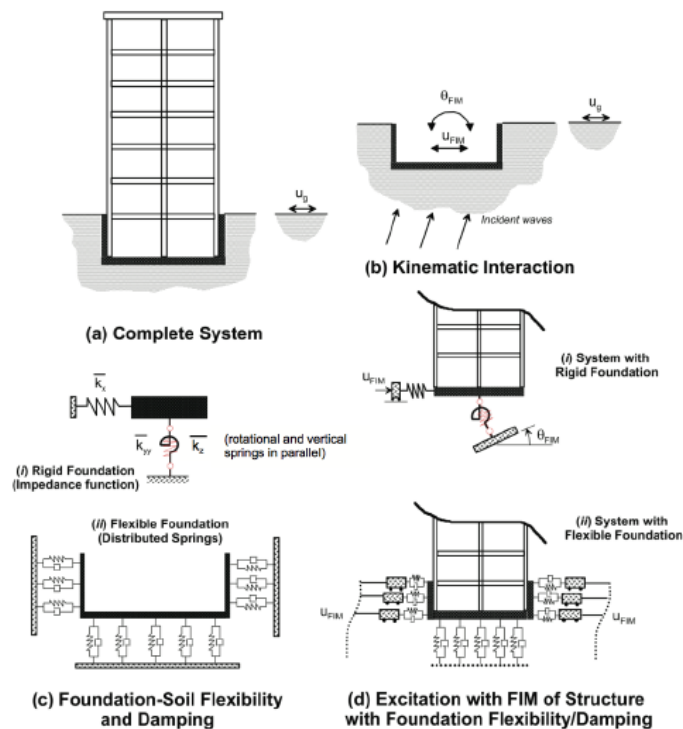


Figure 2.11 Illustration schématique d'une approche de sous-structure pour l'analyse de l'interaction sol-structure en utilisant soit : (i) une fondation rigide ; soit (ii) une hypothèse de fondation flexible (Venture 2012).

2.6.3 Rigidité élastique du sol pour des fondations peu profondes

Le mouvement de la fondation est généralement considéré dans deux directions horizontales perpendiculaires et dans la direction verticale. Les rotations autour de ces trois directions doivent également être prises en compte, comme le montre la figure 2.12. Pour les bâtiments à semelles isolées, sous chaque colonne, trois ressorts de translation le long de trois directions et trois ressorts de rotation autour de ces axes mutuellement perpendiculaires doivent être assemblés pour simuler l'effet de la flexibilité du sol, comme suggéré dans une littérature bien acceptée (Gazetas 1991). La rigidité de ces ressorts pour des semelles reposant sur un demi-espace élastique homogène a été calculée comme expliqué dans la littérature. Il a été observé que la rigidité des ressorts dépend de la fréquence de la fonction de forçage alors que les propriétés de rigidité sont indépendantes de la fréquence. Cette dépendance à la fréquence est incorporée en multipliant la rigidité équivalente du ressort par un facteur dépendant de la fréquence. Cependant, certaines études suggèrent que cette rigidité peut être considérée comme indépendante de la fréquence avec de bons résultats. Par conséquent, l'effet de ce facteur de multiplication n'est généralement pas pris en compte dans les études.

Tableau 2. 2. Rigidité équivalente des ressorts.

Dégré de liberté	Rigidité du sol élastique équivalent
Vertical	$\left[\frac{2GL}{1-\nu} \right] (0.73 + 1.5\chi^{0.75})$ with $\chi = A_b/4L^2$
Horizontale (direction latéral)	$\left[\frac{2GL}{2-\nu} \right] (2 + 2.5\chi^{0.85})$ with $\chi = A_b/4L^2$
Horizontal (direction longitudinale)	$\left[\frac{2GL}{2-\nu} \right] (2 + 2.5\chi^{0.85}) - [0.2/(0.75 - \nu)]GL \left[1 - \left(\frac{B}{L} \right) \right]$
Basculement (dans le sens de la longueur)	$\left[\frac{G}{1-\nu} \right] I_{bx}^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \left[2.4 + 0.5 \left(\frac{B}{L} \right) \right]$
Basculement (dans le sens latéral)	$\left[\frac{3G}{1-\nu} \right] I_{by}^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.15}$
Torsion	$3.5GI_{bz}^{0.75} \left(\frac{B}{L} \right)^{0.4} \left(\frac{I_{bz}}{B^4} \right)^{0.2}$

A est la surface de la fondation considérée, b et l, respectivement la demi-longueur et la demi-largeur de la fondation rectangulaire, I_{bx} , I_{by} et I_{bz} moment d'inertie de la surface de la fondation par rapport aux axes longitudinal, latéral et vertical.

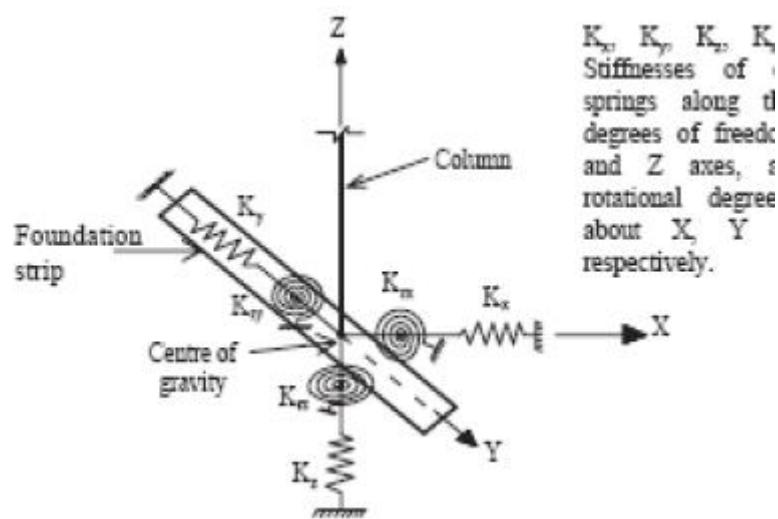


Figure 2.12. Rigidité équivalente des ressorts

2.6.3.1 Le modèle de winkler

Le modèle analytique de réaction du sol, généralement connu sous le nom de modèle de Winkler, peut être utilisé pour l'analyse des pieux soumis à des charges latérales (Fleming, Weltman et al. 2008). L'analyse du groupe de pieux se concentre sur la rigidité horizontale du sol au niveau du chapeau des pieux et autour d'eux, ainsi que sur l'interaction de la rigidité verticale entre le sol et le pieu. Dans le modèle d'éléments finis présenté figure 2.13., les pieux sont modélisés comme des éléments de poutre, tandis que le sol est modélisé comme un réseau d'éléments de ressort découplés utilisant des éléments de treillis. La précision du modèle dépend de la discrétisation des pieux. Dans l'étude mentionnée, six éléments de poutre ont été utilisés à la tête du pieu, avec une augmentation de taille à l'élévation de la pointe du pieu.

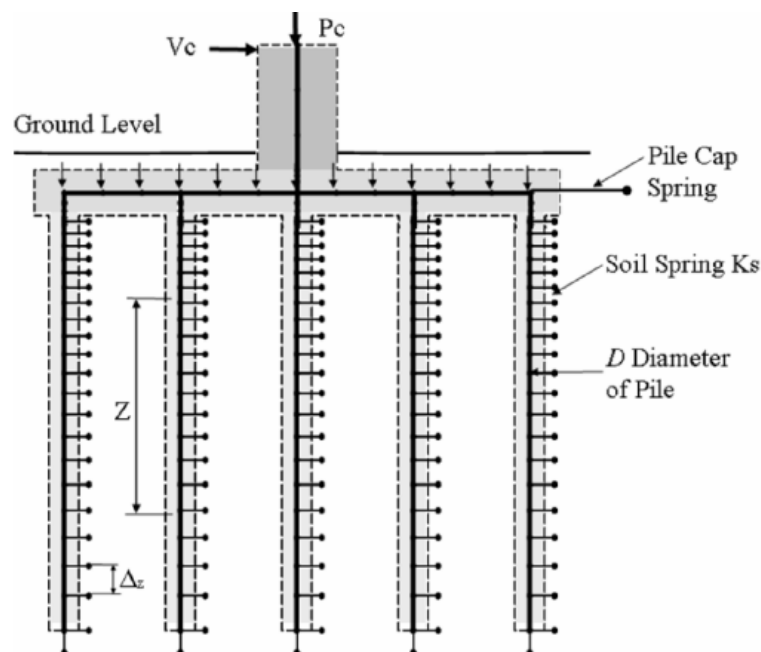


Figure 2.13 .modèle d'éléments finis d'un groupe des pieux.

D'après diverses études, le tableau 2.3 présente un panorama des relations empiriques établies pour déterminer le module de réaction de la couche de forme du sol, k_s . Ces formules, proposées par différents chercheurs au fil des décennies, montrent une évolution significative dans l'approche de calcul. Alors que la définition initiale de Winkler se base sur un rapport simple entre la pression et le tassement, les modèles plus récents intègrent des paramètres sophistiqués comme les caractéristiques élastiques du sol (module d'élasticité E_s et coefficient de Poisson ν_s) et les propriétés géométriques et de rigidité de la fondation (largeur B et rigidité flexionnelle EI). Cette évolution révèle une compréhension plus fine de l'interaction sol-structure, avec des

formules modernes qui s'accordent sur une forme mathématique similaire tout en affinant les coefficients et exposants pour une meilleure précision des estimations.

Tableau 2. 3. Formule de module de réaction du sol K_s (AbdelAziz 2024).

La source de la formule	La formule suggéré
Winkler (1867)	$k_s = q/\delta$
Biot (1937)	$k_s = \frac{0.95E_s}{B(1 - \nu_s^2)} \left[\frac{E_s B^2}{(1 - \nu_s^2)EI} \right]$
Terzaghi (1955)	$k_s = k_{sp}(B + B_p)/2B$
Vesic (1961)	$k_s = \frac{0.65 E_s}{B(1 - \nu_s^2)} \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{EI}}$
Meyerhof et bzikr (1965)	$k_s = E_s/B(1 - \nu_s^2)$
Selvadurai (1984)	$k_s = 0.65 E_s/B(1 - \nu_s^2)$
Bowles (1996)	$k_s = 40 SFq_a$
Bowles (1998)	$k_s = E_s/B(1 - \nu_s^2)ml_s l_f$
Daloglu et al (2000)	$k_s = \frac{0.78E_s}{B(1 - \nu_s^2)} \left[\frac{E_s B^4}{EI} \right]^{0.0938}$
Lieu (2000)	$k_s = \frac{0.74E_s}{B(1 - \nu_s^2)} \left[\frac{E_s B^4}{EI} \right]^{0.0903}$
Fischer et al (2000)	$k_s = \frac{0.82E_s}{B(1 - \nu_s^2)} \left[\frac{E_s B^4}{EI} \right]^{0.0973}$
Yang (2006)	$k_s = \frac{0.95E_s}{B(1 - \nu_s^2)} \left[\frac{E_s B^4}{EI} \right]^{0.108}$
Henry (2007)	$k_s = \frac{0.91E_s}{B(1 - \nu_s^2)} \left[\frac{E_s B^4}{EI} \right]^{0.1043}$
Arul et al (2008)	$k_s = \frac{0.87E_s}{B(1 - \nu_s^2)} \left[\frac{E_s B^4}{EI} \right]^{0.1008}$

2.6.4 La methode P-Y

Le modèle de sol de Winkler est largement utilisé pour la modélisation des pieux, en particulier dans l'ingénierie sismique. La méthode p-y, une version pseudo-statique du modèle de Winkler, est recommandée dans les codes de conception pour le génie sismique. Cette méthode décrit les caractéristiques de l'interaction sol-pieu à travers des courbes non linéaires de résistance-déplacement. Les courbes p-y (fig 2.14) décrivent la relation entre la pression latérale du sol et le déplacement correspondant du pieu, les courbes t-z décrivent la relation entre le frottement de peau et le déplacement vertical relatif, et les courbes q-z décrivent la relation entre la contrainte d'appui à la pointe du pieu et l'affaissement de la pointe du pieu. Ces courbes supposent que le comportement du sol est non linéaire. Le modèle de Winkler suppose

également que les ressorts sont découplés. La solution analytique pour le système sol-pieu, prenant en compte le comportement non linéaire du sol, est complexe et nécessite un logiciel avancé. Le comportement non linéaire du pieu et des ressorts peut être résolu numériquement avec la méthode des éléments finis non linéaires .

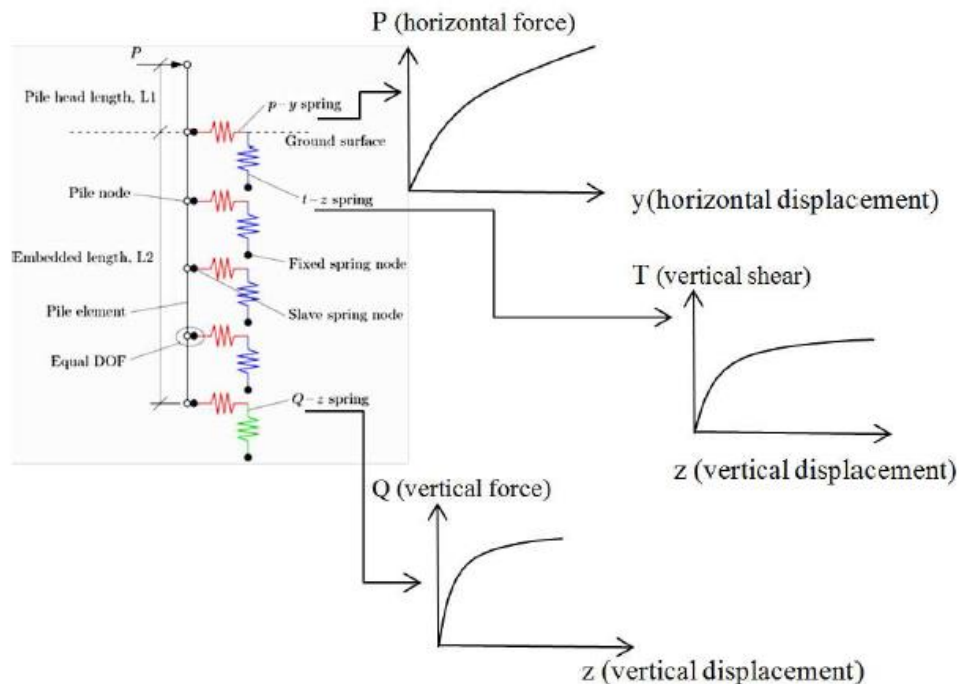


Figure 2.14. Modélisation d'une fondation sol-pieu par la méthode 'p-y'.

2.7 Interaction Sol-Structure pour les éoliennes

L'interaction sol-structure (ISS) influence considérablement les performances des éoliennes, en particulier dans le cas des fondations sur monopieu flexibles soumises à des charges dynamiques dues au vent et aux vagues. Les méthodes simplifiées basées sur l'impédance (par exemple, le modèle de Novak) offrent des approximations efficaces pour la conception, tandis que les analyses avancées par éléments finis en 3D permettent de rendre compte du comportement non linéaire du sol et des effets de dégradation cyclique (Andersen, Andersen et al. 2018) ; Pour les éoliennes en mer, l'analyse de l'érosion et l'analyse sismique SSI nécessitent des approches de modélisation hybrides combinant la réponse non linéaire du sol en champ proche avec des éléments de frontière en champ lointain (Bhattacharya 2014).

2.7.1 Revue de la littérature sur l'interaction sol-structure pour les éoliennes :

Les chercheurs de l'Université de Californie à San Diego (UCSD) ont entrepris des études approfondies portant sur plusieurs éoliennes, en mettant particulièrement l'accent sur la réponse sismique et d'autres caractéristiques dynamiques. Tout d'abord, L'étude de Prowell et al

(Prowell, Veletzos et al. 2009) examine la réponse sismique d'une éolienne de 65 kW par le biais de tests expérimentaux et de simulations numériques, révélant des différences significatives dans les fréquences de résonance entre deux modèles d'éléments finis, soulignant l'importance d'une modélisation précise pour assurer la sécurité et l'efficacité des éoliennes dans des conditions sismiques. Par la suite, L'étude menée par Ian Prowell (Prowell 2011) intègre des essais expérimentaux et des simulations numériques et des méthodes numériques pour analyser le comportement sismique des éoliennes, révélant des influences significatives de l'orientation des secousses et de l'état opérationnel sur la réponse de l'éolienne. Les modèles d'éléments finis calibrés à l'aide d'OpenSees reproduisent les principales caractéristiques des éoliennes, soulignant l'importance d'une modélisation précise pour garantir la sécurité et l'efficacité des éoliennes dans des conditions sismiques. L'étude souligne la nécessité d'une modélisation précise et de la prise en compte des conditions opérationnelles réelles pour améliorer les performances sismiques des éoliennes. Ces premières études fondatrices établissent ainsi l'importance cruciale d'une modélisation précise pour l'analyse sismique.

Au-delà de la modélisation, l'interaction avec le sol est un paramètre clé, Remi André Kjølraug et al (Kjølraug, Kaynia et al. 2014) ont étudié la réponse sismique des éoliennes en combinant des modèles d'éoliennes de 65 kW et 5 MW, avec des essais sur table vibrante et des simulations numériques utilisant SAP2000. L'interaction sol-structure a été prise en compte et a donné des résultats variables selon les types de sol, qui soulignent l'importance de prendre en compte les effets des tremblements de terre pour la conception des éoliennes. Le logiciel SAP2000 a été validé pour la modélisation des éoliennes, ce qui renforce la confiance dans les résultats de l'étude. Cette recherche valide donc l'utilisation d'un outil logiciel spécifique tout en élargissant l'analyse aux effets du sol.

De même, Zong-Wei Deng et al. (Deng, Fan et al. 2022) ont étudié les caractéristiques de la réponse dynamique de la fondation circulaire étendue d'une grande éolienne à l'aide d'un modèle à l'échelle 1:10 et du logiciel ABAQUS. Leur étude a comparé la déformation sous des charges de vent aléatoires et les modes de réponse dynamique entre les simulations expérimentales et numériques, soulignant l'importance d'une conception structurelle appropriée pour résister aux charges dynamiques. Les résultats ont mis en évidence la nécessité de concevoir des armatures ciblées pour traiter les déformations différentielles sous l'effet du vent et garantir des fondations robustes.

En poursuivant cette analyse, Remi A. Kjørlaug et Amir M. Kaynia (Kjørlaug and Kaynia 2015) ont étudié la dynamique des éoliennes sur des fondations monopieu à l'aide du logiciel SAP2000, en le validant par des essais sur table vibrante. Leur étude a exploré des modèles d'éoliennes historiques et contemporains, soulignant l'évolution des défis de conception et la nécessité d'une modélisation précise. L'analyse d'une turbine de 65 kW et d'une turbine conceptuelle de 5 MW a révélé des considérations structurelles clés et mis en évidence les effets de l'interaction sol-structure. Les résultats soulignent l'importance de la conception sismique pour les éoliennes et l'importance de la prise en compte des effets d'interaction pour garantir la stabilité et la sécurité.

Harte et al. (Harte, Basu et al. 2012) ont étudié les vibrations des éoliennes en se concentrant sur l'interaction sol-structure, révélant des impacts significatifs sur les caractéristiques de réponse. En effet Leur modèle mathématique intègre les effets de raidissement centrifuge dus à la rotation des pales du rotor. Les simulations ont mis en évidence l'importance de la rigidité du sol et son influence sur la dynamique de l'éolienne, soulignant la nécessité d'une attention particulière lors de la conception et de l'analyse.

Hasan Emre Demirci et al (Demirci, Jalbi et al. 2022) ont analysé l'impact de la liquéfaction sur les fréquences fondamentales des éoliennes offshore, cruciales pour les zones sismiques. Les monopiles plus longs sont plus affectés par la liquéfaction, ce qui nécessite des considérations de conception spéciales, en particulier dans les sols plus lâches. Cette étude propose une méthode simplifiée pour estimer les changements de fréquence, facilitant la conception des éoliennes en mer dans les zones sismiques en soulignant l'importance de la longueur des monopieux par rapport à leur diamètre.

Face à ces multiples risques, une étude synthétise les défis complets de la conception sismique pour les éoliennes offshore. S. Bhattacharya et son équipe (Bhattacharya, De Risi et al. 2021) ont mené une étude sur l'analyse sismique et la conception des éoliennes offshore (OWT), cruciales dans les régions sismiques. Les défis de conception, y compris la définition des états limites appropriés, la caractérisation des risques sismiques, la modélisation structurelle et géotechnique, et la combinaison des charges sismiques avec les charges environnementales, ont été examinés. Les exigences spécifiques relatives à l'intégrité des composants critiques, tels que les pales, ont été mises en évidence, compte tenu des coûts de remplacement élevés. L'analyse des risques a été étudiée par le biais d'une analyse probabiliste des risques sismiques (PSHA) et d'une analyse déterministe des risques sismiques (DSHA). L'étude souligne la nécessité de

lignes directrices spécifiques pour la conception sismique des éoliennes offshore et la prise en compte de risques multiples, y compris les secousses du sol, la liquéfaction et les tsunamis.

Les défauts de conception soulèvent également la question des normes et des méthodes d'analyse appropriées. L'étude présentée par Amir M. Kaynia (Kaynia 2019) aborde les défis de la conception sismique pour les éoliennes offshore, suggérant l'amortissement du rayonnement pour atténuer les risques et abordant les risques de tassement et d'inclinaison sur les fondations en caisson ou en tripode en raison de la non-linéarité du sol. Les directives actuelles diffèrent dans les approches et les spécifications, mettant l'accent sur une période de retour de 475 ans pour la conception sismique, alors que la non-linéarité du sol dans les régions à sismicité modérée ou élevée peut entraîner un basculement permanent de la tour, ce qui nécessite des outils d'analyse robustes. Les analyses numériques soulignent l'importance de l'interaction sismique sol-structure, les études utilisant des logiciels d'éléments finis contribuant à une meilleure compréhension, soulignant l'importance de l'amortissement par rayonnement pour une conception économique et l'importance des analyses basées sur les performances.

L'étude menée par Mahdi Ebadi-Jamkhaneh (Ebadi-Jamkhaneh and Kontoni 2024) examine la réponse dynamique des éoliennes offshore avec une nouvelle fondation monopieu. Grâce à des analyses non linéaires par éléments finis, elle explore la manière dont des facteurs tels que la vitesse du vent, la période des vagues et les caractéristiques du sol influencent les performances de l'éolienne sous diverses charges. L'étude souligne l'importance de prendre en compte les charges éoliennes, houlomotrices et sismiques dans la conception des éoliennes offshore afin d'améliorer la sécurité et l'efficacité dans les environnements maritimes.

Cependant, Guangwei Cao et al (Cao, Chen et al. 2020) ont proposé une nouvelle méthode basée sur des éléments finis en 3D pour analyser l'interaction entre les éoliennes offshore et le sol, en tenant compte de la non-linéarité du sol et des charges dues aux vagues de vent. Le modèle développé permet des réponses dynamiques plus réalistes sous des charges environnementales océaniques stochastiques. En utilisant une éolienne NREL de 5 MW comme étude de cas, l'étude compare les réponses dynamiques obtenues avec le nouveau modèle à celles obtenues avec la méthode p-y conventionnelle, montrant une surestimation des déplacements du sommet de l'éolienne par la méthode p-y.

D'autre part, dans une optique comparative, l'étude menée par Fitzgerald, Igoe et Sarkar (Fitzgerald, Igoe et al. 2020) compare l'approche traditionnelle « p-y » avec la méthode innovante « PISA » pour l'analyse des éoliennes offshore (OWT), soulignant la précision accrue

de PISA dans la modélisation de l'interaction sol-structure. En utilisant un code aéroélastique non linéaire et un couplage géotechnique, ils représentent fidèlement les conditions du fond marin, en particulier dans la mer du Nord. Les simulations montrent que PISA fournit des estimations plus précises des déplacements de la tour et du monopieu, bien que l'augmentation de la rigidité du monopieu puisse légèrement affecter les charges de fatigue de la tour. Les conclusions soulignent l'importance de choisir la méthode de modélisation appropriée et de poursuivre les recherches pour valider les résultats avec des données réelles.

2.8 Conclusion

En conclusion, ce chapitre a fourni une vue d'ensemble des méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure (ISS) pour les fondations d'éoliennes, en mettant en évidence l'éventail des approches numériques, des plus simples aux plus avancées. L'analyse comparative révèle que si les méthodes simplifiées telles que l'analyse p-y offrent des solutions pratiques pour les phases initiales de conception, elles ne parviennent souvent pas à saisir le comportement non linéaire complexe du sol et les interactions dynamiques. À l'inverse, les méthodes sophistiquées d'éléments finis et de différences finies permettent des simulations plus précises, mais exigent des ressources de calcul et une expertise plus importantes.

La discussion souligne l'importance cruciale de sélectionner les techniques d'analyse SSI appropriées en fonction des exigences spécifiques du projet, des conditions du sol et des objectifs de conception. En particulier pour les éoliennes offshore, où les charges environnementales et les interactions sol-structure sont plus complexes, des méthodologies avancées deviennent indispensables. Le chapitre identifie également les limites actuelles des approches conventionnelles, notamment en ce qui concerne la prévision des performances à long terme dans des conditions de charge cyclique.

À l'avenir, le domaine de l'analyse SSI devrait bénéficier de manière significative des technologies émergentes. L'intégration d'algorithmes d'apprentissage automatique, la modélisation multi-physique couplée et les concepts de jumeaux numériques offrent des opportunités intéressantes pour améliorer la précision et l'efficacité de la conception des fondations d'éoliennes. Ces innovations peuvent contribuer à combler le fossé entre les méthodes simplifiées et les méthodes avancées, en offrant potentiellement des solutions plus robustes qui concilient l'aspect pratique du calcul et la précision de l'ingénierie.

Comme les projets d'énergie éolienne continuent de s'étendre en taille et en complexité, en particulier dans les environnements offshore difficiles, le développement de méthodes

d'analyse SSI plus sophistiquées mais pratiques restera crucial. Les recherches futures devraient se concentrer sur la création de cadres normalisés qui peuvent s'adapter à diverses conditions géotechniques tout en maintenant l'efficacité des calculs. Les idées présentées dans ce chapitre contribuent à cette évolution permanente et fournissent des indications précieuses aux chercheurs et aux praticiens dans le domaine du développement de l'infrastructure éolienne.

Parmi les méthodes citées dans ce chapitre ; la méthode de Winkler (poutre sur fondation élastique) demeure la plus simple ; elle permet d'obtenir des résultats avec des calculs simple ce qui est précieux pour des conceptions et vérifications contrairement aux méthodes basées sur des éléments finis qui nécessitent beaucoup de temps. Cette méthode consiste essentiellement à modéliser des appuis élastiques (ressorts). Cette méthode peut être appliquée aux fondations et surtout dans le cas des pieux sollicités à des charges horizontales, sans toutefois de comprendre les limites d'utilisation qui découlent de son hypothèse de base significative.

En fin de compte, une analyse SSI efficace nécessite non seulement une expertise technique, mais aussi un bon jugement d'ingénieur pour interpréter les résultats et prendre des décisions de conception éclairées. Les méthodologies présentées ici constituent une base solide pour garantir la sécurité, la fiabilité et la rentabilité des fondations d'éoliennes à une époque où les demandes d'énergie renouvelable augmentent rapidement.



CHAPITRE 3 :

Vibration et isolation sismique :
conception et modélisation



Chapitre 3 : vibration et isolation sismique : conception et modélisation

1.1 Introduction

Les structures, à l'instar des bâtiments, des ponts et des tours, sont susceptibles de vibrer de manière significative ou même de s'effondrer lorsqu'elles sont exposées à de fortes excitations mécaniques, telles que les rafales de vent ou les séismes. La conception de structures capables de résister aux séismes représente un défi majeur pour les ingénieurs civils. Malgré les efforts déployés pour élaborer des codes de construction résistants aux excitations d'une grande intensité, telles que les vents violents et les séismes, les structures restent vulnérables face à ces excitations de forte intensité (Khan 2013).

Le contrôle des vibrations sismiques fait référence à l'ensemble des moyens techniques visant à réduire l'impact des secousses telluriques sur les bâtiments et les structures non constructibles. En outre, il est possible de classer l'ensemble des dispositifs de contrôle des vibrations sismiques en trois catégories : passive, active, semi-active ou hybride. Les dispositifs de contrôle passifs se caractérisent par leur incapacité à établir une rétroaction entre eux, les éléments structurels et le sol. Leur objectif est le suivant :

En effet, les dispositifs de contrôle des vibrations sismiques, qu'ils soient passifs, actifs, semi-actifs ou hybrides, ont pour finalité de dissiper l'énergie des vagues à l'intérieur d'une superstructure, et ce, grâce à des amortisseurs bien conçus.

- Pour disperser l'énergie des vagues dans une plus large gamme de fréquences.

Dans le cadre de cette étude, nous nous penchons sur les mécanismes par lesquels les amortisseurs de masse sont conçus pour absorber les parties résonantes de la bande de fréquences des ondes. Notre analyse se concentre sur la capacité de ces amortisseurs à dissiper l'énergie des vagues à l'intérieur d'une superstructure, tout en maintenant une efficacité optimale dans la gamme de fréquences concernée.

3.1 Les systèmes de contrôle de vibration :

Le processus de régulation des vibrations peut être décrit comme suit : l'intégration de dispositifs adéquats d'isolation ou d'atténuation des vibrations dans les structures permet de les isoler ou de les atténuer, contribuant ainsi à la préservation des structures principales contre les dommages potentiels causés par ces dispositifs.

Les systèmes de contrôle sont classés principalement en quatre catégories :

En premier lieu, les systèmes de contrôle peuvent être classés en fonction de leur approche, passive, active, semi-active ou hybride.

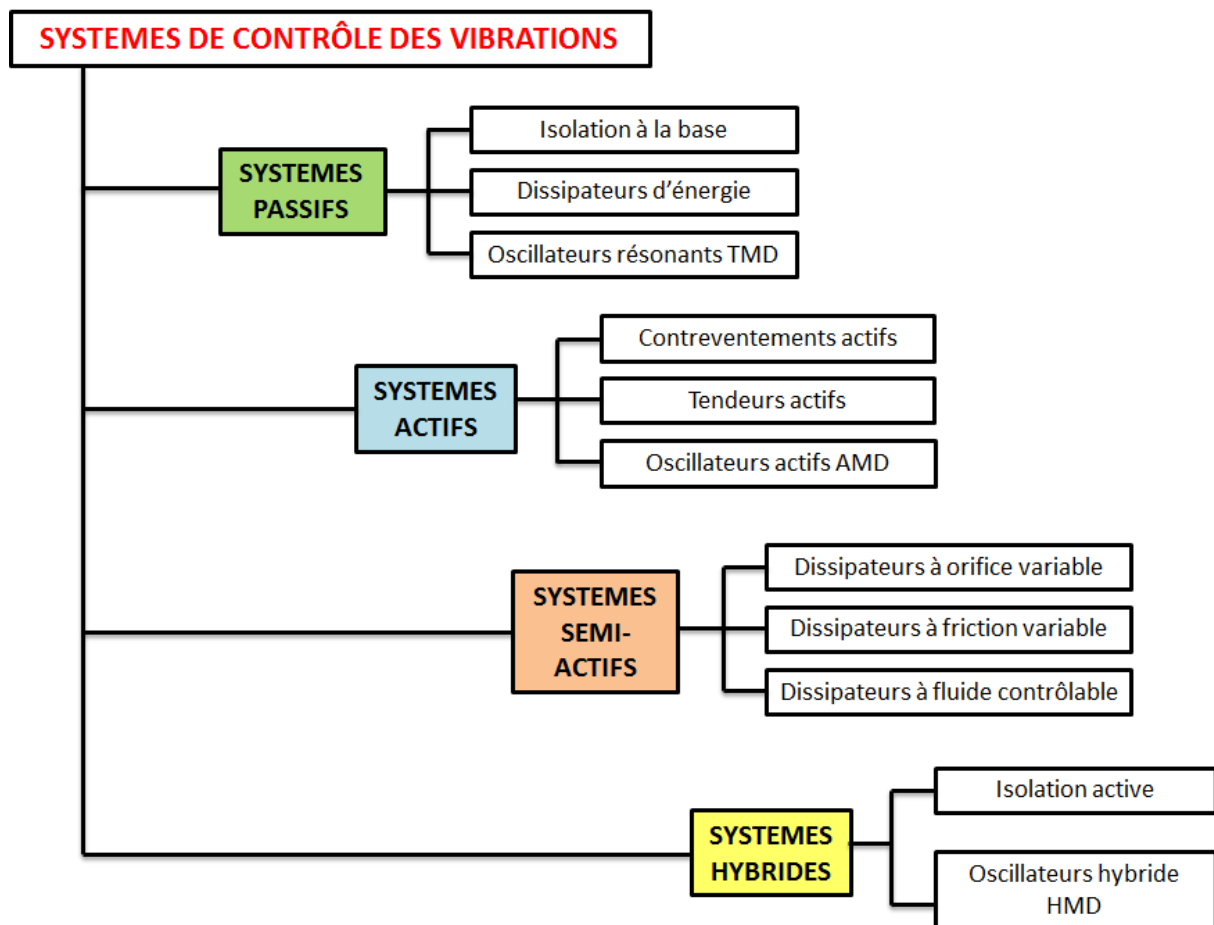


Figure 3. 1 diagramme des systèmes de contrôle des vibrations

3.1.1 Système de contrôle passif :

Dans le cadre de la maîtrise des vibrations structurales, les approches de contrôle passif s'appuient sur l'intégration de systèmes dotés de caractéristiques spécifiques visant à amortir les vibrations, c'est-à-dire à filtrer et à atténuer les efforts transmis dans la structure sans nécessiter d'intervention externe. L'intégration ou l'adjonction de systèmes à la structure, dotés de

propriétés amortissantes, de manière à ce que les vibrations de ladite structure soient amorties de façon passive, ne requiert aucune source d'énergie externe.

Les systèmes passifs remplissent deux fonctions : l'isolation de la base du bâtiment et la dissipation de l'énergie issue du sol. Ces systèmes se caractérisent par leur facilité d'utilisation et leur capacité à réduire significativement la réponse du bâtiment aux sollicitations extérieures. Ils peuvent dissoudre l'énergie de manière directe (par friction) ou indirecte (par recentrage), en contre-balayant les vibrations. (Kelly 1993)

Dans le cadre du contrôle passif, la masse, l'amortissement, la rigidité ou leur combinaison sont modifiées par l'ajout de composants à la structure. Ces composants, lorsqu'ils sont activés par les mouvements de la structure, produisent des forces de contrôle en fonction de leurs caractéristiques dynamiques. En termes de classification, il convient de distinguer deux catégories de systèmes passifs : L'isolation à la base et le système de dissipation d'énergie.

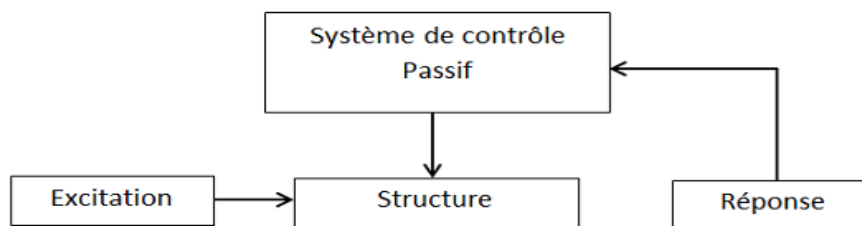


Figure 3. 1. Diagramme de système de contrôle passif

3.1.1.1 Isolation à la base :

L'isolation sismique s'inscrit comme une stratégie de conception qui repose sur la capacité à séparer la structure du mouvement du sol. Cette approche innovante implique l'introduction d'éléments souples entre la structure et les fondations, permettant ainsi de découpler la structure des effets potentiellement néfastes du mouvement sismique. Les dispositifs d'isolation, ou isolateurs, jouent un rôle clé en réduisant de manière significative la rigidité structurale du système, ce qui se traduit par une augmentation notable de la période de vibration fondamentale de la structure isolée par rapport à celle d'une structure non isolée. (Symans and Constantinou 1999)

L'isolation à la base, en tant que stratégie de protection des structures contre les séismes, repose sur des principes fondamentaux, à savoir :

1. Allongement de la période de la structure : L'isolateur à la base se caractérise par une flexibilité supérieure à celle de la structure. Par conséquent, l'association d'un isolateur et de la

superstructure amplifie la flexibilité du système structurel dans son ensemble. En effet, cette technique permet de prolonger la période de temps naturelle des structures par rapport à la fréquence prédominante des mouvements du sol. Ainsi, elle permet d'éviter les réponses désastreuses causées par la résonance. (fig.3.2).

2. En ce qui concerne **le mode de vibration**, il est observé que le mode fondamental de vibration (forme du premier mode) est modifié, passant d'une structure continue de type poutre à une superstructure presque rigide avec des déformations concentrées au niveau de l'isolation.

3. En ce qui **concerne l'amortissement**, il est essentiel de noter que l'utilisation d'un amortisseur ou d'un dissipateur d'énergie permet d'absorber l'énergie de la force, ce qui a pour effet de réduire la déflexion relative de la structure par rapport au sol.

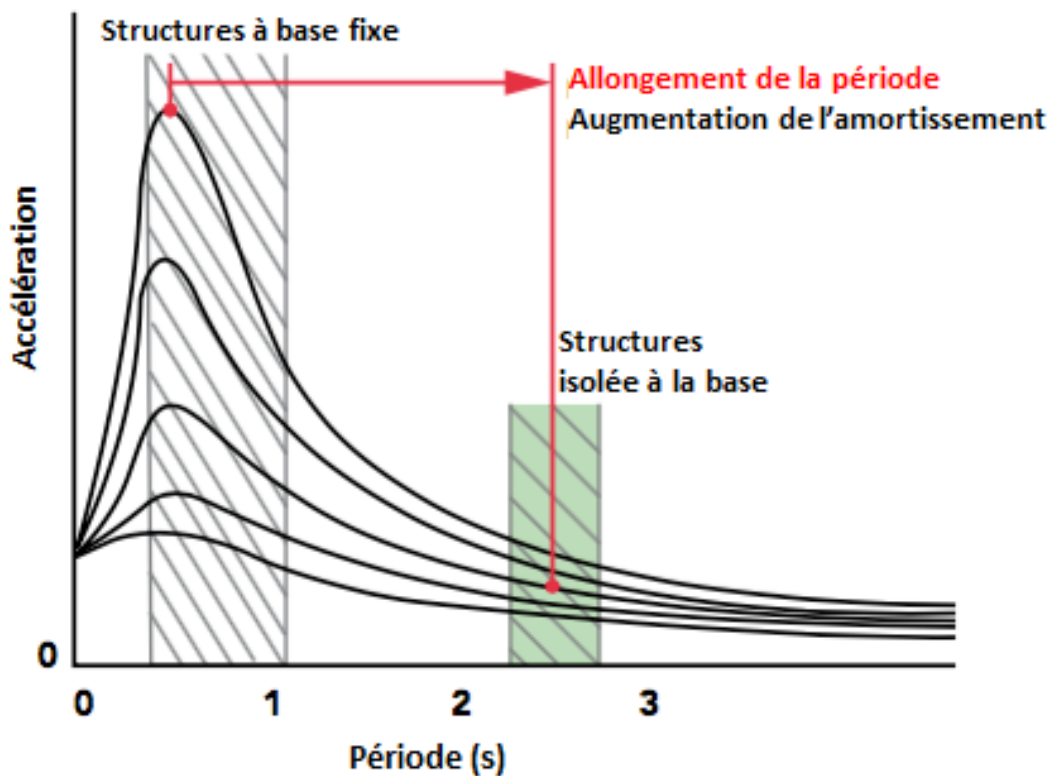


Figure 3. 2. Illustration du principe d'isolation à la base

Il existe principalement deux types de système d'isolation : les isolateurs en élastomère et les systèmes glissants.

a) Isolateur en élastomère :

Les progrès dans la fabrication du caoutchouc permettent maintenant d'isoler par l'extérieur. Une étude des projets d'isolation dans le monde montre que les systèmes à base d'élastomère sont très utilisés. Ces systèmes sont faits de gros blocs de caoutchouc, naturels ou synthétiques (comme le néoprène). Ils sont plus rigides verticalement qu'horizontalement et moins bons pour amortir. La structure est conçue pour résister aux secousses sismiques. Quand la rigidité verticale est élevée, les mouvements de rebond qui sont causés par la flexibilité verticale peuvent être évités. Dans ce document, nous allons parler des systèmes d'isolation les plus courants.

Type	Description	Figure
d'amortisseur		
<p><i>Isolateur élastomérique à faible taux d'amortissement (EB) :</i></p>	<p>La figure (3.3) représente l'isolateur en élastomère (EB) qui constitue de minces feuilles de caoutchouc alternées de plaques minces en acier. Les feuilles de caoutchouc sont vulcanisées et collées sur les plaques d'acier minces sous la pression et la chaleur. Des plaques de renfort en acier réduisent le flambement latéral de l'appui et d'augmenter la rigidité verticale, qui est de plusieurs centaines de fois de la rigidité horizontale. (Ounis 2014)</p>	
<p>Isolateur élastomérique à fort taux d'amortissement (HDRB):</p>	<p>L'isolateur élastomère à fort taux d'amortisseur (isolateur d'amortissement élevé) se compose de différents éléments : de plusieurs couches en caoutchouc de propriété d'amortissement élevé, des plaques de renforcement en acier pour augmenter la rigidité verticale, une couverture en caoutchouc et d'une plaque de bride.</p>	

Figure 3.3. appuis élastomériques

Figure 3.4 Isolateur élastomérique d'amortissement élevé (HDRB)

Isolateur en élastomère avec barre de plomb (LRB) :

L'isolateur en élastomère à barre de plomb (LRB) est le système d'isolation élastomère le plus courant. Il est fait de plaques d'acier et de caoutchouc qui sont assemblées par un procédé de vulcanisation en couches alternées (voir la figure 3.5). Au milieu de ces couches, on trouve un noyau de plomb pur qui permet de contrôler les déplacements latéraux et d'absorber une partie de l'énergie des séismes. (Ounis 2014)

La caractéristique principale des LRB, c'est que leur ressort et leur système d'amortissement agissent en même temps. En général, le LRB a une grande capacité d'amortissement, une flexibilité horizontale et une grande rigidité verticale. Le système s'occupe des vibrations horizontales du sol pendant un tremblement de terre. Pour cela, on met une couche peu rigide entre la structure et sa base. L'isolation ne sert pas à absorber l'énergie du séisme, mais à la dévier. En général, l'isolation et la structure ont des comportements très différents, ce qui rend le système non amorti de manière classique.

Les systèmes glissants :

Par définition le système à base de glissement c'est le découplage des mouvements de la superstructure de ceux des éléments de fondation au moyen d'interface de glissement. Ce système permet de diminuer les forces horizontales. L'interface de glissement permet de dissiper l'énergie sismique par friction. La figure 1.6 schématiser un isolateur de type pendule à friction. Ce dernier est un système qui utilise une interface de glissement sous forme de cuvette (portion d'une sphère) qui confère à la structure un mouvement global similaire à un pendule. (Guizani 2003)

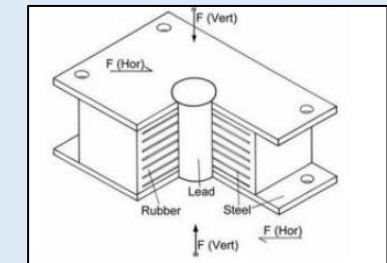
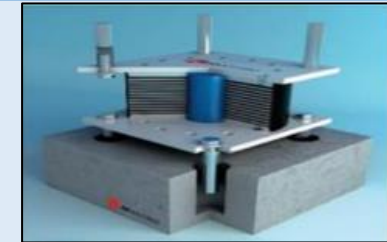


Figure 3. 5 Isolateur en élastomère avec barre de plomb

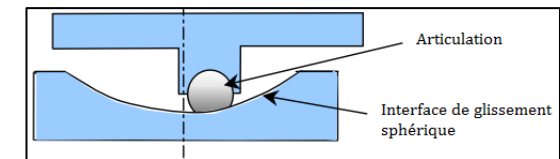


Figure 3. 6. schémas de l'isolateur de type de pendule à friction (Guizani 2003).

3.1.1.2 Contrôle passif avec dissipateurs d'énergie :

Le concept des systèmes de contrôle passif avec dissipation d'énergie s'articule autour du même principe que celui de l'isolation à la base, lorsqu'ils sont intégrés à la structure. Le contrôle avec dissipateur d'énergie est en mesure, d'une part, d'absorber une partie de l'énergie sismique et, d'autre part, de réduire principalement le mouvement différentiel des éléments de la structure, ce qui a pour effet de limiter les dégâts. Ils se caractérisent en général par leur capacité à consommer l'énergie de vibration de la structure (Ounis 2014). Les systèmes de dissipation passifs sont caractérisés par leur autonomie et leur capacité à s'auto-réguler, sans nécessiter l'intervention d'une source d'énergie externe ou de dispositifs de mesure de la réponse structurelle (BOUCHAREB and CHOUIHAT 2020). Parmi les principaux systèmes de contrôle avec dissipation d'énergie, on peut citer :

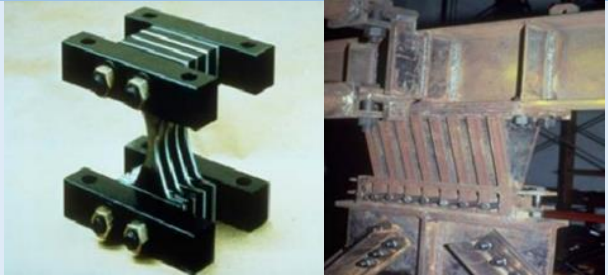
Type d'amortisseur	Description	Figure
Amortisseur métallique :	C'est l'un des meilleurs moyens d'utiliser l'énergie d'entrée d'une structure pendant un tremblement de terre. Pour les bâtiments en métal, le fait de pouvoir absorber le choc est lié à la flexibilité des pièces qui tiennent la toiture. Il existe plusieurs solutions : les amortisseurs de forme X et les plaques triangulaires (voir figures 3.7.a et 3.7.b). (Ounis 2014)	

Figure 3. 7. Amortisseur TADAS (Ounis 2014)

- a) les plaques triangulaires
- b) les plaques soudées

b) Amortissement à frottement :

Le frottement est un système qui fonctionne bien, est fiable, économique et très utilisé. Ces systèmes sont basés sur le phénomène de perte d'énergie par frottement qui apparaît sur les boucles d'hystérésis du diagramme qui montre les efforts et les déformations. Ces boucles peuvent être rectangulaires (Ounis 2014). Pour fabriquer ces amortisseurs, on utilise une série de plaques fixées les unes aux autres par des boulons en acier très résistants. Par exemple, on peut citer : l'amortisseur de Sumitomo (figure 3.8) ; l'amortisseur de Pall (figure 3.9) et l'amortisseur boulonné encoché (figure 3.10).

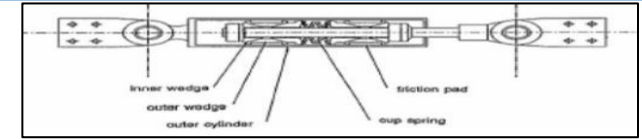


Figure 3. 8. L'amortisseur de Sumitomo (Aiken, Nims et al. 1992)

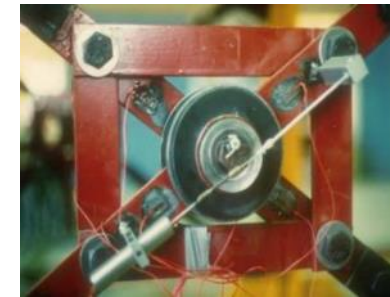


Figure 3. 9. L'amortisseur de Pall (Pall and Marsh 1982)



Figure 3. 10. l'amortisseur boulonné encoché

Amortissement viscoélastique (VE): Les amortisseurs viscoélastiques sont faits de couches de plaques métalliques (voir la figure 3.11). Les amortisseurs VE absorbent et dissipent l'énergie en se déformant.

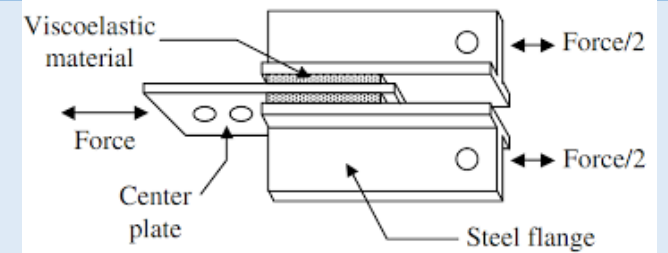


Figure 3. 11. Composant d'amortissement viscoélastique

Amortisseur fluide visqueux : Les amortisseurs métalliques et les amortisseurs VE utilisent l'action des solides pour améliorer la performance des structures soumises aux excitations environnementales. L'utilisation d'un fluide visqueux pour réduire les chocs et les vibrations est bien connue dans l'industrie lourde et militaire.

La figure 3.12 montre un exemple prometteur d'amortisseur VF. L'amortisseur classique est simple et consomme de l'énergie pour convertir le mouvement en chaleur.

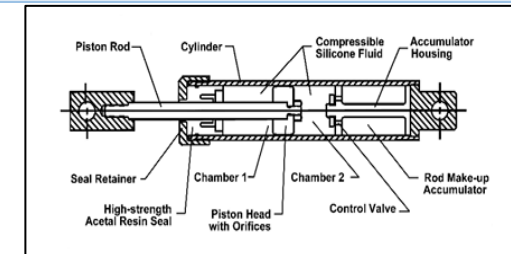
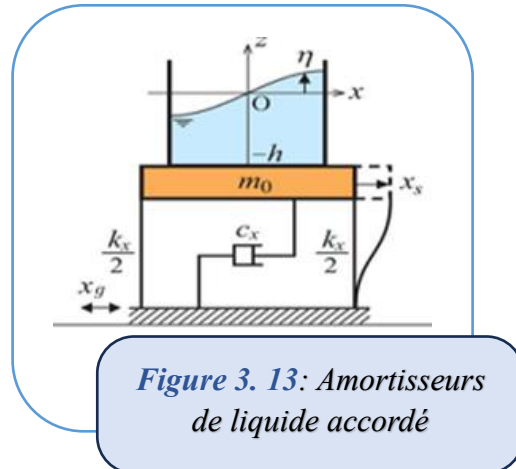
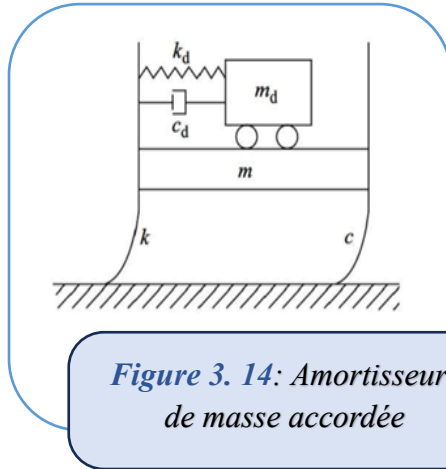


Figure 3. 12. Amortisseurs visqueux fluide développé par « Taylor Company »

3.1.1.3 Contrôle passif avec Systèmes inertiels couplés

Consiste en une masse solide ou liquide située à l'un des étages les plus élevés du bâtiment et lié à celui-ci via un ressort et un mécanisme d'amortissement (visqueux ou viscoélastique).

Le principe c'est l'absorption de l'énergie dynamique pour le contrôle de vibration de la structure



3.1.2 Le contrôle actif :

Les dispositifs de contrôle actif sont communément associés à des actionneurs qui génèrent une force visant à dissiper une énergie sismique ou à recentrer des déplacements imposés sous divers chargements dynamiques.

Dans le cadre du contrôle actif, l'activation du système de commande est rendue possible par l'utilisation d'une source d'énergie externe, qui fournit un signal analogique. Ce signal est généré par l'ordinateur suivant un algorithme de contrôle, qui utilise les réponses mesurées de la structure (Ounis 2014). Le contrôle actif se caractérise par trois éléments principaux : le capteur (s), l'actionneur (s) et le contrôleur doté d'un algorithme de contrôle prédéterminé.

Les capteurs, quant à eux, peuvent être installés sur la structure afin de mesurer les excitations externes, mais également sur le dispositif de contrôle pour mesurer des grandeurs telles que les déplacements, les vitesses, les accélérations et les forces de contrôle. De plus, les dispositifs de contrôle peuvent être dotés de capteurs intégrés pour surveiller leur comportement. Il convient de noter que deux approches distinctes sont à l'œuvre : la première consiste à identifier la perturbation

généralisant les vibrations, puis à la neutraliser par la superposition d'une excitation « inverse ». Cette stratégie de contrôle actif est désignée sous le terme de « contrôle par anticipation (feedforward) ». La deuxième approche identifie la réponse de la structure plutôt que l'excitation qui la fait vibrer. Cette approche nécessite la modélisation du comportement dynamique de la structure. La méthodologie de contrôle des vibrations, fondée sur cette approche, est désignée sous le terme de contrôle par boucle de rétroaction (ou feedback en anglais). La configuration de base d'un système de contrôle actif des structures est illustrée dans la figure 1.12.

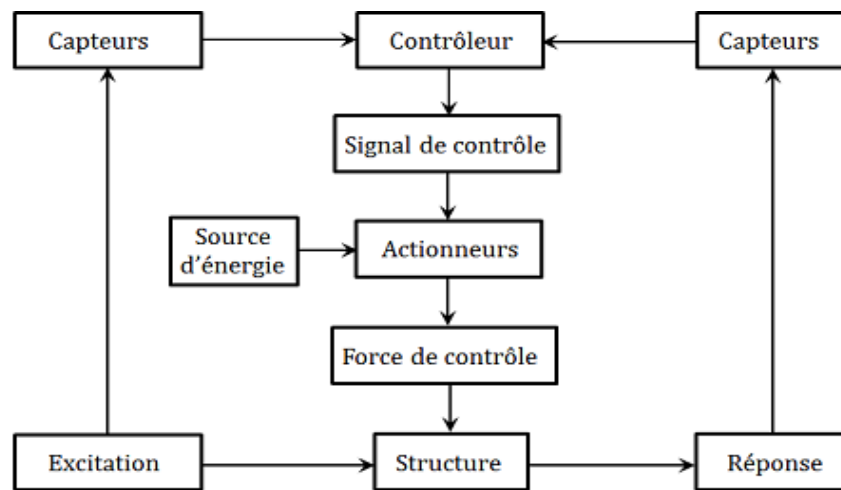


Figure 3. 15. Diagramme de contrôle actif

3.1.3 Le contrôle semi-actif :

Le système de contrôle semi-actif est un concept qui combine les principes des systèmes passif et actif. Il est caractérisé par sa capacité à modifier les propriétés mécaniques d'un système sans nécessiter une source d'énergie importante. La figure 1.13 illustre le système semi-actif, dans lequel les capteurs mesurent l'excitation d'une réponse structurelle. L'ordinateur de contrôle traite la mesure et génère un signal de contrôle pour l'actionneur. Ensuite, l'actionneur agit pour ajuster le comportement du dispositif passif.

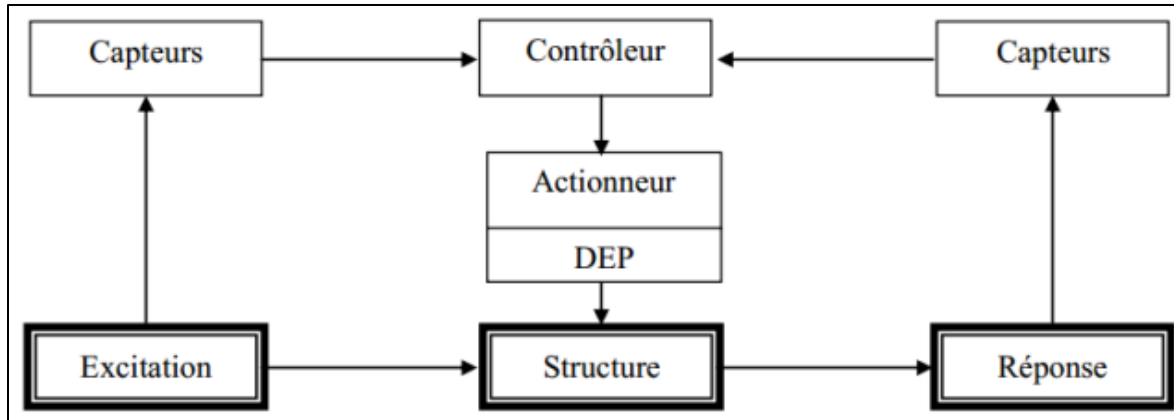


Figure 3. 16. Système de contrôle semi-actif

Il y a plusieurs types de système de contrôle semi-actif proposés dans le domaine de génie civil pour le contrôle des structures, on peut citer les exemples suivants :

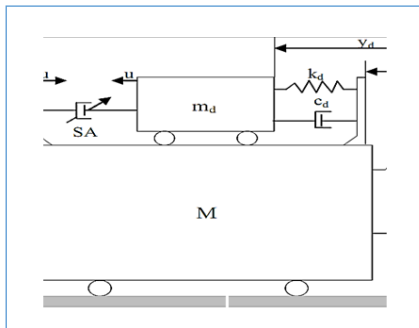


Figure 3.17.a : Amortisseur à masse accordée semi-actif (TMD)

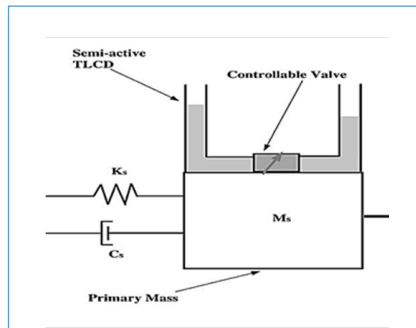


Figure 3.17.b : Amortisseur à liquide accordé semi-actif Sonmez et al .

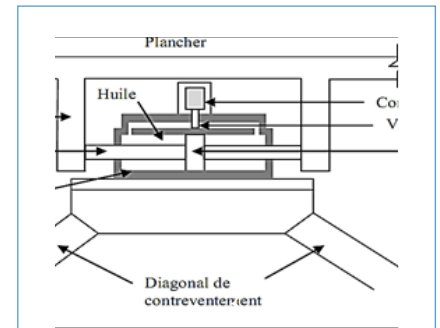


Figure 3.17.c : Amortisseurs semi-actif à rigidité variable

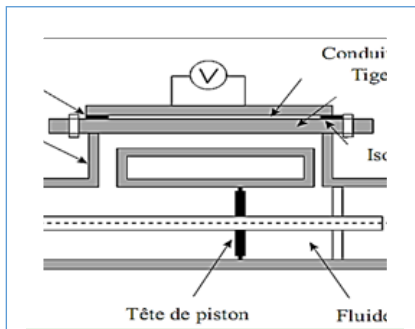


Figure 3.17.d : Amortisseur Electro- rhéologique testé par Burton et al.

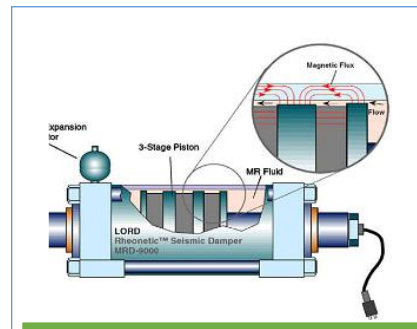


Figure 3.17.e : schéma de l'amortisseur magnéto-rhéologique a échelle réelle Billie et al.

Figure 3. 17. Système de contrôle semi-actif.

3.1.4 Le contrôle hybride :

Comme il a été mentionné précédemment, les systèmes de contrôle actif sont conçus pour pallier les limitations de capacité et les capacités d'intelligence limitées des amortisseurs passifs et semi-actifs. Néanmoins, le contrôle structurel actif présente deux inconvénients majeurs.

En premier lieu, son fonctionnement est entièrement dépendant d'une alimentation externe, ce qui nécessite la mise en place d'un système complexe de détection et de traitement du signal. Cette complexité, intrinsèque au système, se traduit par une limitation de son applicabilité et une réduction de la fiabilité du contrôle.

En outre, l'implémentation d'un contrôle actif dans les structures de génie civil requiert l'existence d'un équipement de génération de force conséquent, à savoir des actionneurs de grande capacité. Compte tenu de la masse considérable des structures résistantes aux séismes, allant de centaines à des milliers de tonnes, la force de contrôle requise doit excéder plusieurs centaines de kN pour garantir une augmentation suffisante de la capacité d'amortissement structurel.

Bien que la technologie industrielle actuelle permette la conception et la fabrication d'un tel actionneur de grande taille, son coût limite sérieusement son application. Les systèmes de contrôle hybride innovants, qui combinent des dispositifs de contrôle passif et actif, offrent des perspectives prometteuses. Lorsqu'ils sont mis en œuvre conjointement, ces systèmes offrent une fiabilité optimale, assurée par la première technique, tout en renforçant la capacité de la seconde. En somme, un système hybride bénéficie des avantages des deux techniques et pallie aux limitations de chacune d'entre elles. En outre, il surpasse les systèmes passifs, semi-actifs et actifs. Depuis les années 1990, ces systèmes de contrôle hybride ont fait l'objet d'une attention considérable de la part de la communauté scientifique, comme en témoignent les travaux de **(Chang, Soong et al. 1995, Yoshioka, Ramallo et al. 2002)**. Trois systèmes de contrôle hybride typiques ont été développés : l'amortisseur à masse accordée hybride, les systèmes d'isolation de base hybrides et les systèmes amortisseurs-actionneurs.

3.2 Étude antérieure sur le système de contrôle des vibrations pour les éoliennes :

Les éoliennes sont soumises à des charges dynamiques dues au vent, aux vagues et à l'activité sismique, ce qui peut entraîner des vibrations excessives, une fatigue structurelle et une réduction de la durée de vie. Pour atténuer ces effets, les chercheurs ont mis au point diverses stratégies de contrôle des vibrations, notamment des systèmes d'amortissement passifs, actifs et hybrides. Les études suivantes explorent des approches innovantes, telles que les amortisseurs à masse réglée (TMD), les amortisseurs à liquide (TLCD) et les systèmes semi-actifs, afin d'améliorer la stabilité des turbines dans différentes conditions de charge. Ces études mettent en évidence les principales tendances en matière d'optimisation, d'adaptabilité et d'évolutivité pour les turbines modernes de plusieurs mégawatts, à la fois sur terre et en mer.

Tableau 3. 1. Tableau des résumés détaillés des études.

Auteur	Description de l'étude	Les résultats principaux
<i>(Dai, Huang et al. 2021)</i>	Un modèle numérique d'une tour d'éolienne incorporant un amortisseur de masse accordé (TMD) et une interaction sol-structure (ISS) a été mis au point. Le modèle a été validé avec des données expérimentales et utilisé pour évaluer la réduction de la réponse sismique. La fondation a été simulée avec des ressorts discrets.	La conception des TMD doit prendre en compte les SSI pour maximiser l'efficacité. La rigidité du sol et l'intensité sismique ont un impact significatif sur les performances des DTM dans différentes conditions de site.
<i>(Murtagh, Ghosh et al. 2008)</i>	Cette étude a examiné le contrôle passif des vibrations des éoliennes à l'aide d'un TMD, en se concentrant sur l'interaction entre les pales et la tour et sur les turbulences induites par le vent. Un modèle simplifié d'éolienne a été utilisé, le TMD étant placé au sommet de la tour. Des transformées de Fourier ont été appliquées pour résoudre les déplacements.	Le TMD a permis de réduire considérablement les vibrations et d'améliorer la stabilité de la tour à différentes vitesses du rotor. Le contrôle passif avec le TMD offre une solution simple et rentable pour l'atténuation des vibrations.
<i>(Zhang, Zhao et al. 2019)</i>	L'auteur a proposé un système de masse à inertie parallèle accordé (TPIMS) comme alternative aux TMD traditionnels pour réduire la réponse sismique des tours d'éoliennes. Un modèle à plusieurs degrés de liberté (MDOF) a été utilisé pour comparer le TPIMS aux TMD traditionnels.	Le TPIMS a permis de réduire efficacement les vibrations, avec des performances similaires ou supérieures à celles des TMD, en particulier avec des masses plus légères. Le système est robuste et efficace pour l'atténuation sismique.

<p>(Hussan, Rahman et al. 2018)</p>	<p>L'étude a porté sur les amortisseurs de masse multi-accordés (MTMD) pour les éoliennes offshore (OWT) soumises à des charges sismiques, éoliennes et ondulatoires. Un modèle d'éolienne de 5 MW a été développé et les paramètres des MTMD ont été optimisés à l'aide de la méthode de la surface de réponse (RSM).</p>	<p>Le MTMD a permis une réduction de ~62% dans le premier mode et de ~52% dans le second mode, surpassant ainsi les TMD uniques. Le système offre de meilleures performances tout en étant plus facile à placer.</p>
<p>(Van der Woude and Narasimhan 2014)</p>	<p>Il a étudié l'isolation des vibrations dans les structures d'éoliennes soumises à des charges sismiques. Proposition de placer des isolateurs sous la nacelle pour une isolation partielle de la masse. Une analyse par éléments finis avec des systèmes d'isolation non linéaires a été réalisée, y compris des études paramétriques.</p>	<p>Des réductions significatives de la réponse structurelle ont été observées, en particulier avec des rapports de fréquence compris entre 2,1 et 3,1. L'isolation vibratoire améliore les performances des éoliennes dans les zones sismiques.</p>
<p>(Harte, Basu et al. 2012)</p>	<p>Cette étude a examiné la réponse aux vibrations forcées des éoliennes terrestres sous l'effet du vent, en tenant compte de l'interaction sol-structure (ISS). Un modèle mathématique a pris en compte les effets de raidissement centrifuge dus à la rotation des pales du rotor. La modélisation de la sous-structure a séparé les réponses de l'éolienne et du sol.</p>	<p>Le SSI affecte de manière significative la réponse de l'éolienne, avec des réponses maximales à des multiples de la vitesse de rotation dans les sols plus rigides. Les sols plus mous augmentent les périodes de vibration, ce qui peut entraîner des problèmes de résonance.</p>
<p>Colwell & Basu (2009) [8]</p>	<p>Il a examiné les amortisseurs à colonne de liquide accordés (TLCD) pour les turbines éoliennes offshore sous les charges de vent et de vagues en utilisant des méthodes expérimentales et numériques.</p>	<p>La réduction des vibrations de la tour par les TLCD peut atteindre 40 % ; les performances dépendent fortement du réglage approprié de la masse de liquide et de la géométrie de la colonne.</p>

3.3 Concepts théoriques et Modélisation de l'isolation sismique

Un isolateur sismique peut être modélisé comme des éléments simples de ressort et amortisseur qui ont leurs propres caractéristiques hystérétiques. Le système d'isolation est considéré comme étant non linéaire et les caractéristiques force-déplacement des éléments d'isolation sont

modélisées explicitement. Néanmoins, certaines hypothèses sont admises pour la modélisation simplifiée du système d'isolation, tel que :

- Le système d'isolation est rigide dans la direction verticale et le moment de torsion de l'appui individuel est négligé.
- Les caractéristiques essentielles qui nécessitent d'être modélisées pour un comportement uniaxial des appuis élastomériques, sont la représentation des rigidités de cisaillement appropriées dans la gamme pré et post élastique.

Les modèles des composants d'isolation sont décrits ci-dessous.

3.3.1 Modèles mathématiques des systèmes d'isolation sismique

3.3.1.1 *Isolateur en caoutchouc fretté (Laminated rubber bearings) (RB)*

Le principe de fonctionnement de cet isolateur s'articule autour d'un double mécanisme : d'une part, l'action du ressort linéaire, et d'autre part, l'effet d'amortissement. La figure 3.1 présente un schéma du mécanisme. Dans la plupart des cas, le dispositif laminé se distingue par une capacité d'amortissement élevée, une flexibilité horizontale notable et une rigidité verticale significative. La faible rigidité de cisaillement dans le plan horizontal est assurée par le caoutchouc, tandis que la rigidité verticale élevée est garantie par des cales en acier. Ces cales permettent de contrôler l'effet de rebondissement sur la structure, induit par les vibrations verticales générées par le séisme. En outre, les cales en acier jouent un rôle essentiel dans la préservation de l'intégrité structurale du caoutchouc, en empêchant sa déformation. Le système en question est conçu pour fonctionner en découplant la structure des composantes horizontales du mouvement du sol lors du séisme. Pour ce faire, une couche de faible rigidité horizontale est interposée entre la structure et sa fondation. Dans le cadre de cette analyse, il est essentiel de comprendre que les effets d'isolation observés dans ce type de système ne résultent pas d'une absorption directe de l'énergie sismique. En effet, cette isolation s'effectue plutôt par une déviation de ladite énergie à travers la dynamique du système lui-même. En règle générale, une distinction significative est observée dans le processus d'amortissement de la structure et du dispositif d'isolation, conduisant à l'inapplicabilité des méthodes d'amortissement traditionnelles.

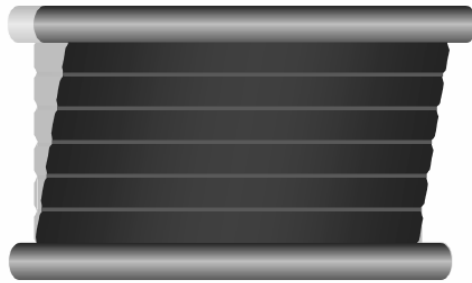


Figure 3. 18. Mécanisme de l'isolateur en caoutchouc fretté

La caractéristique rhéologique dominante de ce système est l'action parallèle du ressort et de l'amortisseur comme illustré par le modèle mathématique montré en figures (3.2). L'appui agit comme un amortisseur visqueux en raison du frottement interne d'élastomère.

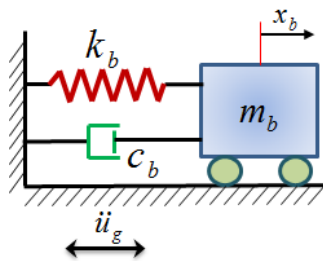


Figure 3. 19. Modèle mathématique à 1 DDL pour un appui en caoutchouc fretté

L'équation de mouvement du système à 1 DDL soumis à l'accélération du sol \ddot{u}_g est donnée comme suit :

$$m_b(\dot{x}_b + \ddot{u}_g) + c_b \dot{x}_b + k_b x_b = 0 \quad (3.1)$$

Ou

$$m_b \ddot{x}_b + c_b \dot{x}_b + k_b x_b = -m_b \ddot{u}_g \quad (3.2)$$

Pour un système à plusieurs degrés de liberté (NDDL) montré en figure (3.3), l'équation de mouvement s'écrit :

$$(m_b + \sum_{i=1}^n m_i) \ddot{x}_b + c_b \dot{x}_b + k_b x_b + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i = -(m_b + \sum_{i=1}^n m_i) \ddot{u}_g \quad (3.3)$$

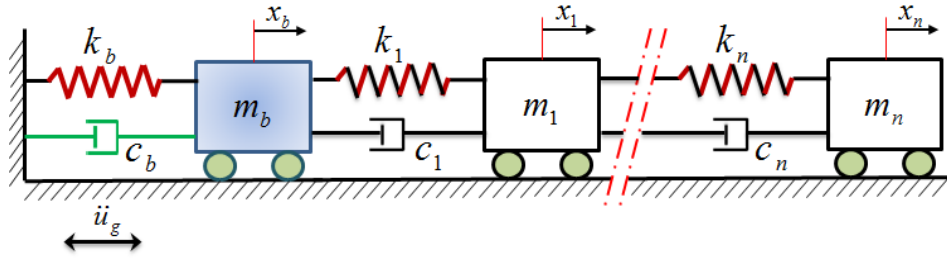


Figure 3. 20. Modèle mathématique à NDDL pour un système d'isolation en caoutchouc fretté.

3.3.1.2 Isolateur en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (Lead-rubber bearings) (LRB)

Cet isolateur est fait de couches alternées de caoutchouc et d'acier liées les unes aux autres autour d'un cylindre de plomb pur, inséré au centre. Le cylindre en plomb sert à contrôler les déplacements latéraux de la structure et à absorber une partie de l'énergie sismique. Les figures 3.21 et 3.22 montrent le modèle mathématique, selon qu'il y a un ou plusieurs degrés de liberté.

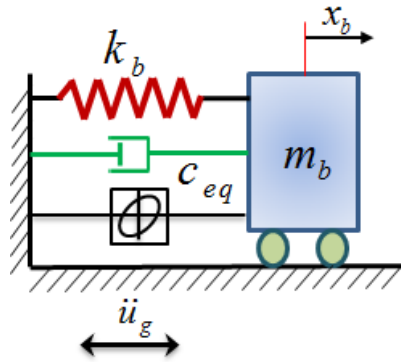


Figure 3. 21. Modèle mathématique à 1 DDL pour un système d'isolation de type LRB

L'équation de mouvement du système LRB est donnée comme suit :

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + C_{eq}\dot{x}_b + K_b x_b = 0 \quad (3.3)$$

$$m_b\ddot{x}_b + C_{eq}\dot{x}_b + K_b x_b = -m_b\ddot{u}_g \quad (3.4)$$

Pour un système à plusieurs degrés de liberté (NDDL), l'équation de mouvement s'écrit :

$$(m_b + \sum_{i=1}^n m_i)\ddot{x}_b + C_{eq}\dot{x}_b + K_b x_b + \sum_{i=1}^n m_i\ddot{x}_i = -(m_b + \sum_{i=1}^n m_i)\ddot{u}_g \quad (3.5)$$

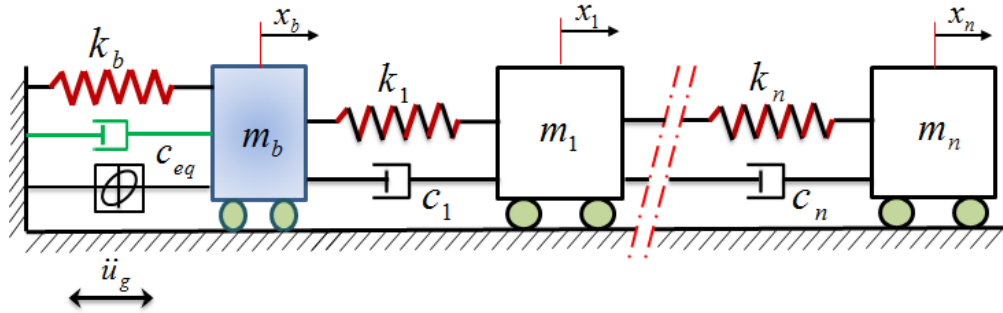


Figure 3. 22. Modèle mathématique à NDDL pour un système d'isolation de type LRB

3.3.1.3 Isolateur à frottement pur (Pure-friction system) (PF)

Le système d'isolation par frottement pur est le dispositif le plus simple parce qu'il assure l'isolation par un frottement au glissement. Quand il y a un glissement dans les plaques de frottement le système transmet seulement l'accélération maximale à la superstructure avec une certaine valeur selon le coefficient de frottement.

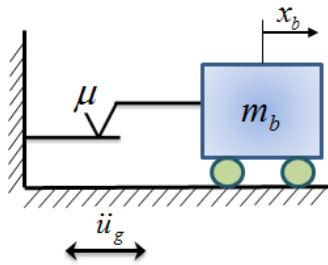


Figure 3. 23. Modèle mathématique à 1 DDL pour un système d'isolation à frottement pur

Dans la phase de glissement, l'équation du mouvement est donnée par :

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + F_f = 0 \quad (3.6)$$

La force de frottement dans les plaques de glissement est donnée comme suit :

$$F_f = \mu m_b g \operatorname{sgn}(\dot{x}_b) \quad (3.7)$$

En remplaçant l'équation (3.7) dans (3.6), on aura :

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + \mu m_b g \operatorname{sgn}(\dot{x}_b) = 0 \quad (3.8)$$

$$\ddot{x}_b + \mu g \operatorname{sgn}(\dot{x}_b) = -\ddot{u}_g \quad (3.9)$$

μ : Coefficient de frottement

g : Accélération de la pesanteur.

Où la fonction $\text{sgn}(\dot{x}_b)$ représente le signe de la direction de la vitesse du système d'isolation en fonction de \dot{x} telle que :

$$\begin{cases} si & \dot{x} > 0, \text{sgn}(\dot{x}) = +1 \\ si & \dot{x} < 0, \text{sgn}(\dot{x}) = -1 \\ si & \dot{x} = 0, \text{sgn}(\dot{x}) = 0 \end{cases}$$

(3.10)

Pour une structure à NDDL montée sur un isolateur de type PF (fig.3.24), l'équation de mouvement s'écrit comme suit :

$$(m_b + M)\ddot{x}_b + \mu(m_b + M)g \text{sgn}(\dot{x}_b) + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i = -(m_b + M)\ddot{u}_g \quad (3.11)$$

$$\text{avec :} \quad M = \sum_{i=1}^n m_i$$

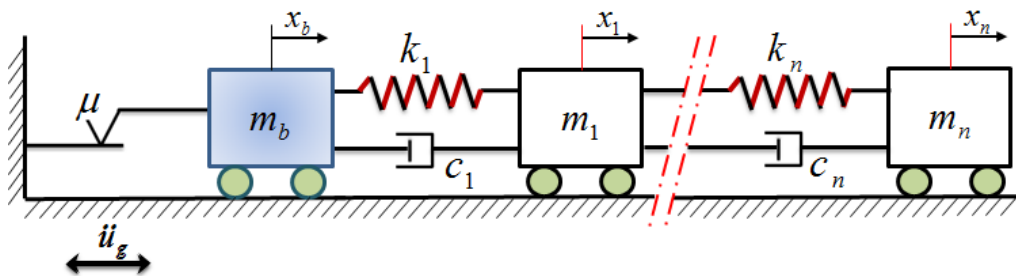


Figure 3. 24 Modèle mathématique d'une structure à NDDL montée sur un système d'isolation à frottement pur

3.3.1.4 Isolateur résistant par frottement (Resilient-Friction Base Isolator) (R-FBI)

Ces plaques en acier inoxydables peuvent se mettre les unes sur les autres. Elles sont connectées au milieu par un caoutchouc qui aide à les faire glisser. Ainsi, elles ne supportent pas de charge verticale. Cela réduit les accélérations et les déplacements de la superstructure, et diminue beaucoup les efforts tranchants à la base. Le système d'isolation résistant par frottement a une résistance et une force de rappel en plus.

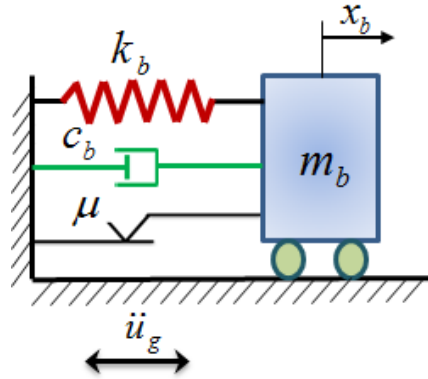


Figure 3. 25 Modèle mathématique pour un système d'isolation résistant par frottement (R-FBI).

L'équation de mouvement de ce système d'isolation est donnée comme suit :

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + c_b\dot{x}_b + k_b x_b + \mu m_b g \operatorname{sgn}(\dot{x}_b) = 0 \quad (3.12)$$

$$\ddot{x}_b + 2\beta_b \omega_b \dot{x}_b + \omega_b^2 x_b + \mu g \operatorname{sgn}(\dot{x}_b) = -\ddot{u}_g \quad (3.13)$$

avec

β_b : Facteur d'amortissement.

ω_b : Fréquence de vibration du système.

μ : Coefficient de frottement.

Pour une structure à NDDL montée sur un système d'isolation de type R-FBI (fig.3.26), l'équation de mouvement est donnée comme suit :

$$(m_b + M)(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + c_b\dot{x}_b + k_b x_b + \mu(m_b + M)g \operatorname{sgn}(\dot{x}_b) + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i = 0 \quad (3.14)$$

$$(m_b + M)\ddot{x}_b + c_b\dot{x}_b + k_b x_b + \mu(m_b + M)g \operatorname{sgn}(\dot{x}_b) + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i = -(m_b + M)\ddot{u}_g \quad (3.15)$$

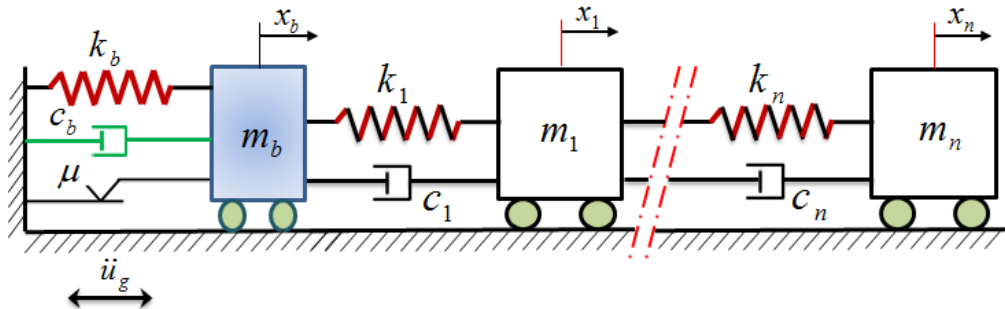


Figure 3. 26 Modèle mathématique d'une structure à NDDL montée sur un isolateur R-FBI

3.3.1.5 Isolateur d'Electricité de France (EDF)

Le système d'isolation (EDF) combiné de trois autres systèmes montés en série est représenté en figure 3.27. Pendant un petit séisme, le système agit comme un système de type (RB). Quand la résistance au frottement est dépassée pendant un gros séisme, les plaques de (PF) se déplacent et se déforiment.

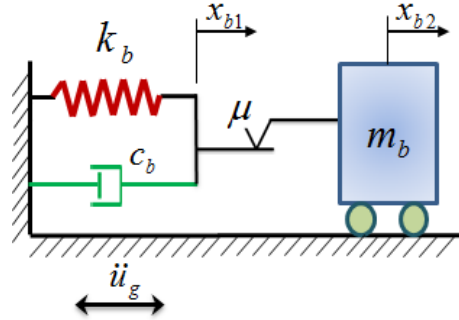


Figure 3. 27 Modèle mathématique pour un système d'isolation de type (EDF).

Dans la phase de glissement les équations de mouvement sont données comme suit :

$$m_b(\ddot{x}_{b2} + \ddot{u}_g) + c_b\dot{x}_{b1} + k_b x_{b1} = 0 \quad (3.16)$$

$$c_b\dot{x}_{b1} + k_b x_{b1} - \mu m_b g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b2} - \dot{x}_{b1}) = 0 \quad (3.17)$$

x_{b1} : Le déplacement du système en caoutchouc fretté.

x_{b2} : Le déplacement de la base.

Dans la phase élastique (non glissement) la résistance de friction n'est pas dépassée, on a

$\dot{x}_{b1} = \dot{x}_{b2}$ et $\ddot{x}_{b1} = \ddot{x}_{b2}$, donc les équations (3.16) et (3.17) deviennent :

$$m_b\ddot{x}_{b2} + c_b\dot{x}_{b2} + k_b x_{b2} = -m_b\ddot{u}_g \quad (3.18)$$

$$c_b\dot{x}_{b2} + k_b x_{b2} - \mu m_b g = 0 \quad (3.19)$$

Pour une structure à NDDL montée sur un système d'isolation de type EDF (fig.3.10), l'équation de mouvement est donnée comme suit :

- Dans la phase de glissement

$$(m_b + M)\ddot{x}_{b2} + c_b\dot{x}_{b1} + k_b x_{b1} + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i = -(m_b + M)\ddot{u}_g \quad (3.20)$$

$$c_b\dot{x}_{b1} + k_b x_{b1} - \mu(m_b + M)g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b2} - \dot{x}_{b1}) = 0 \quad (3.21)$$

En remplaçant l'équation (3.20) dans l'équation (3.21), on aura :

$$(m_b + M)\ddot{x}_{b2} + \mu(m_b + M)g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b2} - \dot{x}_{b1}) + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i = -(m_b + M)\ddot{u}_g \quad (3.22)$$

- Dans la phase élastique ($\dot{x}_{b1} = \dot{x}_{b2}$ et $\ddot{x}_{b1} = \ddot{x}_{b2}$) l'équation (3.22) devient:

$$(m_b + M)\ddot{x}_{b2} + \mu(m_b + M)g + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i = -(m_b + M)\ddot{u}_g \quad (3.23)$$

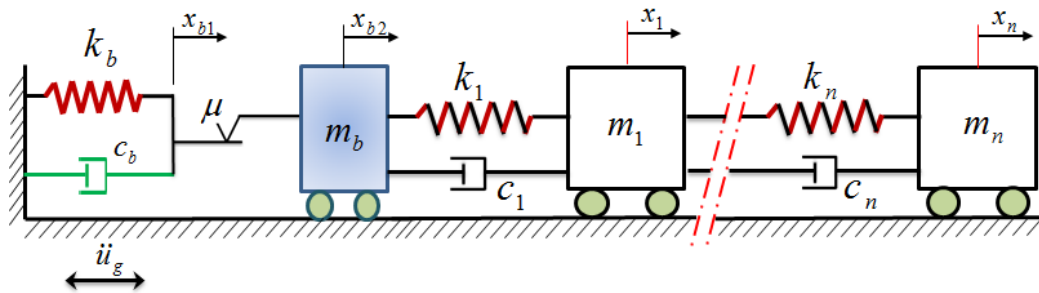


Figure 3. 28 Modèle mathématique d'une structure à N DDL montée sur un isolateur de type EDF

3.3.1.6 Isolateur à frottement résistant par glissement (Sliding Resilient-Friction) (SRF)

Le système d'isolation (SRF) est une combinaison de quelques composantes des systèmes (R-FBI) et (EDF) par l'addition des plaques à frottement au-dessus et montées en série comme le montre la figure (3.29). Pour des séismes modérés, le système (SRF) se comporte comme un système en (R-FBI) et le glissement entre les plaques se produira pendant des niveaux élevés d'accélération du sol, en fournissant un facteur de sécurité plus grand par rapport à d'autres systèmes d'isolation.

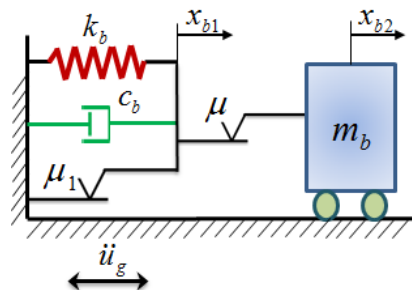


Figure 3. 29 Modèle mathématique pour un système d'isolation de type (SR-F).

Dans la phase de glissement les équations du mouvement sont données par :

$$m_b(\ddot{x}_{b2} + \ddot{u}_g) + \mu m_b g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b2} - \dot{x}_{b1}) = 0 \quad (3.24)$$

$$c_b \dot{x}_{b1} + k_b x_{b1} + \mu_1 m_b g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b1}) - \mu m_b g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b2} - \dot{x}_{b1}) = 0 \quad (3.25)$$

Les équations (3.24) et (3.25) deviennent :

$$\ddot{x}_{b2} + \mu g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b2} - \dot{x}_{b1}) = -\ddot{u}_g \quad (3.26)$$

$$2\beta_b \omega_b \dot{x}_{b1} + \omega_b^2 x_{b1} + \mu_1 g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b1}) = \mu g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b2} - \dot{x}_{b1}) \quad (3.27)$$

En remplaçant l'équation (3.27) dans l'équation (3.26), on aura :

$$\ddot{x}_{b2} + 2\beta_b \omega_b \dot{x}_{b1} + \omega_b^2 x_{b1} + \mu_1 g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b1}) = -\ddot{u}_g \quad (3.28)$$

x_{b1} : Le déplacement du système d'isolation résistant par frottement(R-FBI).

x_{b2} : Le déplacement de la base.

μ_1 : Coefficient de frottement des plaques dans l'isolateur (R-FBI).

μ : Coefficient de frottement des plaques au-dessus de l'isolateur.

Pour une structure à NDDL (fig.3.30) montée sur un système d'isolation de type (SR-F), l'équation de mouvement dans la phase de glissement est donnée par :

$$(m_b + M)(\ddot{x}_{b2} + \ddot{u}_g) + \mu(m_b + M)g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b2} - \dot{x}_{b1}) + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i = 0 \quad (3.29)$$

$$c_b \dot{x}_{b1} + k_b x_{b1} + \mu_1(m_b + M)g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b1}) - \mu(m_b + M)g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b2} - \dot{x}_{b1}) = 0 \quad (3.30)$$

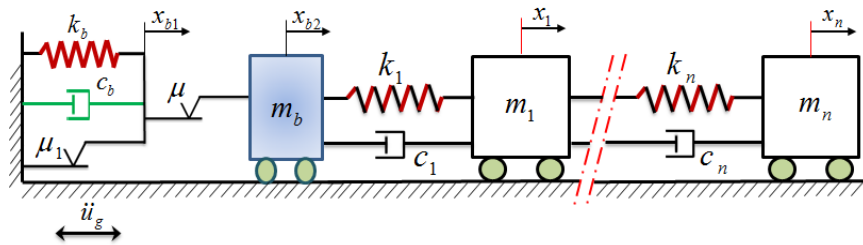


Figure 3. 30 Modèle mathématique d'une structure à NDDL montée sur un système à frottement résistant par glissement (SR-F).

Les équations de mouvement dans la phase de glissement pour une structure à N DDL montée sur un système à frottement résistant par glissement (SR-F) sont données comme suit :

$$(m_b + M)(\ddot{x}_{b2} + \ddot{u}_g) + \mu(m_b + M)g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b2} - \dot{x}_{b1}) + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i = 0 \quad (3.31)$$

$$c_b \dot{x}_{b1} + k_b x_{b1} + \mu_1(m_b + M)g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b1}) - \mu(m_b + M)g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b2} - \dot{x}_{b1}) = 0 \quad (3.32)$$

En remplaçant l'équation (3.31) dans l'équation (3.32), on aura :

$$(m_b + M)(\ddot{x}_{b2} + \ddot{u}_g) + c_b \dot{x}_{b1} + k_b x_{b1} + \mu_1(m_b + M)g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b1}) + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i = 0 \quad (3.33)$$

Dans la phase non glissement pour les plaques à frottement au-dessus de l'isolateur, on a ($\dot{x}_{b1} = \dot{x}_{b2}$ et $\ddot{x}_{b1} = \ddot{x}_{b2}$), donc l'équation (3.33) devient :

$$(m_b + M)(\ddot{x}_{b1} + \ddot{u}_g) + c_b \dot{x}_{b1} + k_b x_{b1} + \mu_1(m_b + M)g \operatorname{sgn}(\dot{x}_{b1}) + \sum_{i=1}^n m_i \ddot{x}_i = 0 \quad (3.34)$$

3.3.1.7 Isolateur en pendule glissant (FPS)

Ce système d'isolation constitué de rotule glissante se déplace le long de la surface sphérique concave en acier inoxydable. Le mouvement de la rotule est similaire à celui d'un mouvement oscillatoire et permet également à la structure de s'élever. Au fur et à mesure que la rotule s'élève le long de la surface sphérique concave, la rotule développe une force de résistance latérale qui est égale à l'effet combiné d'une force de frottement dynamique et d'une force de rappel de la gravité. Cela assure l'amortissement nécessaire à l'absorption de l'énergie sismique. Le modèle mathématique est montré en figure (3.31).

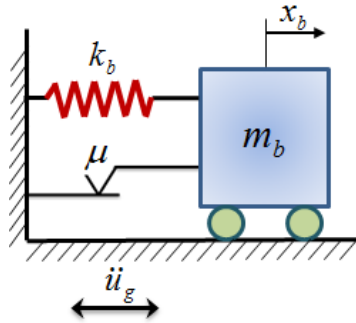


Figure 3. 31. Modèle mathématique pour un système d'isolation en pendule glissant (FPS).

La force latérale développée dans le système d'isolation est donnée comme suit :

$$F = \frac{W}{R} x_b + \mu W \operatorname{sgn}(\dot{x}_b) \quad (3.35)$$

x_b : Le déplacement de la base.

R : Le rayon de courbure de la surface sphérique concave de glissement.

W : Le poids de la structure.

μ : Le Coefficient de frottement de la surface de glissement.

Le système sous l'accélération du sol \ddot{u}_g est représenté par l'équation de mouvement suivante :

$$m_b(\ddot{x}_b + \ddot{u}_g) + F = 0 \quad (3.36)$$

Remplaçant l'équation (3.65) dans l'équation (3.66), on aura :

$$m_b\ddot{x}_b + \left(\frac{W}{R}\right)x_b + \mu W \operatorname{sgn}(\dot{x}_b) = -m_b\ddot{u}_g \quad (3.37)$$

Le rapport du poids de la structure sur le rayon de courbure de la surface de glissement $\left(\frac{W}{R}\right)$ dans l'équation (3.37) représente la rigidité du système.

Pour une structure à NDDL (fig.3.32) montée sur un système d'isolation de type (FPS), l'équation de mouvement dans la phase de glissement est donnée par :

$$(m_b + M)\ddot{x}_b + \frac{W}{R}x_b + \mu W \operatorname{sgn}(\dot{x}_b) + \sum_{i=1}^n m_i\ddot{x}_i = -(m_b + M)\ddot{u}_g \quad (3.68)$$

avec : $M = \sum_{i=1}^n m_i$

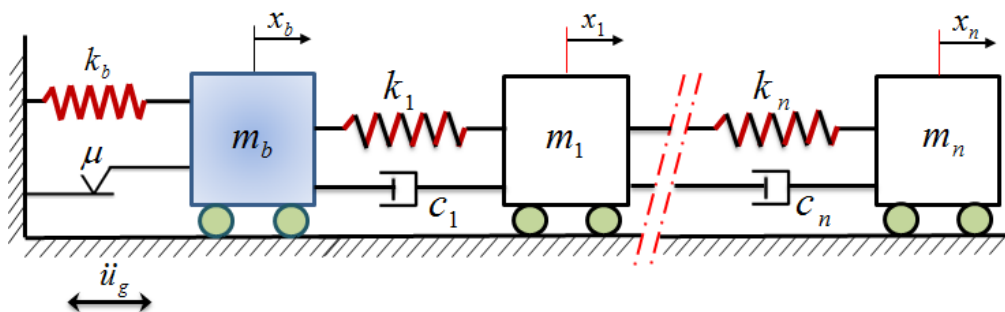


Figure 3.32 Modèle mathématique d'une structure à NDDL montée sur un système en pendule glissant (FPS).

3.4 Théorie de l'isolation sismique

L'isolation sismique sert à séparer la partie à isoler du mouvement des tremblements de terre horizontal. Le découplage se fait en utilisant des dispositifs d'isolation qui ont une faible rigidité latérale par rapport à la structure. Le découplage fait que la période de la structure isolée ne correspond plus à la période prédominante de l'excitation sismique. Ce décalage fait que les charges sismiques appliquées sont beaucoup moins importantes. Dans le premier mode dynamique, seule la structure isolée se déforme, pas la structure entière si le système n'est pas isolé.

(Kelly 1993) a donné en détail comment écrire les équations du mouvement pour des structures isolées par la théorie linéaire d'isolation sismique. Cette théorie explique comment les systèmes d'isolation sismique se comportent en termes de mathématiques et de physique. Elle utilise les principes de la dynamique des structures pour déterminer leurs propriétés.

La plupart des systèmes d'isolation ne sont pas linéaires. Cette analyse linéaire sera donc seulement approximative pour une structure isolée montée sur un système d'isolation avec une rigidité et un amortissement équivalents.

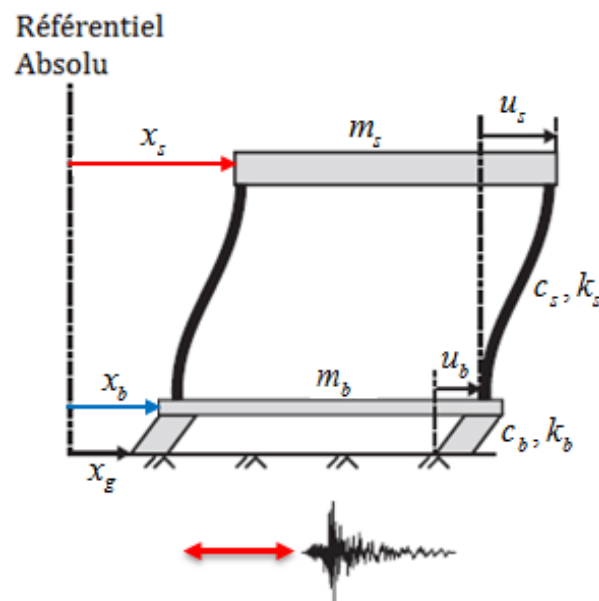


Figure 3. 33. Structure à 1 degré de liberté avec système d'isolation sismique linéaire(Kelly 1993).

3.4.1 Cas général

Le modèle de la figure 3.33 est un système linéaire à deux degrés de liberté avec une rigidité et un amortissement linéaires. La discussion qui suit se base sur ce modèle. La plupart des systèmes

d'isolation ne se comportent pas de façon linéaire. Mais les conclusions du modèle linéaire expliquent comment ces systèmes d'isolation sismique fonctionnent en général. Dans ce modèle, la masse de la partie isolée de la structure est notée m_s et la masse au niveau des isolateurs est notée m_b . L'amortissement et la rigidité de la structure isolée sont notés c_s et k_s , respectivement, tandis que l'amortissement et la rigidité du niveau isolé sont c_b et k_b .

L'équation de mouvement des deux masses est donnée par (Loi de Newton) :

$$m_s \ddot{x}_s = -c_s (\dot{x}_s - \dot{x}_b) - k_s (x_s - x_b) \quad (1)$$

$$m_s \ddot{x}_s + m_b \ddot{x}_b = -c_b (\dot{x}_b - \dot{x}_g) - k_b (x_b - x_g) \quad (2)$$

\dot{x}_b et \dot{x}_s sont les vitesses absolues à la base et au sommet de la structure, et \ddot{x}_b et \ddot{x}_s sont les accélérations absolues des deux niveaux.

Les équations (1 et 2) peuvent être écrites en termes de déplacement relatifs u_s et u_b , tel que :

$$\begin{aligned} u_s &= x_s - x_b \\ u_b &= x_b - x_g \end{aligned} \quad (3)$$

En substituant l'équation (3) dans l'équation (2) en termes de déplacements relatifs, on obtient :

$$m_s \ddot{u}_b + m_s \ddot{u}_s + c_s \dot{u}_s + k_s u_s = -m_s \ddot{x}_g \quad (4)$$

et

$$(m_s + m_b) \ddot{u}_b + m \ddot{u}_s + c_b \dot{u}_b + k_b u_b = -(m_s + m_b) \ddot{x}_g \quad (5)$$

Sous forme matricielle, l'équation de mouvement du système à 2DDL est donnée par :

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{C}]\{\dot{\mathbf{u}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{u}\} = -[\mathbf{M}]\{\mathbf{r}\} \ddot{x}_g \quad (6)$$

Avec

$$[\mathbf{M}] = \begin{bmatrix} M & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \quad [\mathbf{C}] = \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \quad [\mathbf{K}] = \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$\{\mathbf{u}\} = \begin{Bmatrix} u_b \\ u_s \end{Bmatrix} \quad \{\mathbf{r}\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad M = m_s + m_b$$

Pour simplifier l'analyse, plusieurs hypothèses sont appliquées. Tout d'abord, on suppose que

- $m_b < m_s$, mais les masses sont du même ordre de grandeur.

Deuxièmement, en ce qui concerne les fréquences des deux parties de la structure, on suppose que

- $\omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m_s}} \gg \omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{M}}$, et $\varepsilon = \left(\frac{\omega_b}{\omega_s}\right)^2$ est de l'ordre de grandeur 10^{-2} .

Enfin,

- Le facteur d'amortissement visqueux de la structure, $\xi_s = \frac{c_s}{(2m_s\omega_s)}$, et celui du système d'isolation $\xi_b = \frac{c_b}{(2M\omega_b)}$ sont tous les deux du même ordre de grandeur que ε , (c.a.d. 10^{-2}).

Les fréquences naturelles sont déterminées à partir des valeurs propres :

$$|[K] - \omega^2 [M]| = 0 \quad (9)$$

d'où

$$\begin{vmatrix} k_b - \omega^2 M & -\omega^2 m_s \\ -\omega^2 m_s & k_b - \omega^2 M \end{vmatrix} = 0 \quad (10)$$

La fréquence naturelle est déterminée après développement du déterminant :

$$(1 - \gamma)\omega^4 - (\omega_b^2 + \omega_s^2)\omega^2 + \omega_b^2\omega_s^2 = 0 \quad (11)$$

avec $\gamma = \frac{m_s}{M}$

(ω_1, ω_2) sont les racines de l'équation (11). Elles sont données par :

$$\omega_1, \omega_2 = \frac{1}{2(1-\gamma)} \left[(\omega_s^2 + \omega_b^2) \pm \sqrt{(\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 - 4(1-\gamma)(\omega_s^2\omega_b^2)} \right] \quad (12)$$

On peut écrire :

$$\sqrt{(\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 - 4(1-\gamma)(\omega_s^2\omega_b^2)} = (\omega_s^2 - \omega_b^2) \sqrt{1 + 4\gamma \frac{(\omega_s^2\omega_b^2)}{(\omega_s^2 - \omega_b^2)^2}} \quad (13)$$

Le développement du terme de droite de l'équation (13) donne :

$$\sqrt{(\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 - 4(1-\gamma)(\omega_s^2 \omega_b^2)} \approx (\omega_s^2 - \omega_b^2) \left(1 + 2\gamma \frac{(\omega_s^2 \omega_b^2)}{(\omega_s^2 - \omega_b^2)^2} \right) \quad (14)$$

En remplaçant l'équation (14) dans l'équation (12), on obtient l'expression des deux fréquences naturelles du système :

$$\begin{aligned} \omega_1^2 &= \frac{\omega_b^2}{(1-\gamma)} \left[1 - \frac{\gamma \omega_s^2}{(\omega_s^2 - \omega_b^2)} \right] \\ \omega_2^2 &= \frac{\omega_s^2}{(1-\gamma)} \left[1 + \frac{\gamma \omega_b^2}{(\omega_s^2 - \omega_b^2)} \right] \end{aligned} \quad (15)$$

Mais comme $\omega_s \gg \omega_b$, on peut écrire l'équation (15) comme suit :

$$\begin{aligned} \omega_1 &= \omega_b \sqrt{1 - \gamma \varepsilon} \approx \omega_b \\ \omega_2 &= \frac{\omega_s}{\sqrt{1-\gamma}} \sqrt{1 + \frac{\gamma \omega_b^2}{\omega_s^2}} \approx \frac{\omega_s}{\sqrt{1-\gamma}} \end{aligned} \quad (16)$$

Le 1^{er} mode propre $\{A^{(1)}\}$ est donné par :

$$\begin{bmatrix} k_b - \omega^2 M & -\omega^2 m_s \\ -\omega^2 m_s & k_b - \omega^2 M \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_1^{(1)} \\ A_2^{(1)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (17)$$

d'où :

$$\omega_b^2 m_s A_1^{(1)} + (k_s - \omega_b^2 m_s) A_2^{(1)} = 0 \quad (18)$$

En posant $A_1^{(1)} = 1$

$$A_2^{(1)} = \frac{\omega_b^2 m_s}{k_s - \omega_b^2 m_s} = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2 - \omega_b^2} = \frac{1}{\left(\frac{1}{\varepsilon} - 1 \right)} = \frac{\varepsilon}{1 - \varepsilon} \approx \varepsilon \quad (19)$$

$$\{A^{(1)}\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix} \quad (20)$$

Dans la forme du premier mode, la partie isolée de la structure est presque rigide, considérant que ε est petit par rapport à 1 et encore plus petit par rapport à la hauteur de la structure isolée.

De manière analogue, le 2^{ème} mode est donné par $\{A^{(2)}\}$

$$\begin{bmatrix} k_b - \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} M & -\frac{\omega_s^2}{1-\gamma} m_s \\ -\frac{\omega_s^2}{1-\gamma} m_s & k_s - \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} M \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_1^{(2)} \\ A_2^{(2)} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (21)$$

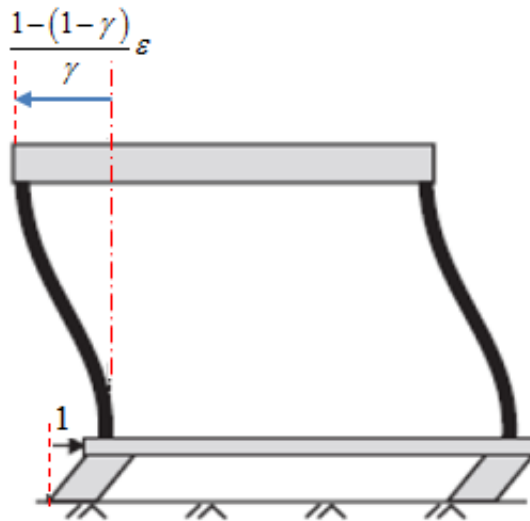
On obtient donc :

$$\left(k_b - \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} M \right) A_1^{(2)} - \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} m_s A_2^{(2)} = 0 \quad (22)$$

En posant $A_1^{(2)} = 1$, on a :

$$A_2^{(2)} = \frac{k_b - \frac{\omega_s^2}{1-\gamma} M}{\frac{\omega_s^2}{1-\gamma} m} = \frac{1 - (1-\gamma)\varepsilon}{\gamma} \quad (23)$$

$$\{A^{(2)}\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ \frac{1 - (1-\gamma)\varepsilon}{\gamma} \end{Bmatrix} \quad (24)$$



Dans la forme du second mode, on peut observer que les deux masses, m_s et m_b , vibrent presque librement autour du centre de masse du système structurel. Cette forme de vibration implique qu'un cisaillement de nase négligeable est développé en raison de la forte accélération dans le second mode.

Les déplacements relatifs $u_b(t)$ et $u_s(t)$ sont déterminés en utilisant la méthode de superposition modale en termes de $A^{(1)}$ et $A^{(2)}$, tel que:

$$u_b(t) = x_1(t)A_1^{(1)} + x_2(t)A_1^{(2)} \quad (25)$$

et

$$u_s(t) = x_1(t)A_2^{(1)} + x_2(t)A_2^{(2)} \quad (26)$$

Dans cette formulation, l'amortissement dans le système structurel est supposé être suffisamment faible pour conserver l'orthogonalité des modes propres l'un par rapport à l'autre et par rapport au mouvement du sol. Les réponses modales $x_1(t)$ et $x_2(t)$ satisfont les équations de mouvement suivantes :

$$M_1\ddot{x}_1 + C_1\dot{x}_1 + K_1x_1 = F_1(t) \quad (27)$$

$$M_2\ddot{x}_2 + C_2\dot{x}_2 + K_2x_2 = F_2(t) \quad (28)$$

Avec :

$$\begin{aligned} M_1 &= \{A^{(1)}\}^T [M] \{A^{(1)}\} & M_2 &= \{A^{(2)}\}^T [M] \{A^{(2)}\} \\ C_1 &= \{A^{(1)}\}^T [C] \{A^{(1)}\} & C_2 &= \{A^{(2)}\}^T [C] \{A^{(2)}\} \\ K_1 &= \{A^{(1)}\}^T [K] \{A^{(1)}\} & K_2 &= \{A^{(2)}\}^T [K] \{A^{(2)}\} \\ F_1 &= -\{A^{(1)}\}^T [M] \{r\} \ddot{x}_g & F_2 &= -\{A^{(2)}\}^T [M] \{r\} \ddot{x}_g \end{aligned} \quad (29)$$

On peut écrire les équations (27) et (28) comme suit :

$$\ddot{x}_1 + 2\xi_1\omega_1\dot{x}_1 + \omega_1^2x_1 = -L_1\ddot{x}_g \quad (30)$$

$$\ddot{x}_2 + 2\xi_2\omega_2\dot{x}_2 + \omega_2^2x_2 = -L_2\ddot{x}_g \quad (31)$$

Où ξ_1 et ξ_2 sont les pourcentages d'amortissement modal. L_1 et L_2 sont les facteurs de participation modale ; ces paramètres sont déterminées en utilisant les masses modales M_1 et M_2 . Ils sont donnés par les expressions suivantes :

$$\begin{aligned} \xi_1 &= \frac{C_1}{2\omega_1 M_1} & \xi_2 &= \frac{C_2}{2\omega_2 M_2} \\ L_1 &= \frac{-\{A^{(1)}\}^T [M] \{r\}}{M_1} & L_2 &= \frac{-\{A^{(2)}\}^T [M] \{r\}}{M_2} \end{aligned} \quad (32)$$

Le calcul de L_1 implique les opérations matricielles suivantes :

$$L_1 = \frac{\begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} M & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}}{\begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} M & m_s \\ m_s & m_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix}} = \frac{M + m_s \varepsilon}{M + 2m_s \varepsilon + m_s \varepsilon^2} \quad (33)$$

En négligeant le terme en ε^2 , on obtient :

$$L_1 = 1 - \frac{m_s \varepsilon}{M + 2m_s \varepsilon} = 1 - \frac{m_s \varepsilon}{\left(\frac{1}{\gamma}\right) + 2\varepsilon} = 1 - \frac{\gamma \varepsilon}{1 + 2\gamma \varepsilon} \approx 1 - \gamma \varepsilon \quad (34)$$

La masse modale M_1^* du 1^{er} mode est donnée par :

$$M_1^* = L_1^2 M_1 = (1 - \gamma \varepsilon)^2 (M + 2m_s \varepsilon + m_s \varepsilon^2) \approx M (1 - \gamma \varepsilon (1 - 3\gamma))^2 \approx M \quad (35)$$

En élaborant les mêmes calculs pour le 2^{ème} mode, on trouve :

$$L_2 = \gamma \varepsilon \quad (36)$$

et

$$M_2^* = M \frac{(1 - \gamma) [1 - 2\varepsilon (1 - \gamma)]}{\gamma} \quad (37)$$

Les deux facteurs de participation définissent l'efficacité du système d'isolation sismique. Si les deux fréquences du système ω_s et ω_b sont séparées, ce qui implique que $\omega_s \gg \omega_b$, alors L_2 est négligeable et la déformation structurelle correspondante dans le second mode est également

négligeable. La structure isolée est alors effectivement retirée de la plage d'excitation du séisme d'entrée lorsque la fréquence du second mode passe à une valeur supérieure à la fréquence de la structure non isolée d'origine.

En outre, puisque le facteur de participation pour le second mode est très petit, ce deuxième mode est presque orthogonal au séisme d'entrée. Le chargement généralisé dans le second mode (éq.30) est donné par :

$$F_2(t) = -\{A^{(2)}\}^T [m_s] \{r\} \ddot{x}_g(t) \quad (38)$$

Où $\{r\}^T = \{1 \ 0\}$. En rappelant l'équation (20), on observe que :

$$\{r\} \approx \{A^{(1)}\} \quad (39)$$

De la propriété d'orthogonalités des modes propres on a :

$$\{A^{(2)}\}^T [M] \{A^{(1)}\} = 0 \approx \{A^{(2)}\}^T [M] \{r\} \quad (40)$$

Alors,

$$F_2(t) = 0 \quad (41)$$

À partir de l'équation (32), nous pouvons écrire :

$$\xi_1 = \frac{\{A^{(1)}\}^T [c] \{A^{(1)}\}}{2\omega_1 M_1} = \frac{\begin{Bmatrix} 1 \\ \eta \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ \eta \end{Bmatrix}}{2\omega_1 (M + 2m_s \varepsilon + m \varepsilon^2)} = \frac{c_b + c_s \varepsilon^2}{2\omega_b \sqrt{1 - \gamma \varepsilon} (M + 2m_s \varepsilon + m_s \varepsilon^2)} \quad (42)$$

En négligeant le terme en ε^2 , on obtient :

$$\xi_1 = \frac{\xi_b (1 - 2\gamma \varepsilon)}{\sqrt{1 - \gamma \varepsilon}} \approx \xi_b \left(1 - \frac{3}{2} \gamma \varepsilon\right) \quad (43)$$

À partir de l'équation (32), on peut écrire de manière analogue :

$$\xi_1 = \frac{\{A^{(2)}\}^T [c] \{A^{(2)}\}}{2\omega_2 M_2} = \frac{\begin{Bmatrix} 1 \\ (1-\gamma)\varepsilon-1 \\ \gamma \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ (1-\gamma)\varepsilon-1 \\ \gamma \end{Bmatrix}}{2\omega_s \sqrt{1-\gamma} M \frac{(1-\gamma)[1-2\varepsilon(1-\gamma)]}{\gamma}} \quad (44)$$

Après simplification, on trouve :

$$\xi_2 \approx \frac{\xi_s}{\sqrt{1-\gamma}} + \frac{\gamma \xi_b \sqrt{\varepsilon}}{\sqrt{1-\gamma}} \quad (45)$$

Connaissant L_1 , L_2 , ξ_1 et ξ_2 , on peut déterminer la réponse de la structure avec isolation à la base sous une accélération du sol \ddot{x}_g . En premier lieu, nous pouvons obtenir les réponses modales x_1 et x_2 à partir de l'intégrale de Duhamel :

$$x_1(t) = \frac{-L_1}{\omega_1} \int_0^t \ddot{x}_g(t-\tau) e^{-\xi_1 \omega_1 \tau} \sin \omega_1(t-\tau) d\tau \quad (46)$$

$$x_2(t) = \frac{-L_2}{\omega_2} \int_0^t \ddot{x}_g(t-\tau) e^{-\xi_2 \omega_2 \tau} \sin \omega_2(t-\tau) d\tau \quad (47)$$

Les valeurs max de x_1 et x_2 sont données par :

$$|x_1(t)|_{\max} = L_1 S_D(\omega_1, \xi_1) \quad (48)$$

$$|x_2(t)|_{\max} = L_2 S_D(\omega_2, \xi_2) \quad (49)$$

$S_D(\omega_i, \xi_i)$ est le spectre de réponse de déplacement relatif.

Pour déterminer les valeurs max des déplacements relatifs u_b et u_s , on utilise la combinaison SRSS (*Square Root of the Sum of Squares*) étant donné que les fréquences naturelles sont bien séparées.

$$|u_b(t)|_{\max} = \sqrt{\left(A_1^{(1)} |x_1(t)|_{\max}\right)^2 + \left(A_1^{(2)} |x_2(t)|_{\max}\right)^2} \quad (50)$$

$$|u_s(t)|_{\max} = \sqrt{\left(A_2^{(1)} |x_1(t)|_{\max}\right)^2 + \left(A_2^{(2)} |x_2(t)|_{\max}\right)^2} \quad (51)$$

En substituant dans les équations (50 et 51), les résultats obtenus des équations (20, 24, 34, 36, 48 et 49), et en mettant :

$$A_1^{(1)} = 1, \quad A_2^{(1)} = \varepsilon, \quad A_1^{(2)} = 1, \quad A_2^{(2)} = \frac{(1-\gamma)\varepsilon-1}{\gamma}, \quad \alpha_1 = 1-\gamma\varepsilon \quad \text{et} \quad \alpha_2 = \gamma\varepsilon$$

On obtient :

$$|u_b(t)|_{\max} = \sqrt{(1-\gamma\varepsilon)^2 [S_D(\omega_1, \xi_1)]^2 + \gamma^2 \varepsilon^2 [S_D(\omega_2, \xi_2)]^2} \quad (52)$$

$$\begin{aligned} |u_s(t)|_{\max} &= \sqrt{\varepsilon^2 (1-\gamma\varepsilon)^2 [S_D(\omega_1, \xi_1)]^2 + \gamma^2 \varepsilon^2 \frac{1}{\gamma^2} [(1-\gamma)\varepsilon-1]^2 [S_D(\omega_2, \xi_2)]^2} \\ &= \varepsilon \sqrt{(1-\gamma\varepsilon)^2 [S_D(\omega_1, \xi_1)]^2 + [(1-\gamma)\varepsilon-1]^2 [S_D(\omega_2, \xi_2)]^2} \end{aligned} \quad (53)$$

Pour le spectre sismique où le déplacement sous hautes fréquences (celui correspondant à ω_2) est plus petit devant le déplacement sous basses fréquences (correspondant à ω_1), les expressions (53) et (54) peut être simplifiées comme suit :

$$|u_b(t)|_{\max} \approx (1-\gamma\varepsilon) [S_D(\omega_1, \xi_1)] \quad (54)$$

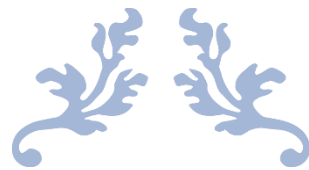
$$|u_s(t)|_{\max} \approx \varepsilon \sqrt{[S_D(\omega_1, \xi_1)]^2 + [S_D(\omega_2, \xi_2)]^2} \quad (55)$$

3.5 Conclusion :

En conclusion, nous présentons dans ce chapitre une classification et une cotation des différents systèmes de contrôle des vibrations pour les structures de génie civil. Les systèmes passifs, actifs et semi-actifs sont abordés, avec une attention particulière portée sur les critères de sélection de ces derniers. Ces choix sont effectués en tenant compte des objectifs spécifiques de chaque projet et du coût associé à chaque solution. Le système passif, bien que moins onéreux, présente une efficacité optimale jusqu'à une limite de performance prédéterminée, laquelle peut être accrue par

l'incorporation d'un système actif. Cependant, ce dernier nécessite une source d'énergie pour fonctionner.

Les recherches menées révèlent le rôle crucial des systèmes de contrôle avancés des vibrations, tels que les TMD, les TLCD et les amortisseurs hybrides, dans l'optimisation de la stabilité et de la longévité des éoliennes confrontées à des charges dynamiques. Les conclusions de l'étude mettent en exergue l'efficacité des solutions adaptatives et optimisées, notamment pour les éoliennes de grande taille et les éoliennes offshore. Les recherches futures devraient se concentrer sur des conceptions rentables et évolutives afin de répondre à la demande croissante d'infrastructures d'énergie renouvelable résistantes.



CHAPITRE 4 :

Analyse numérique de l'effets de
l'interaction sol-structure sur le
comportement des éoliennes.



Chapitre 4 : Analyse numérique de l'Effets de l'interaction sol-structure sur le comportement des éoliennes

4.1 Introduction

L'énergie éolienne joue un rôle clé dans la transition énergétique mondiale, avec une croissance rapide des installations terrestre et offshore. Cependant, de nombreuses régions propices à ce type d'énergie, comme l'Algérie, l'Inde, la Chine et les États-Unis, sont également exposées à une activité sismique significative. Cette dualité soulève des défis majeurs pour la conception des fondations des éoliennes, où l'interaction sol-structure (ISS) influence directement leur réponse dynamique aux charges sismiques.

Bien que les normes existantes (IEC 61400, DNV GL, etc.) fournissent des lignes directrices pour les charges environnementales (vent, vagues), les effets sismiques sont souvent sous-estimés, en particulier pour les turbines offshore. Des études récentes (De Risi, Bhattacharya et al. 2018, Bhattacharya, De Risi et al. 2021) ont mis en évidence l'importance de modéliser précisément la SSI pour éviter des risques tels que la liquéfaction des sols ou la résonance structurelle.

Ce chapitre présente une analyse numérique approfondie des éoliennes soumises à des excitations sismiques, en intégrant des paramètres critiques tels que les propriétés du sol (argile raide, sable lâche ou dense) et leur impact sur la dissipation d'énergie.

4.2 Etude antérieure expérimentale et numérique sur l'effet de ISS sur le comportement des éoliennes:

Kun Lin et al. (2024) ont mené une étude expérimentale et numérique sur la performance sismique des éoliennes offshore (OWT) soutenues par un monopieu sous une charge combinée de vent et de tremblement de terre, en tenant compte de l'interaction sol-structure (ISS). À l'aide d'une modélisation non linéaire par éléments finis, ils ont constaté que les charges de vent et de vagues amplifient les déplacements sismiques jusqu'à 30 % et les moments de flexion de 15 à 20 % par rapport aux conditions sismiques seules, les sols mous exacerbant les rotations des pieux et les déplacements résiduels. L'étude a également identifié des risques de résonance lorsque les fréquences sismiques correspondent aux fréquences naturelles de l'OWT et a révélé

une réduction de 40 % de la durée de vie en fatigue sous des charges combinées. Les auteurs recommandent de mettre à jour les codes de conception afin d'inclure des cas de charge intégrés et d'optimiser les dimensions des monopieux pour les régions sismiques, ce qui fournit des informations essentielles pour garantir la sécurité de l'OWT dans les régions sujettes aux tremblements de terre.

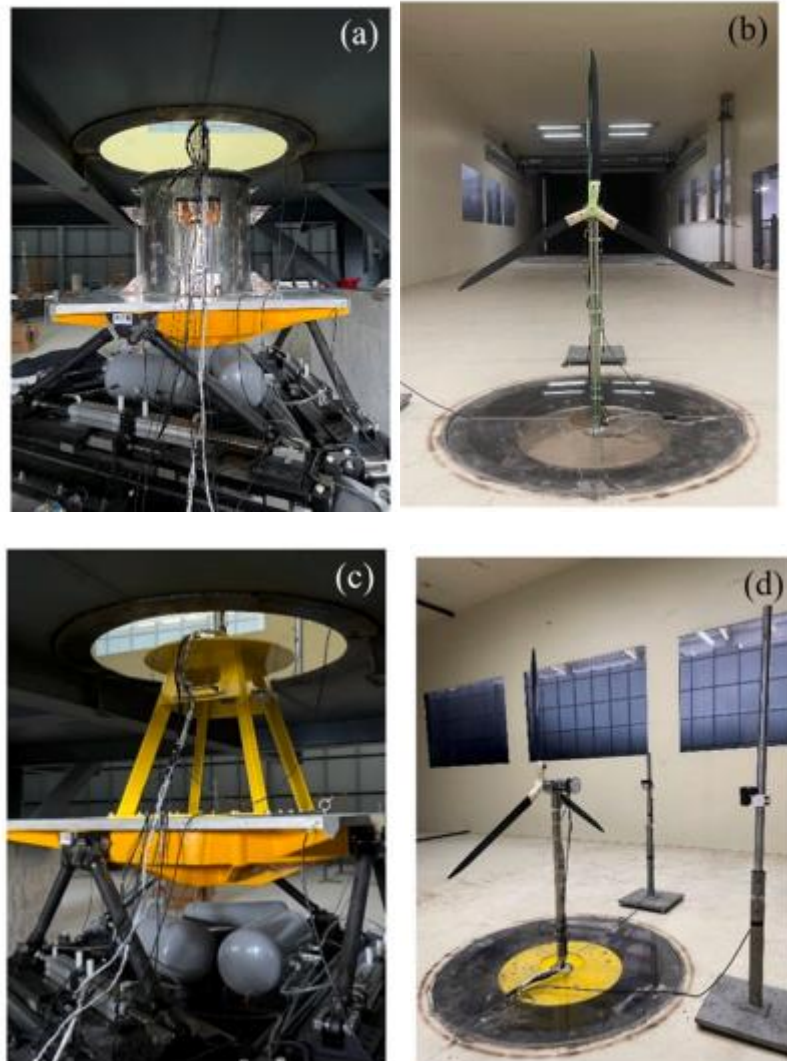


Figure 4. 1. Éolienne avec fondation SSI ou fondation rigide. (a) Fondation SSI ; (b) éolienne avec fondation SSI dans la soufflerie ; (c) fondation rigide ; (d) éolienne avec fondation rigide dans la soufflerie.

En ce qui concerne les essais effectués par (Zheng, Li et al. 2015) , ils ont développé un modèle à l'échelle 1/30 (Fig. 4.2) basé sur la MOWT 5 MW du National Renewable Energy Laboratory (NREL)(Jonkman, Butterfield et al. 2009).



Figure 4. 2. Modèle expérimental et configuration utilisés par (Zheng, Li et al. 2015).

Pour étudier les effets conjoints de forts tremblements de terre et d'états de mer modérés sur la réponse structurelle de la MOWT. Les résultats ont indiqué que le fait de négliger les effets des vagues dans les analyses sismiques entraînerait une sous-estimation de la réponse structurelle.

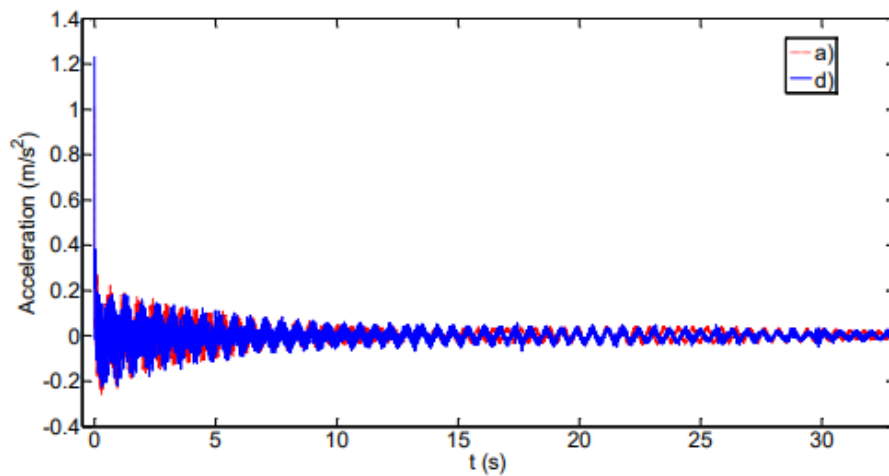


Figure 4. 3. Décroissance de l'accélération de la nacelle en vibration libre a) initiale : canal sec et d) après endommagement par la vague el centro : canal sec.

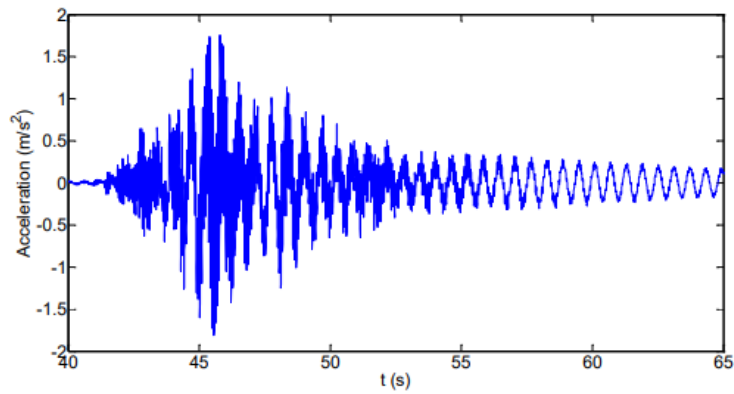


Figure 4. 4. Accélération avant-arrière de la nacelle excitée par une onde chichi modifiée (300% de charge).

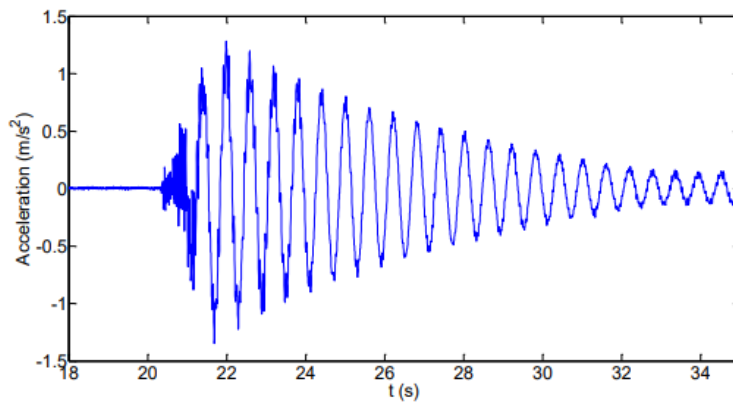


Figure 4. 5. Accélération avant-arrière de la nacelle excitée par l'onde el centro modifiée (46,7% de charge).

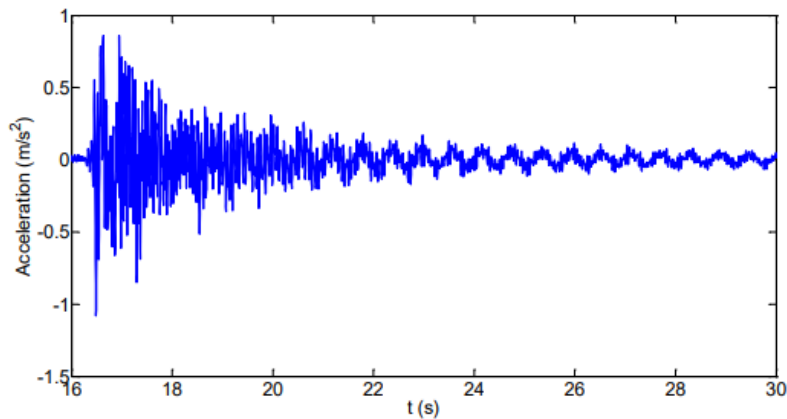


Figure 4. 6. Accélération avant-arrière de la nacelle excitée par la vague de Tianjin modifiée (chargée à 200%).

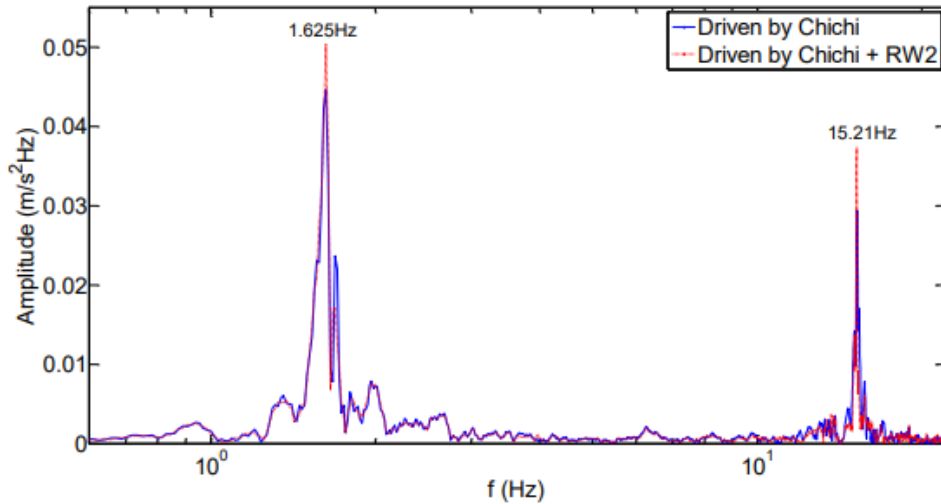


Figure 4. 7. Spectres d'amplitude moyenne de l'accélération avant-arrière de la nacelle : chichi (300%) vs chichi (300%) +RW2.

Meng et al (Meng, Dai et al. 2020) ont construit un modèle à l'échelle 1/100 basé sur une éolienne Nordex S70 de 1,5 MW en tant que prototype, comme le montre la figure 4.8. La réponse couplée de l'éolienne sous des charges de vent et de tremblement de terre a été étudiée en combinant un essai sur table vibrante et une simulation numérique dans FAST.

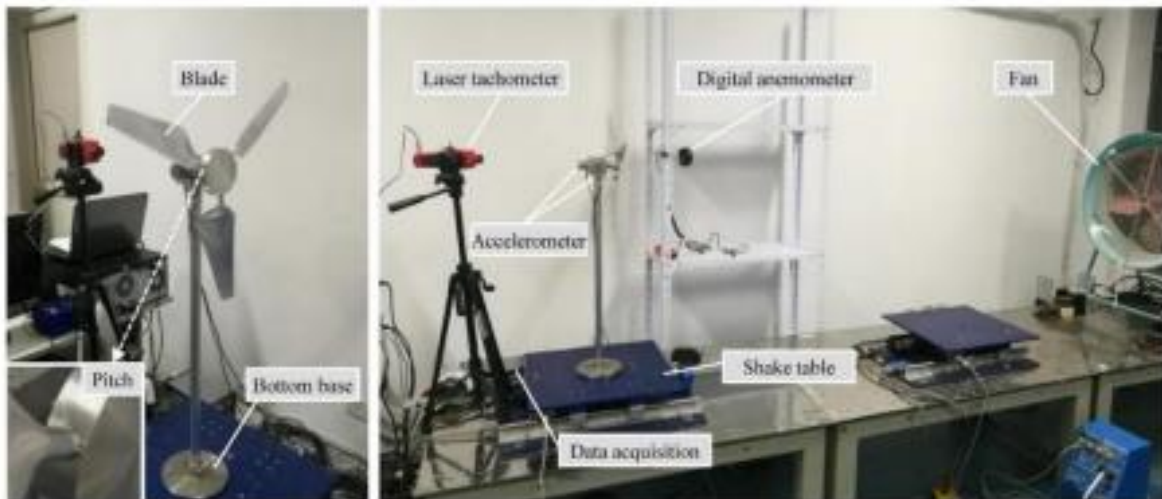


Figure 4. 8. Modèle d'éolienne et installation expérimentale utilisés par(Meng, Dai et al. 2020).

L'interaction entre la réponse dynamique structurelle et l'aérodynamique de l'éolienne a été considérée de manière quasi constante. Les résultats ont démontré que l'interaction des charges éoliennes et sismiques peut entraîner une réduction de la réponse globale de la tour par rapport aux charges sismiques seules.

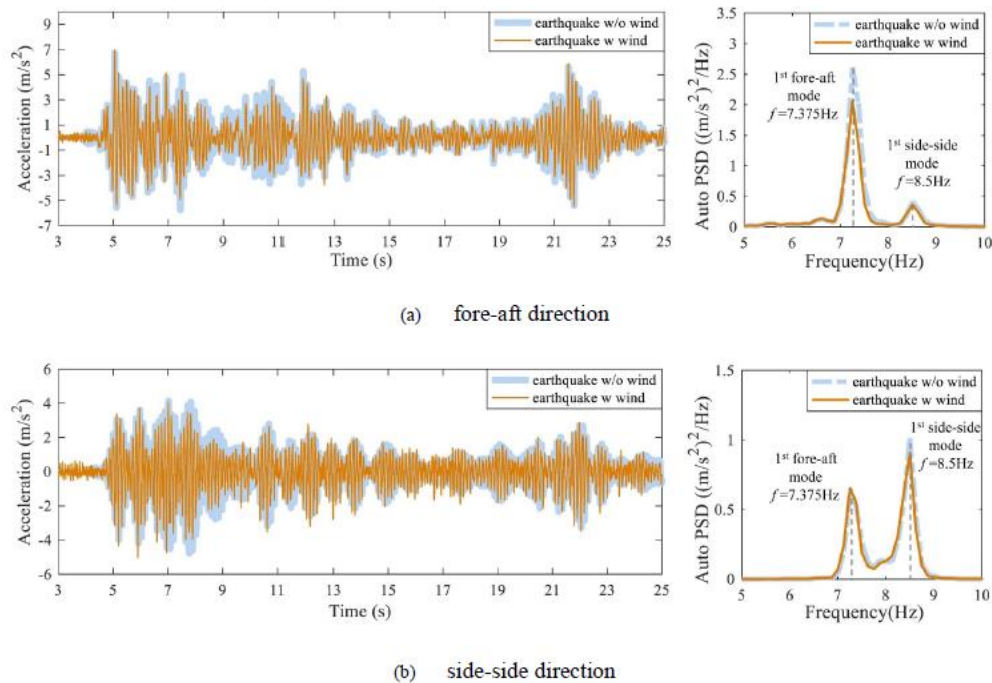


Figure 4. 9. Réponses à l'accélération du sommet de la tour sous excitation sismique avec/sans charges éoliennes dans les domaines du temps et de la fréquence.

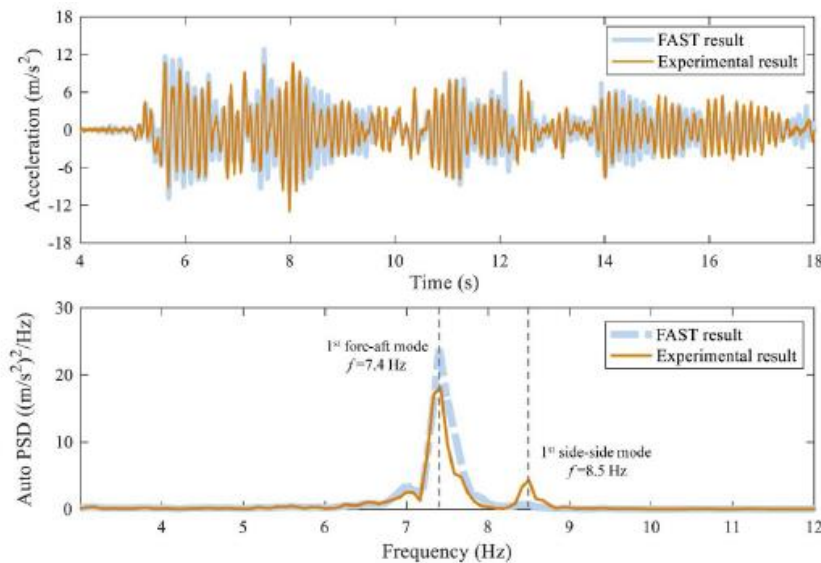


Figure 4. 10. Comparaison de l'accélération du sommet de la tour dans la direction avant-arrière obtenue dans la simulation FAST et dans l'expérience.

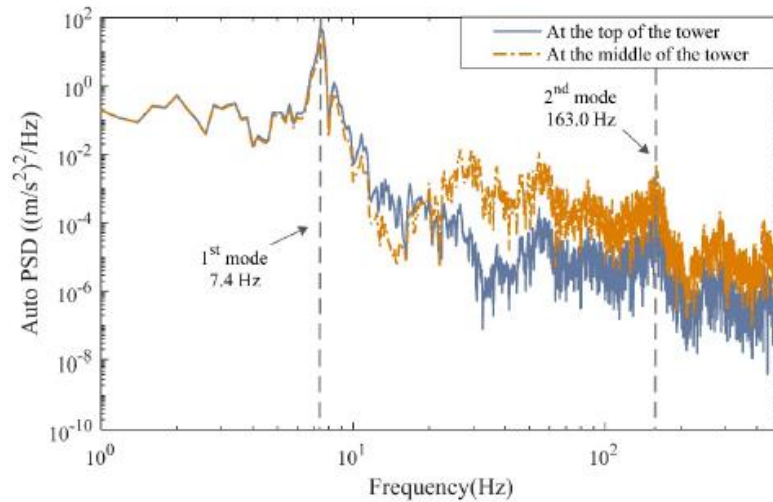


Figure 4. 11. Comparison of the acceleration recorded at the tower top and at the middle of the tower, both in the fore-aft direction.

(James and Haldar 2022) ont développé un modèle d'éléments finis 3D d'une tour sol-pieu-enveloppe (Fig. 4.12) en utilisant ABAQUS pour effectuer une analyse de vulnérabilité sismique d'une OWT enveloppée de 10 MW en tenant compte des mouvements multidirectionnels du sol. Pour étudier le comportement sismique des éoliennes de 10 MW avec trois structures de support différentes.

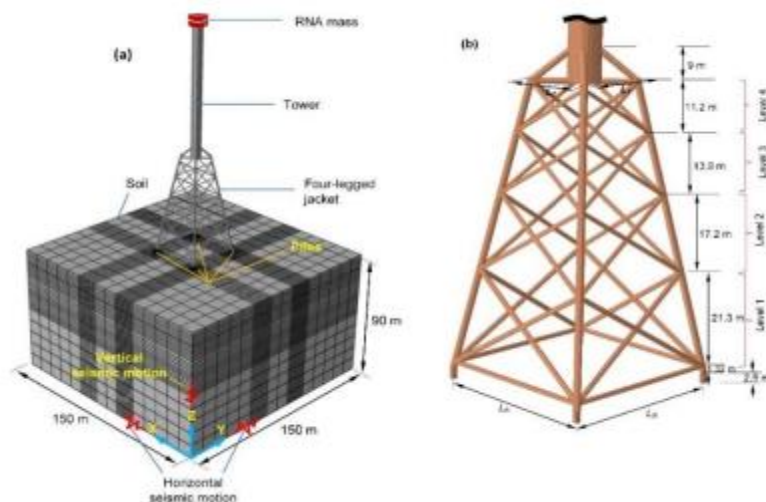


Figure 4. 12. Le modèle à éléments finis de l'OWT jacket construit par (James and Haldar 2022).

(Yan, Yang et al. 2022) ont effectué une analyse sismique des éoliennes offshore avec ANSYS. La charge sismique agissant sur les pieux a été prédite grâce au déplacement du mouvement du sol et à la rigidité des ressorts utilisés pour modéliser les effets SSI. La poussée du rotor agissant sur le moyeu a également été prédite à l'aide de FAST, tandis que l'équation de Morison dans AQWA a été utilisée pour calculer les charges de vagues et de courant. Les charges de vent et de vagues ont été introduites dans ANSYS via une bibliothèque de liens dynamiques (DLL) en tant que charges externes à combiner avec les charges sismiques. Les résultats ont montré que les pieux de l'OWT à jacket et à tripode, de petit diamètre et d'épaisseur de paroi fine, sont plus sensibles aux tremblements de terre que ceux de la MOWT. Il convient de noter que les tremblements de terre ayant une période de longueur différente ou une distance épacentrale différente ont des influences différentes sur la réponse structurelle et les modes d'endommagement des éoliennes.

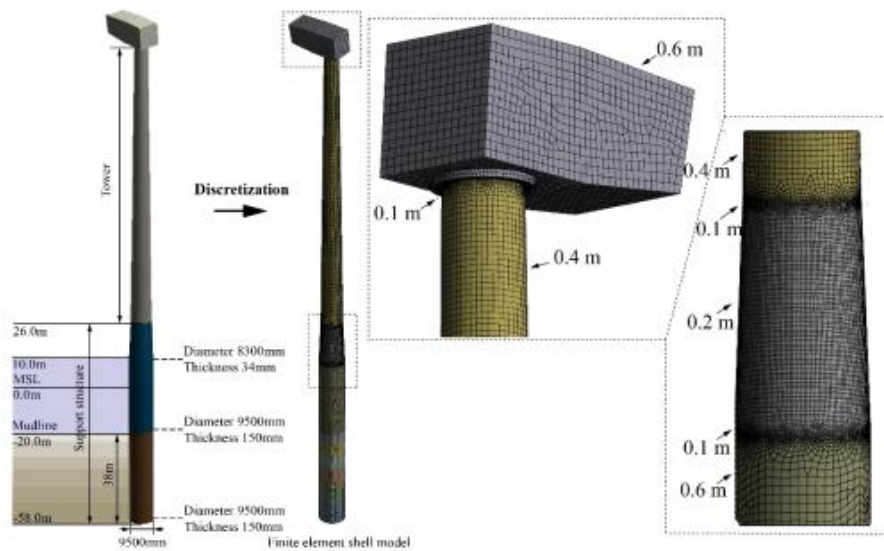


Figure 4. 13. Modèle discret et propriétés mécaniques du monopieu de 10 MW (Yan, Yang et al. 2022).

(Zhao, Dai et al. 2019) ont développé un modèle FE détaillé d'une éolienne terrestre de 1,5 MW (Fig. 4.14), en simplifiant la nacelle et les pales comme deux masses couplées en mouvement, afin de comparer les performances de la structure sous l'effet du vent et des mouvements du sol à courte/période/longue période.

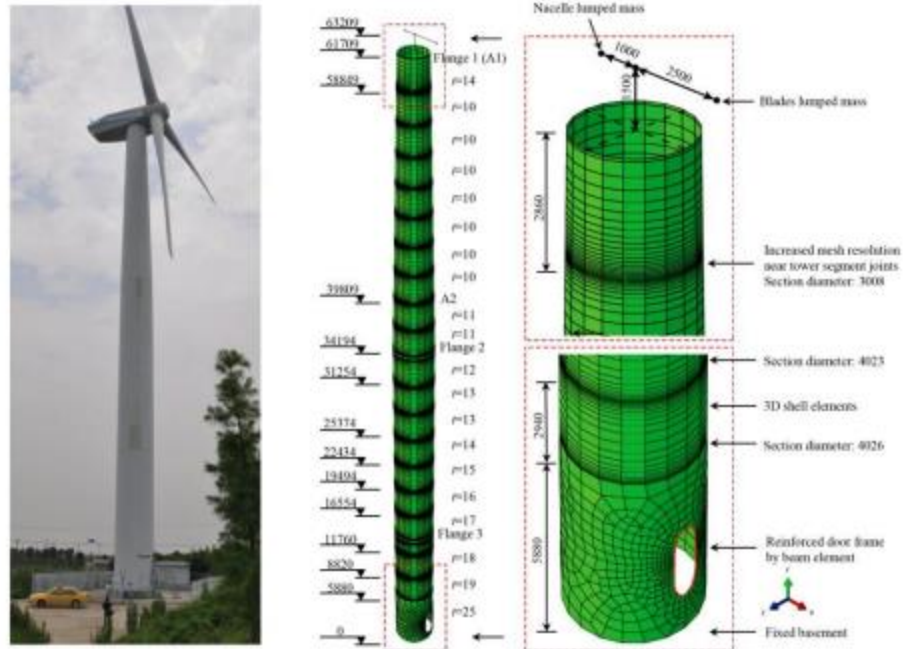


Figure 4. 14. Éolienne terrestre atypique de 1,5 MW étudiée par (Zhao, Dai et al. 2019).

Les résultats ont montré que les mouvements du sol à longue période ont tendance à entraîner des réponses structurales plus importantes, tandis que les tremblements de terre à courte période entraînent des modes d'endommagement fragiles.

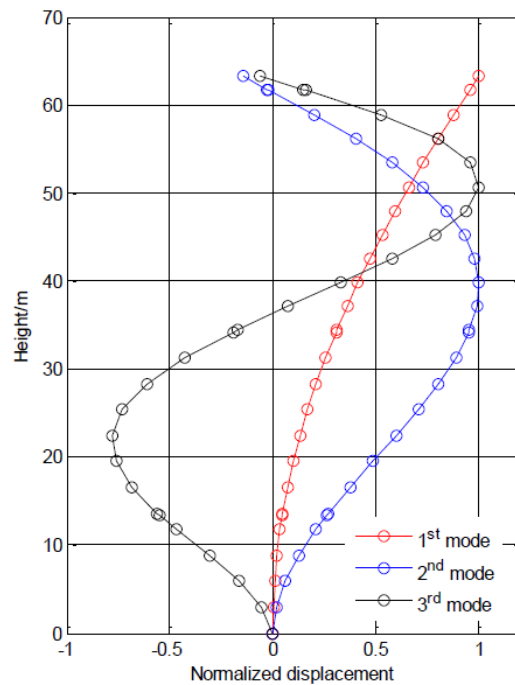


Figure 4. 15. Mode propre du modèle de la tour WT dans la direction X

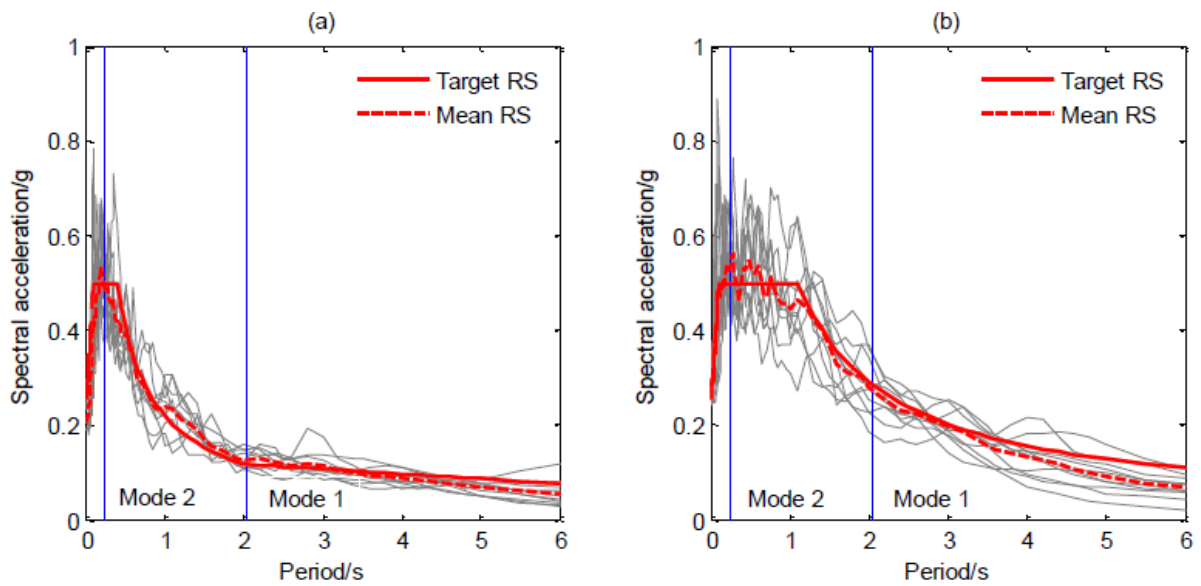


Figure 4.16 . Spectres de réponse à l'accélération du mouvement du sol et deux premières périodes de vibration de la structure : a) enregistrement ST, $T_g=0,4s$; b) enregistrements LT, $T_g=1,1s$

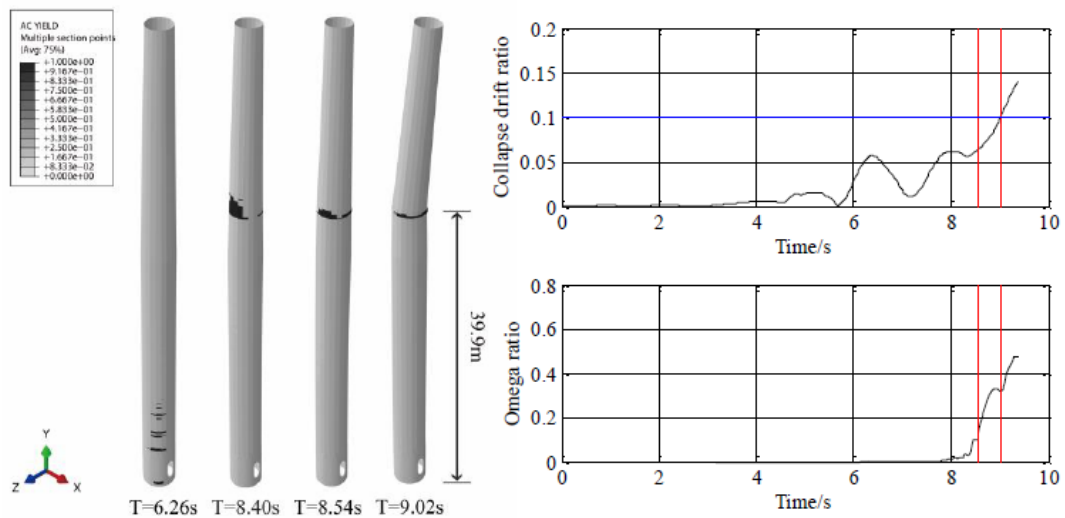


Figure 4.17. Mode de défaillance lors d'un mouvement de terrain de 2g No.3 ST.

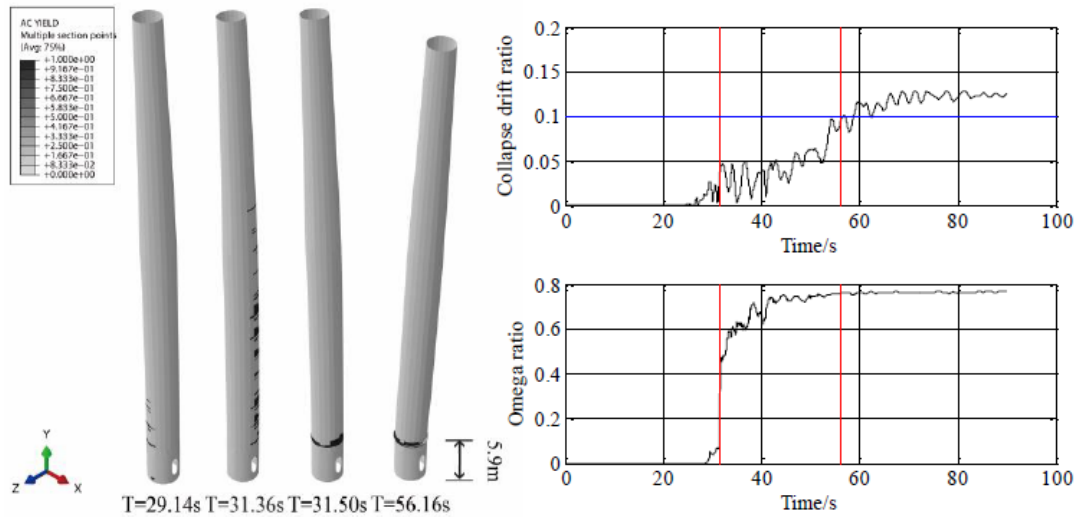


Figure 4. 18. Failure mode under 3g No8 ST ground motion.

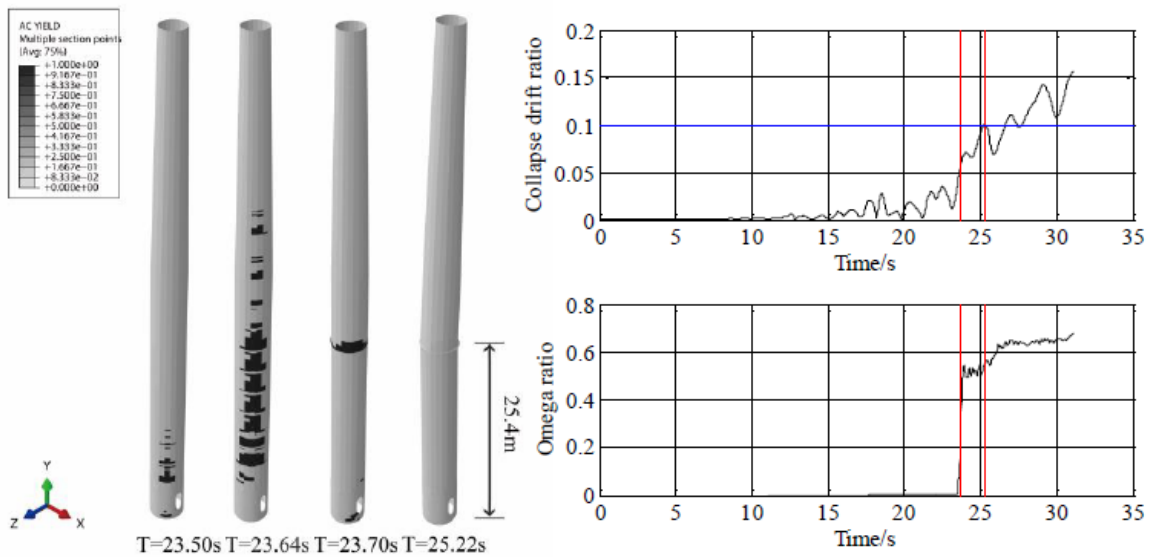


Figure 4. 19. Le mode de défaillance sous un mouvement de terrain de 3g No.19 LT.

Par ailleurs, comparés aux mouvements du sol en champ lointain, les mouvements du sol en champ proche sont plus riches en composantes de basse fréquence, ce qui peut stimuler une réponse plus importante des structures de soutien (Chen and Wang 2020). Afin d'étudier les influences des tremblements de terre pulsés en champ proche sur la sensibilité aux défauts et le mode d'effondrement des éoliennes, (Xu, Ren et al. 2021) ont établi des modèles d'éléments finis de l'éolienne terrestre de 1,5 MW avec et sans imperfection initiale dans ABAQUS, sans tenir compte de l'effet SSI. Les résultats ont montré que la réponse dynamique des éoliennes

sous l'effet de tremblements de terre pulsés dans le champ proche est significativement plus importante que celle sans effets d'impulsion de vitesse.

(Bozyigit, Bozyigit et al. 2025) ont étudié la performance sismique d'une éolienne offshore de 15 MW (OWT) soutenue par un monopieu de grand diamètre dans différentes conditions d'affouillement. Étant donné la complexité et le coût de calcul des modèles d'éléments finis 3D entièrement couplés pour l'analyse sismique, l'étude propose une méthode efficace de rigidité dynamique (DSM) combinée à une superposition modale pour évaluer le comportement dynamique des OWT soutenues par un monopieu. Le modèle idéalise l'ensemble rotor-nacelle (RNA) comme une masse forfaitaire, représente la tour et le monopieu comme des poutres-colonnes de Timoshenko, et incorpore l'interaction sol-structure (ISS) en utilisant l'approche de Winkler avec des hypothèses de sol élastique (figure 4.20). Deux profils de rigidité du sol - constant et variant linéairement - sont évalués. L'étude valide les fréquences naturelles dérivées du modèle DSM par rapport aux données expérimentales et aux documents techniques, en montrant une forte concordance. Les réponses sismiques à différents séismes sont comparées à des simulations par éléments finis, ce qui confirme la fiabilité du modèle. Des analyses paramétriques explorent les effets de la profondeur d'affouillement, de la rigidité du sol et de la fréquence sismique sur les réponses dynamiques clés, telles que l'accélération du sommet de la tour et la contrainte de la ligne de boue. Les résultats indiquent que les réponses sismiques restent limitées pour l'OWT de 15 MW dans le sable dense, ce qui justifie l'hypothèse d'un sol élastique. L'approche proposée, basée sur le DSM, offre un outil de calcul efficace pour les évaluations sismiques préliminaires, aidant à l'évaluation rapide des grands OWT soutenus par des monopieux dans diverses conditions d'affouillement et sismiques.

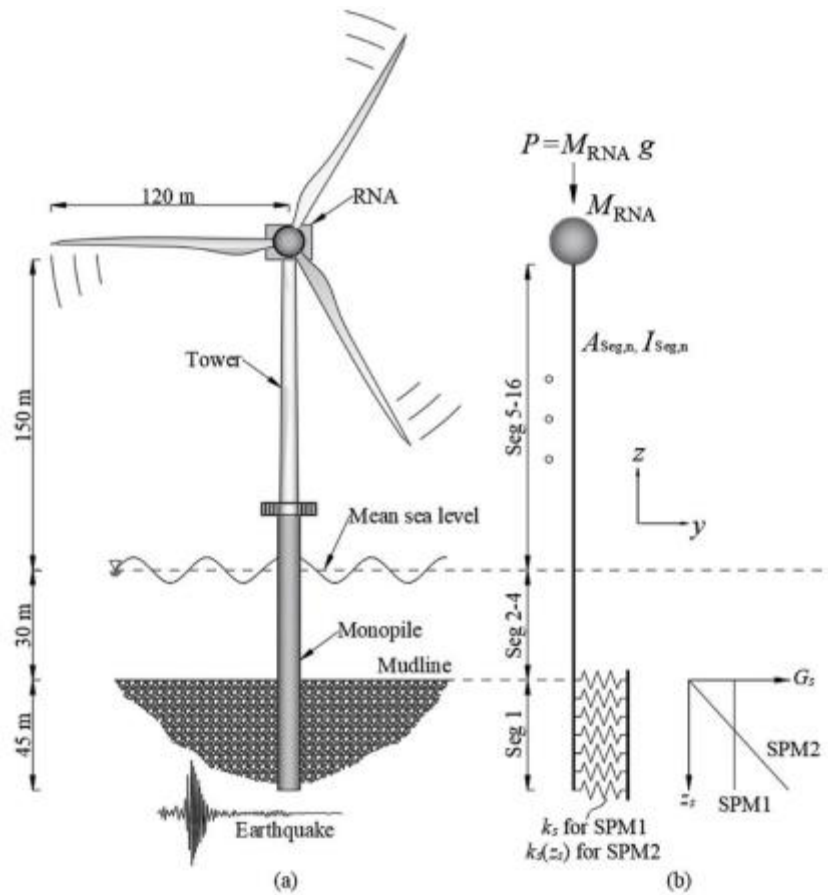


Figure 4. 20. A) Schematic view of reference OWT subjected to earthquake loading (no scour) b) mathematical model.

Wentao He et Akihiro Takahashi (He and Takahashi 2025) ont étudié le comportement sismique des éoliennes offshore (OWT) soutenues par des monopieux, le type de fondation le plus courant dans les eaux peu profondes. Alors que la construction d'éoliennes offshore se développe dans des zones sismiques comme le Japon et la Chine, cette étude aborde les effets de la liquéfaction et des vibrations sur les monopieux, qui n'ont pas fait l'objet de recherches suffisantes, à l'aide d'une modélisation numérique avancée. Les auteurs développent un modèle OpenSees 3D avec la loi constitutive du sol PDMY03, le valident par rapport aux tests de centrifugation pour l'interaction sol-pieu, et analysent le système sous des charges combinées de vent et de tremblement de terre. Les résultats révèlent l'influence critique des modes de vibration supérieurs et de l'interaction sol-structure, démontrant que la liquéfaction dans le sable dense induit un déplacement latéral et une rotation significatifs dans les monopieux. Ce travail souligne la nécessité de prendre en compte les risques sismiques dans la conception des OWT.

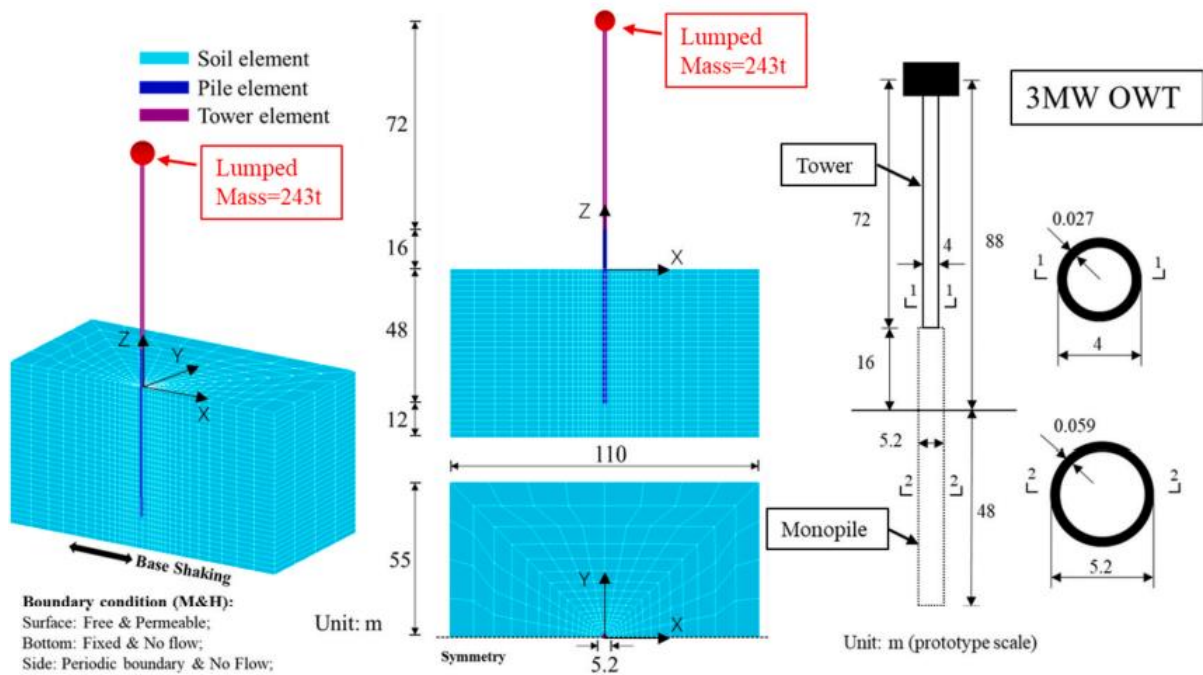


Figure 4. 21. 3D modèle numérique et schéma de principe de l'OWT de 3 Mw avec monopile (He and Takahashi 2025).

(Bozyigit 2021) a étudié une approche analytique pour déterminer la réponse sismique des cadres soutenus par des pieux en utilisant des formes de mode exactes dérivées de la méthode de rigidité dynamique (DSM). L'étude modélise les cadres avec des éléments poutre-colonne Timoshenko, des pieux et des chapeaux de pieux flexibles, en effectuant une analyse de vibration libre pour des conditions de sol, des dimensions de pieux et des tailles de colonnes variables. Les fréquences naturelles calculées par la méthode DSM sont comparées aux résultats de la méthode des éléments finis (FEM) et montrent une forte concordance grâce aux vérifications du critère d'assurance modale (MAC). En utilisant la méthode de Galerkin, la fonction de déplacement généralisée est exprimée comme une combinaison linéaire de formes de mode, ce qui permet l'analyse de la réponse aux tremblements de terre grâce aux termes de masse, de rigidité et de force généralisés qui en découlent. La méthode Runge-Kutta calcule l'évolution temporelle du déplacement du toit et du cisaillement de la base, avec des études paramétriques révélant l'influence des conditions du sol, du diamètre des pieux et des dimensions des colonnes sur la performance sismique. La

validation par rapport aux données expérimentales pour un cadre à un étage et une poutre sur une fondation élastique confirme la précision des fréquences naturelles dérivées de la méthode DSM. Les résultats démontrent que l'approche combinée DSM-Galerkin proposée fournit une solution efficace et fiable pour l'analyse sismique des cadres soutenus par des pieux.

Récemment, la méthode FE est encore largement utilisée pour étudier le comportement sismique des éoliennes, comme le montre le tableau 4.1.

Tableau 4.1. Étude récente d'une analyse dynamique d'une éolienne à l'aide de la méthode FE

Reference	Logiciel	Capacité de l'éolienne	Chargement	ISS
Zhao et al	Abaqus	1.5 MW	Vent, séisme	Non
Xu et al	Abaqus	1.5 MW	Séisme	Non
Mo et al	OpenSees	5 MW	Vent, onde, séisme	Oui
James et al	Abaqus	10MW	Vent, Onde, Courant, Séisme	Oui
Yan et al	ANSYS	10MW	Vent, Onde, Courant, Séisme	Oui
Zhang et al	OpenSees	10MW	Vent, Onde, Séisme	Oui

D'après l'analyse de la littérature présentée et le tableau 4.1, le problème abordé dans cette étude se concentre sur la manière dont les paramètres de conception tels que le diamètre des pieux, le type de sol et l'interaction sol-structure (ISS) influencent la réponse sismique des structures de soutien des éoliennes, dans le but de développer des directives de conception sismique fiables et optimisées pour ces structures dans les zones sismiquement actives. L'objectif de cette étude de recherche réside dans son approche intégrée et détaillée, utilisant des éléments de poutre de Winkler et des éléments non linéaires p-y, t-z et Q-z basés sur les spécifications API pour modéliser avec précision les interactions complexes entre les pieux et le sol environnant.

La nouveauté de cette étude réside dans l'analyse conjointe de l'impact du diamètre et de la longueur des pieux, ainsi que des propriétés spécifiques du sol, sur l'absorption de l'énergie sismique, l'énergie cinétique, l'énergie potentielle et l'amortissement modal de la structure. Ce type d'approche multidimensionnelle permet de mieux comprendre comment ces facteurs interagissent dans un système dynamique complexe. En combinant les effets des propriétés du sol (telles que la rigidité et la densité), les dimensions des pieux et les caractéristiques structurelles, l'étude fournit

une évaluation plus précise et plus réaliste de la performance sismique. En outre, cette étude va au-delà de l'analyse conventionnelle en incorporant des paramètres qui peuvent être modifiés dans la conception de la structure. Elle fournit des outils plus pertinents pour optimiser la conception des structures sous risque sismique, en tenant compte à la fois des caractéristiques du sol et des spécifications géométriques des fondations, maximisant ainsi l'efficacité énergétique et l'amortissement des vibrations. En explorant ces interactions, cette recherche ouvre la voie à des solutions innovantes pour renforcer la résilience sismique des infrastructures.

1.2 Évaluation et de conception sismique des structures de support des éoliennes

Pour analyser les réponses des structures de soutien des éoliennes offshore (OWT) sous l'effet des charges sismiques, il est essentiel de prendre en compte plusieurs facteurs. Il s'agit notamment des conditions géologiques du site du parc éolien, du spectre de réponse sismique et de l'interaction sol-structure (ISS), comme l'illustre la figure 4.22. Cette étude utilise la méthode d'intégration directe de Newmark pour l'analyse par éléments finis de l'évolution temporelle, suivie de l'application de la conception de l'acier API pour déterminer l'épaisseur optimale de l'élément. Le modèle d'éléments finis utilise une poutre sur des éléments de fondation Winkler pour représenter la superstructure et les pieux. Afin de simuler le comportement du sol, des éléments non linéaires p-y, t-z et Q-z ont été incorporés sur la base des spécifications de l'API. Le profil du sol peut comprendre plusieurs couches, chacune ayant des propriétés différentes. Les matrices de rigidité pour les éléments de courbe p-y, t-z et Q-z ont été générées à l'aide du champ de déplacement du pas de temps actuel. Enfin, la méthode de Newton-Raphson a été utilisée pour résoudre l'équation matricielle non linéaire, ce qui nécessite généralement entre deux et cinq itérations pour atteindre la convergence (Ju and Huang 2019).

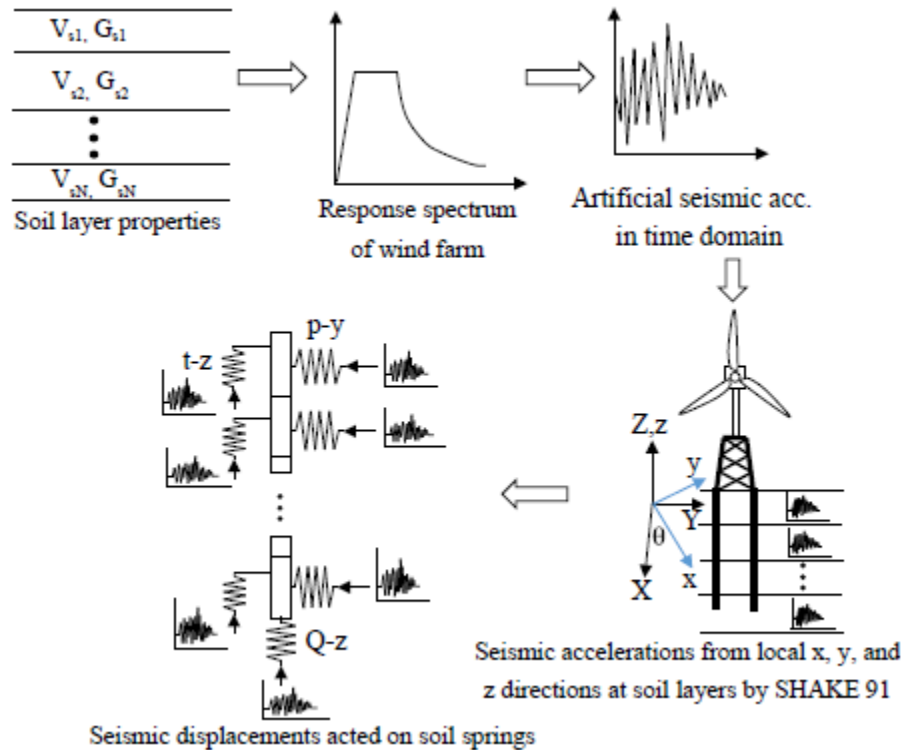


Figure 4. 22 Évaluation sismique et cadre de conception pour les structures de soutien des éoliennes (Ju and Huang 2019).

4.3 Validation du modèle

Le domaine de l'énergie éolienne et le développement d'éoliennes pour la production d'électricité sont relativement récents, mais la structure et la conception des éoliennes ont connu des progrès historiques significatifs (Burton, Jenkins et al. 2011). Cette analyse se concentre sur les éoliennes à axe horizontal (HAWT) de 65 kW qui sont équipées d'un contrôle actif du lacet. L'une de ces éoliennes de 65 kW est fabriquée par Nordtank au Danemark (Prowell 2011) présenté dans la figure 4.23.

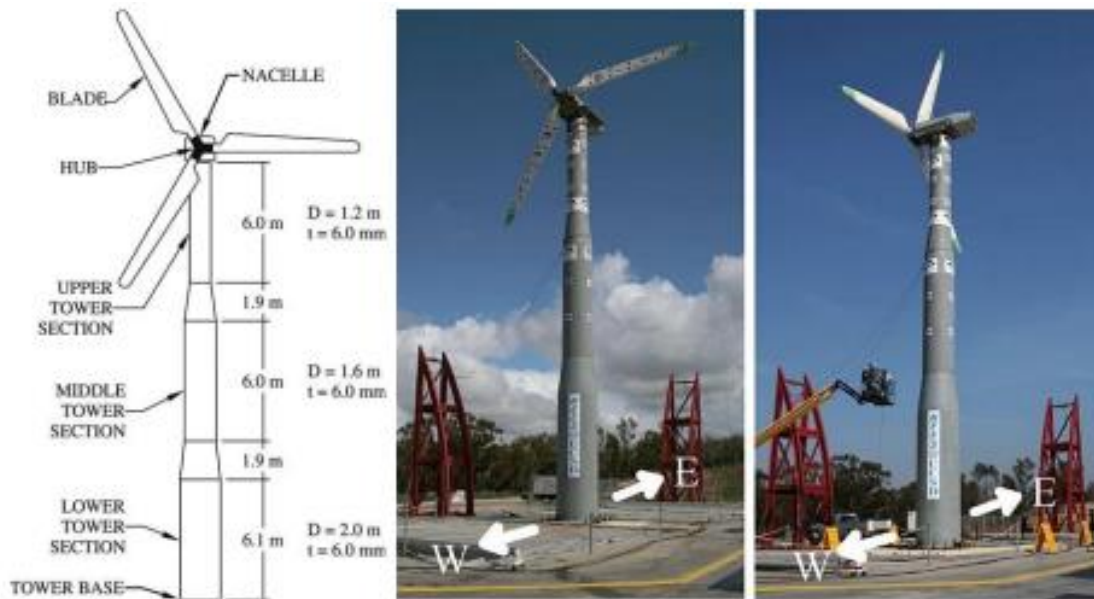


Figure 4. 23. éolienne utilisé dans le test de (Prowell, Elgamal et al. 2014).

4.3.1 Validation de l'éolienne de 65 kW

Dans cette étude, l'analyse numérique a été réalisée à l'aide du logiciel SAP2000. Afin de comprendre les subtilités de la modélisation des structures d'éoliennes dans SAP2000, il a été jugé utile de la valider à l'aide des données d'essai disponibles. Ainsi, un modèle de l'éolienne de 65 kW a été construit sur la base de sa géométrie, de sa masse et de ses matériaux. La figure 4.24 montre une section de cadre de la tour en acier S275 avec une densité de masse de 9891 kg/m³ et un module de Young de 200 GPa, tandis que la nacelle, la pale et le rotor ont été modélisés en tant que masse au sommet de cette tour. Des ajustements mineurs ont été apportés à la densité et à la rigidité de la masse pour s'aligner sur les données fournies et les périodes naturelles de l'éolienne. On a supposé que l'éolienne était fixée à sa base. Le tableau 4.2 énumère les données de l'éolienne et la figure 4.25 illustre le mode de forme de l'éolienne de 65 kW.

Tableau 4. 2 Propriétés de l'éolienne de 65 kW (Prowell, Veletzos et al. 2008).

Propriété	Valeur	Unité
Capacité nominale	65	kW
Vitesse nominale du vent	11.9	m/s
RPM opérationnel	45/55	RPM
Diamètre du rotor	16	m
Hauteur de la tour	21.8	m
Longueur de la section inférieure	6	m
Diamètre de la section inférieure	2	m
Longueur de la section médiane	6	m
Diamètre de la section médiane	1.6	m
Longueur de la partie supérieure	6	m
Diamètre de la section supérieure	1.2	m
Epaisseur du mur de la tour	5.314	mm
Hauteur du moyeu du rotor	22.6	m
La masse de la tour	6400	kg
La masse de Nacelle	2400	kg
La masse de rotor (avec moyeu)	1900	kg

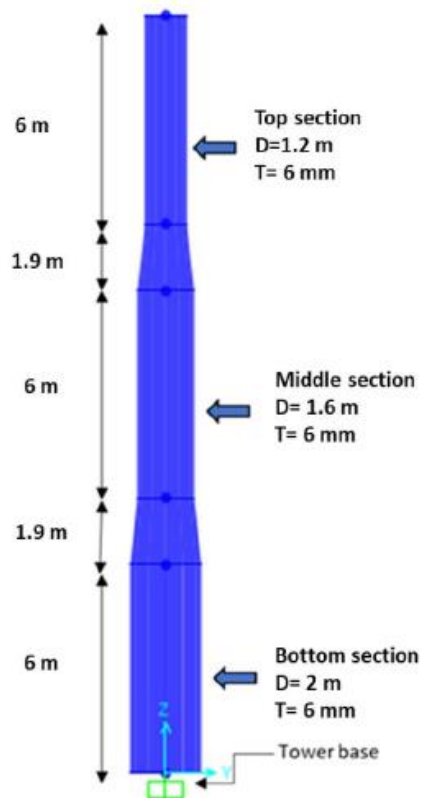


Figure 4. 24. Modèle d'une éolienne de 65 kW dans SAP2000.

Tableau 4. 3. Fréquences naturelles de l'éolienne de 65 kW comparées aux études précédentes.

	(Prowell, Veletzos et al. 2009)	(Kjørlaug, Kaynia et al. 2014)	(Demirci, Jalbi et al. 2022)	Cette étude (SAP2000)
Fn (Hz)	Table vibrante	Simulation numérique	Simulation numérique	Simulation numérique
1^{er} mode	1.7	1.66	1.6695	1.64
2^{ème} mode	1.71	1.68	1.6695	1.64
3^{ème} mode	-	9.16	9.554	9.45
4^{ème} mode	11.9	11.9	9.554	9.45

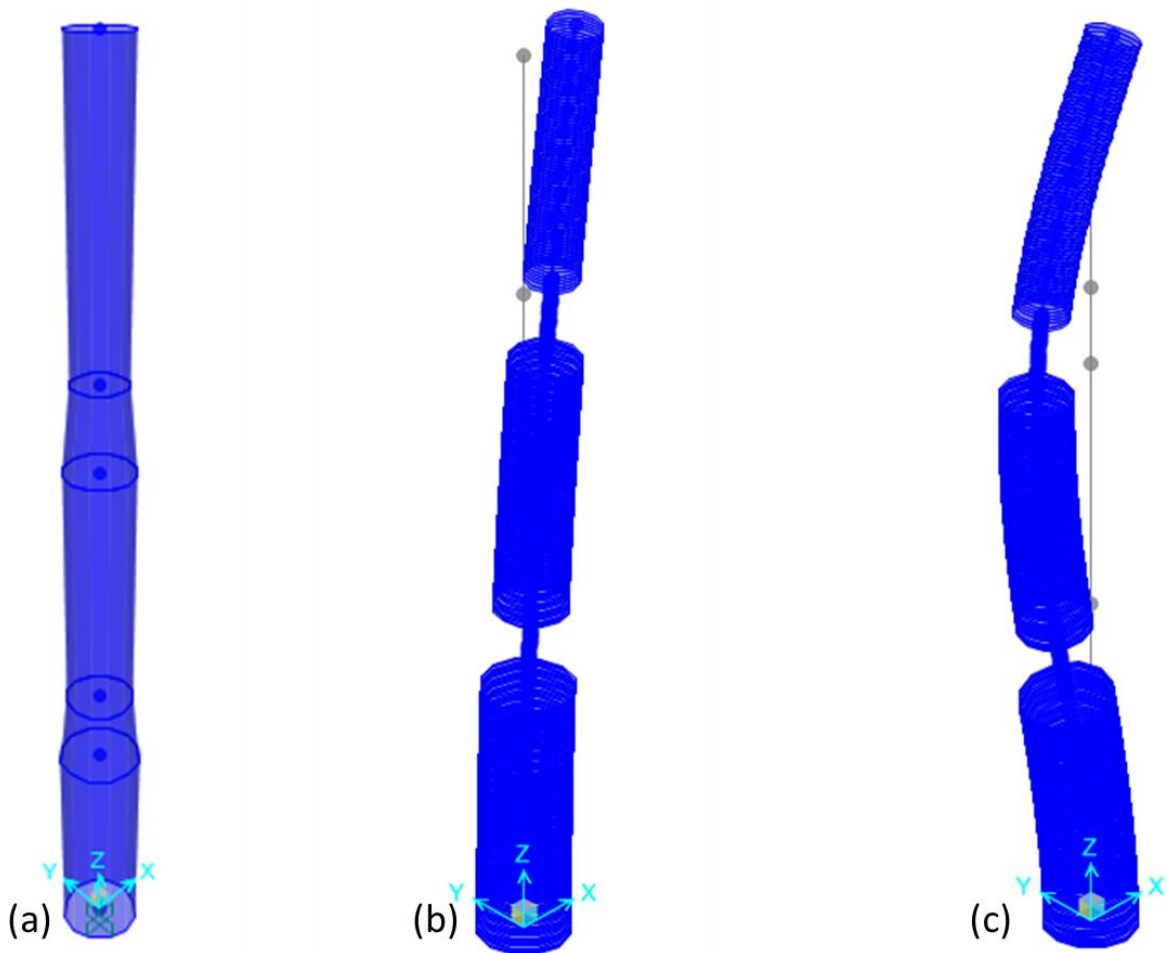


Figure 4. 25 .Formes de mode propre du modèle de 65 kW: a) 3D Modèle à éléments finis, b) 1^{er} mode ($f_n = 1.64$ Hz) and c) 3^{ème} mode ($f_n = 9.45$ Hz).

4.3.2 Validation de l'interaction pieu-sol

Les ingénieurs en génie civil utilisent couramment un module de réaction du sol, appelé ressort de Winkler, pour représenter le sol dans la modélisation structurelle, comme illustré dans la figure 4. Cependant, cette approche simplifiée à l'excès le comportement du sol, car elle ne s'appuie que sur la rigidité des ressorts. Alors que les modèles de Winkler sont adéquats pour analyser les effets des charges structurelles, tels que les moments de flexion des parois et les forces de cisaillement, les modèles de continuum sont cruciaux pour évaluer les mouvements importants du sol, en particulier en ce qui concerne les dommages potentiels aux structures adjacentes.

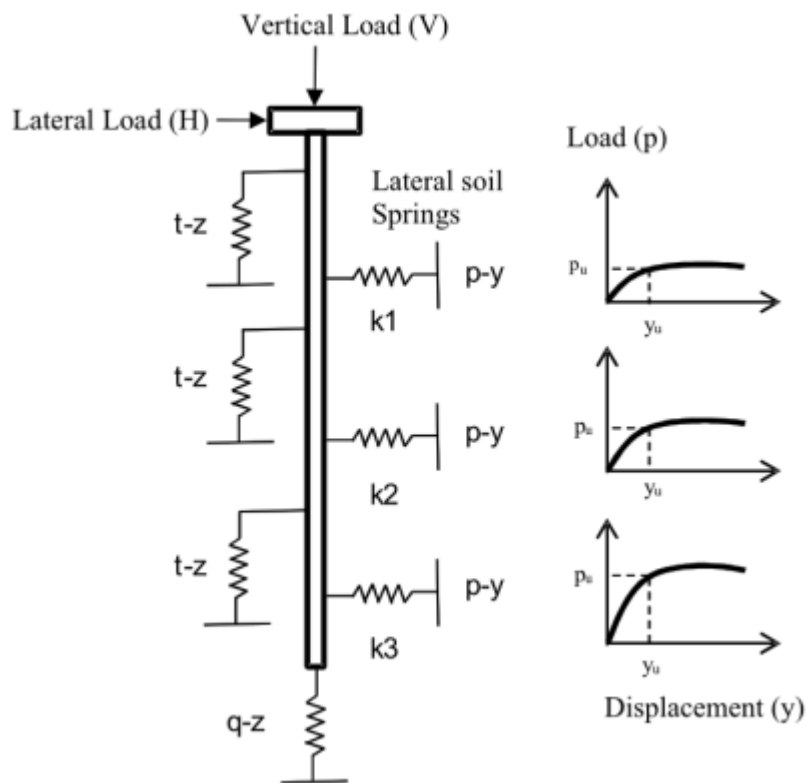


Figure 4. 26. Modèle des ressorts de Winkler (Rouholamin, Lombardi et al. 2022).

L'interaction entre les pieux et le sol est simulée à l'aide de la méthode de Winkler, en utilisant des ressorts de poutre comme connecteurs non linéaires. Ces connecteurs facilitent le transfert des forces et des mouvements entre les éléments des pieux et le sol, ce qui permet une analyse détaillée du comportement des fondations en pieux dans diverses conditions de charge. Cette approche tient compte avec précision de l'interaction complexe entre les pieux et le sol environnant. Comme le montre la figure 4.25, la fondation sur pieux est modélisée dans SAP2000 à l'aide d'une section de cadre creux de 0,22 m de diamètre (D) et de 0,75 m de longueur (L),

construite à partir d'un matériau en aluminium (Durante, Simonelli et al. 2015). Cette représentation permet une analyse détaillée du comportement de la fondation sous différentes conditions de chargement.

L'étude expérimentale menée par (Durante, Simonelli et al. 2015) a utilisé du sable sec pluvié de Leighton Buzzard pour étudier l'interaction sismique sol-pieu-structure. Le modèle physique consistait en un groupe de cinq pieux encastrés dans un dépôt de sol bicouche, incorporant diverses configurations de tête de pieu et des systèmes de cantilever équivalents. Le modèle a été soumis à des mouvements dynamiques et sismiques pour analyser sa réponse. Les résultats de la campagne expérimentale ont été utilisés pour calibrer un modèle bidimensionnel avancé de différences finies implémenté dans le logiciel FLAC2D. Les comparaisons entre les résultats expérimentaux et numériques ont montré une bonne concordance entre plusieurs études de cas, englobant des mouvements d'entrée statiques, dynamiques et sismiques sur une large gamme d'accélération d'entrée.

Pour évaluer les propriétés des ressorts de l'accouplement normal, la réponse du pieu est analysée en termes de force par unité de longueur et de déplacement relatif, ce que l'on appelle la méthode p-y. (Terzaghi 1955) suggère d'adopter des valeurs de K_s égales à 1500 et 2000 kN/m³ pour les couches supérieure et inférieure, respectivement. La validation de la méthode de Winkler dans SAP2000, comme le montre la figure 6, démontre une forte corrélation avec les résultats analytiques et numériques de l'étude 2D de M.G. Durante. La comparaison inclut SAP2000 (ligne pointillée rouge), FLAC2D (ligne pointillée bleue) et les données expérimentales de MG Durante (2015) (ligne noire continue). L'alignement étroit des trois courbes confirme que les modèles capturent efficacement le comportement structurel dans les conditions étudiées. Alors que les résultats de SAP2000 s'écartent légèrement des données expérimentales à des valeurs plus élevées, probablement en raison des simplifications du modèle Winkler Spring, les résultats de FLAC2D présentent une correspondance plus étroite dans la plage non linéaire, bénéficiant d'une approche par éléments finis plus détaillée de l'interaction sol-structure. Dans la plage élastique linéaire, tous les modèles présentent un comportement similaire, soulignant leur fiabilité dans des scénarios plus simples. Cette comparaison souligne l'équilibre entre la simplicité (SAP2000) et une plus grande précision (FLAC2D).

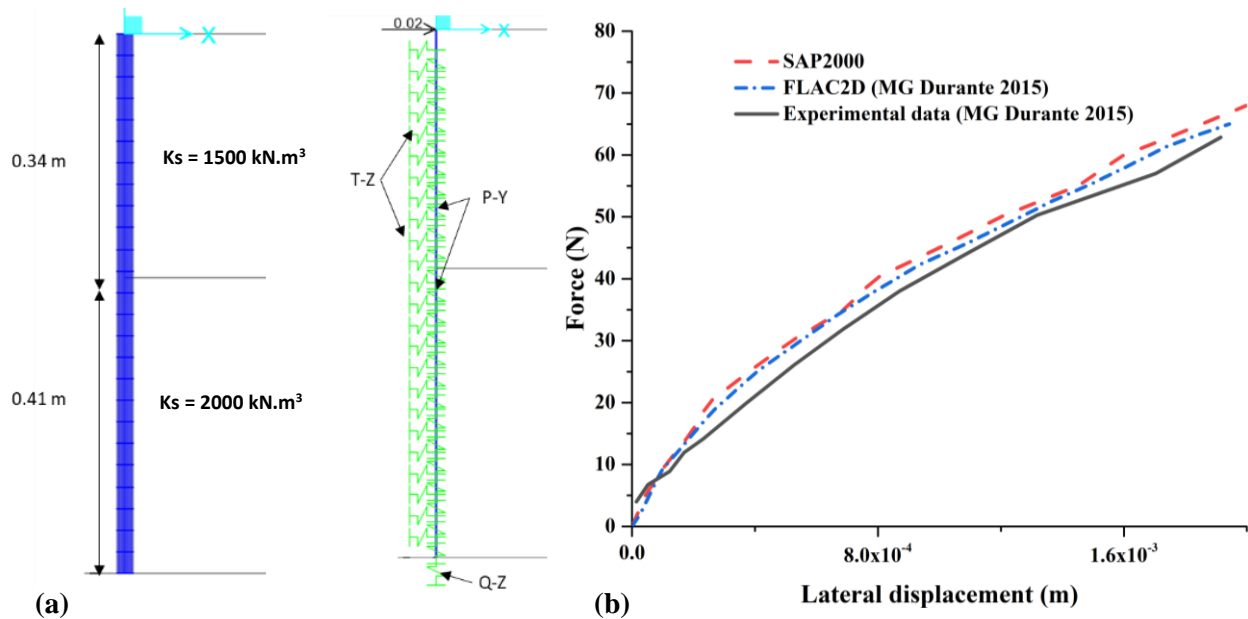


Figure 4. 27.a) modèle élément finit du pieu en in SAP2000 and b) validation des résultat expérimental et numérique

4.4 Analyse numérique

4.4.1 Description de la structure

Dans cette étude, une éolienne de 8 MW a été considérée, comme le montre la figure 4.28, qui sera installée dans la région de Boumerdes, plus précisément à Keddara. La tour de l'éolienne a une hauteur de 106,3 m et est construite en acier S275. Cette éolienne a un module d'élasticité et une densité de poids de 210 GPa et $78,6 \text{ kg/m}^3$, respectivement. La tour est modélisée comme une poutre conique avec un diamètre au sommet et à la base de 5 m et 7,7 m, respectivement. L'épaisseur des parois est de 22 mm au sommet et de 36 mm à la base. Le poids total de la tour est de 558 tonnes, tandis que le poids combiné des pales, du moyeu et de la nacelle s'élève respectivement à 35, 90 et 285 tonnes. Le centre de masse global est situé à une hauteur de 77 m de la base de l'éolienne (Desmond, Murphy et al. 2016).

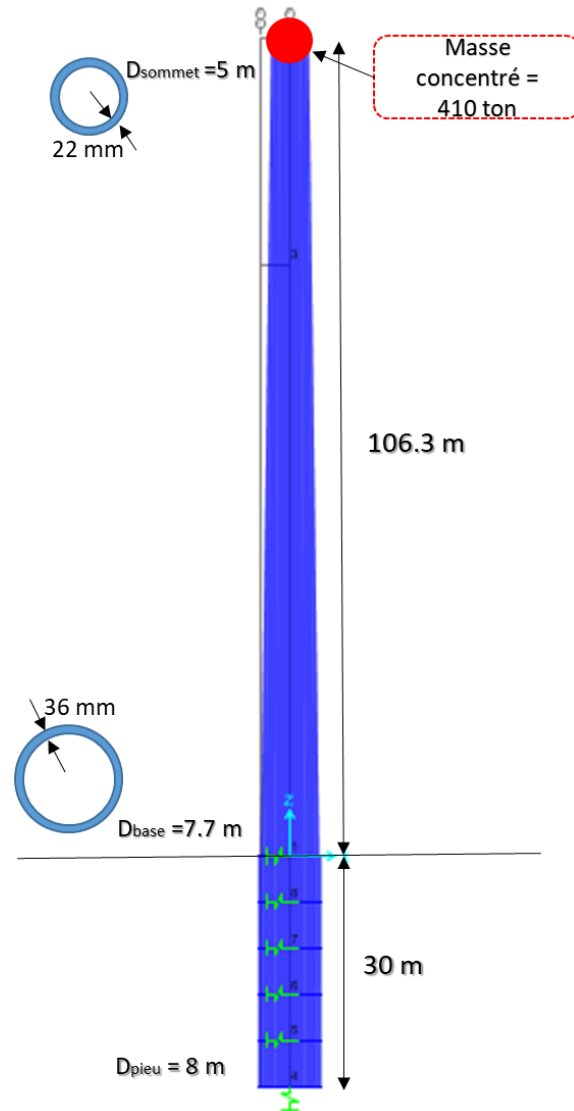


Figure 4. 28 . Une éolienne de 8 MW dans SAP2000.

L'analyse par éléments finis (FEA) de l'éolienne de 8 MW suppose un pieu de 8 m de diamètre s'étendant jusqu'à une profondeur de 30 m. Le pieu, modélisé comme une section creuse en acier fabriquée à partir d'un matériau S275 avec une épaisseur de paroi de 35 mm, est conçu pour être installé dans un sol argileux rigide. Une approche de maillage structurée est utilisée, employant des éléments 3D avec un raffinement du maillage dans les régions de forte concentration de contraintes, telles que la connexion entre le pieu et la tour, afin de garantir la précision et l'efficacité du calcul. L'interaction sol-pieu est modélisée à l'aide de la méthode de Winkler, qui représente le sol comme une série de ressorts élastiques linéaires indépendants et régulièrement espacés. Ces ressorts sont définis à chaque nœud sur la longueur du pieu et calibrés sur la base du

module de réaction du sous-sol pour un sol argileux rigide (Fleming et al., 1985), ce qui permet de tenir compte des variations de la rigidité latérale en fonction de la profondeur. Les conditions limites comprennent une base fixe pour le pieu afin de simuler un ancrage profond dans le sol. Le tableau 4.4 présente les résultats obtenus en comparant l'étude analytique et l'étude numérique. La comparaison dans le tableau 4.4 révèle que les fréquences fondamentales prédites par le modèle SAP2000 sont inférieures à celles du modèle analytique de (Demirci, Jalbi et al. 2022), avec des écarts d'environ 12-15%. Cette différence est probablement due à la modélisation plus détaillée de l'interaction sol-structure et de la flexibilité des pieux dans SAP2000, qui conduit à un système plus flexible. Le modèle analytique, quant à lui, suppose des conditions idéalisées et néglige ces interactions complexes, ce qui se traduit par des fréquences prédites plus élevées. Ces résultats soulignent l'importance de l'utilisation de modèles numériques pour des prévisions plus précises de la dynamique des éoliennes.

Tableau 4.4. Fréquences naturelles d'une éolienne de 8 MW comparées à l'étude analytique.

Le modèle du test	Modèle numérique f (Hz)	Modèle analytique f (Hz)
Études	Étude en cours (SAP2000)	(Demirci, Jalbi et al. 2022)
éolienne avec base fixe	0.2962	0.33863
Éolienne avec fondation type pieu	0.2113	0.26981

Le calcul de la rigidité du sol pour les ressorts est dérivé d'études antérieures. La rigidité horizontale et verticale du sol du pieu est déterminée à l'aide du module de réaction du sol (K_s). Cette méthode est utilisée en raison de sa simplicité et de son efficacité à réduire le temps de calcul de l'analyse par éléments finis. (Vesic 1961) a proposé que pour les sols cohésifs, le module de réaction du sol peut être calculé en utilisant le module de contrainte-déformation E_s , selon l'équation (4.1):

$$K_s = \frac{0.65E_s}{D(1 - \nu^2)} \sqrt[12]{\frac{E_s D^4}{E_p I_p}} \quad (4.1)$$

où K_s est le module de réaction du sol (kN/m^3), D est le diamètre du pieu (m), ν est le coefficient de Poisson du sol, et E_s et E_p sont respectivement le module du sol et du pieu (kN/m^2).

Terzaghi (Terzaghi 1955) proposé pour les sols granulaires, le module de réaction de sol peut être calculé comme suit :

$$K_s = 0.74A\gamma z \quad (4.2)$$

où γ est la densité du sol sec , A surface du pieu et z la longueur du pieu (m).

Pour le modèle de sol horizontal entourant le pieu (K_h), le pieu est segmenté en petits éléments de longueur (L), avec des ressorts de sol appliqués à chaque nœud. La rigidité des ressorts est calculée à l'aide de l'expression suivante (4.3):

$$K_h = K_s \times D \times L \quad (4.3)$$

Pour la rigidité de l'appui vertical (K_{end}), l'interaction de la structure du sol dans la direction verticale des pieux est modélisée à l'aide d'éléments verticaux avec une rigidité axiale. La rigidité de l'appui vertical, K_{sv} , qui ne s'applique qu'aux pieux en compression, est donnée par:

$$K_{end} = K_s \times \frac{\pi}{4} D^2 \quad (4.4)$$

Pour la rigidité de la résistance au frottement de la surface verticale (K_{vf}), Pender (Pender 1993) et Poulos (Poulos and Division 1971) ont donné la rigidité de la résistance au frottement de la surface verticale, K_{vf} , la variation linéaire du module du sol en fonction de la profondeur, et pour ce cas Gazetas (Gazetas 1991) donne l'expression suivante de la rigidité axiale du pieu, exprimée par l'équation suivante :

$$k_{vf} = 1.8 \times E_s \times D \times \eta^{0.55} \lambda^{-b} \quad (4.5)$$

où $\eta=L/D$ est le rapport longueur/diamètre du pieu, $\lambda=Ep/Es$ et $b= \eta/ \lambda$

$$\alpha = \frac{Z\Delta z}{L^2} \quad (4.6)$$

Le paramètre α est utilisé pour répartir les effets de la rigidité verticale du sol sur la longueur des pieux. Lorsque les ressorts verticaux sont répartis sur toute la longueur du pieu, la résistance totale au frottement de peau est représentée par α . Pour le scénario où un seul ressort vertical est positionné au bas de la pile, α est fixé à 1,00. Dans ce cas, la rigidité totale du ressort au pied de la pile, K_{svb} , est la somme de la rigidité verticale du palier d'extrémité (K_{end}) et de la rigidité verticale de la résistance au frottement de la peau (K_{vf}). En outre, la rigidité verticale augmente sur la longueur du pieu, ce qui peut être exprimé comme une fonction de Z/L , où Z est la profondeur et L la longueur du pieu. Ceci explique la variation du module d'Young du sol sur la longueur du

pieu. La figure 4.29 montre les rigidités horizontales, verticales et de frottement de peau appliquées au pieu pour l'interaction avec la structure du sol.

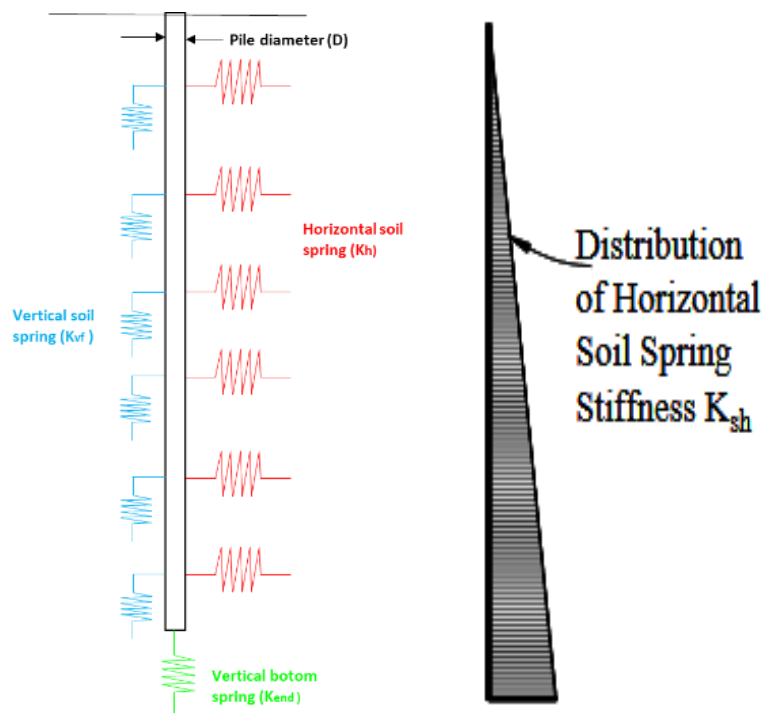


Figure 4. 29. Rigidité horizontale, verticale et de frottement de la surface appliquée à le pieu pour l'interaction de la structure du sol.

4.4.2 Description du chargement

La charge utilisée dans cette étude se réfère à l'activité sismique survenue à Boumerdes en 2003 (nord de l'Algérie). Cet événement s'est produit dans la région de Boumerdes le 21 mai 2003, avec une magnitude de 6,8 sur l'échelle de Richter (Figure 4.30). La station sismique de Keddara, située à proximité de l'épicentre, a enregistré des mouvements sismiques significatifs, avec des valeurs d'accélération maximales atteignant environ 0,4 g.

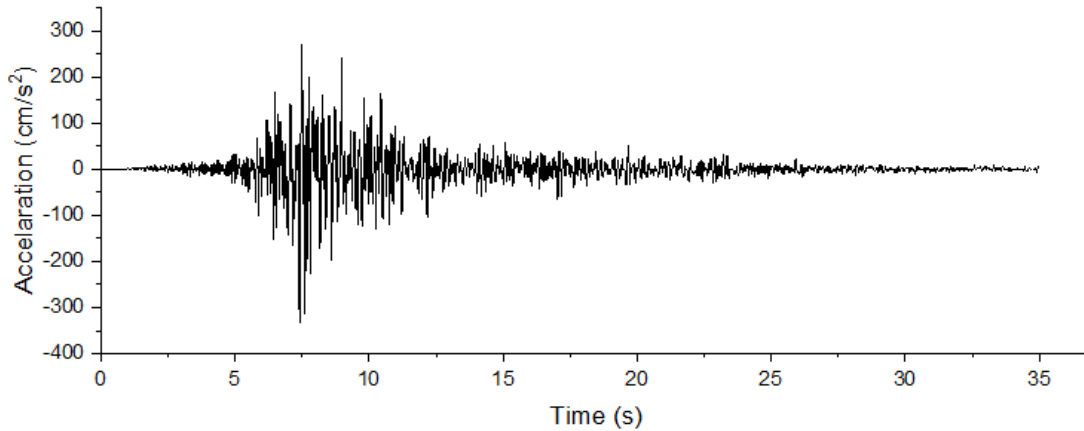


Figure 4.30. Accélération de l'excitation sismique de Keddara.

4.4.3 Etude paramétrique

Dans cette section, une étude paramétrique est menée pour examiner comment le paramètre d'interaction sol-pieu influence le comportement et la réponse sismique des éoliennes. L'étude analyse les effets de divers paramètres, notamment le diamètre des pieux (D), la longueur des pieux (L) et le type de sol (argile rigide), sur la réponse dynamique de l'éolienne (WT). L'éolienne de référence de 8 MW, avec des propriétés structurales détaillées, est adoptée pour l'analyse.

Le tableau 4.5 résume les paramètres utilisés dans l'étude. Variation de diamètres de pieux différents (6, 8 et 10 m) sont examinés pour évaluer l'impact du diamètre du pieu sur la réponse de l'éolienne. En outre, variation de la longueur de pieu (25, 30 et 35 m) sont considérées pour étudier l'influence de la longueur du pieu sur la réponse de l'éolienne terrestre sous charge sismique. À cette fin, une analyse non linéaire de l'évolution dans le temps est réalisée.

En outre, l'effet des différents types de sol sur le comportement de l'éolienne dans des conditions sismiques est évalué. Le tableau 4.6 présente les modules élastiques de trois types de sol : sable meuble, sable dense et argile rigide, avec des valeurs E de 18, 51.5 et 10 MPa, respectivement. Ces sols sont analysés pour comprendre leur influence sur la réponse sismique de l'éolienne.

Tableau 4.5. Les paramètres utilisés dans l'analyse paramétrique.

Variation de diamètre			Variation de la longueur			Variation de Type de sol		
D (m)	L (m)	Sol	D (m)	L (m)	Sol	D (m)	L (m)	Sol
6	30	Argile	8	25	Argile	8	30	Argile
8				30				Sable meuble
10				35				Sable dense

Tableau 4. 6 .Propriétés des sols étudiés en laboratoire selon les critères suivants (Das 2019).

	Densité (kg/m ³)	Module d'élasticité (E) (MPa)	Rapport de Poisson (ν)
Sable meuble et uniforme	1470	10 - 26	0.2 - 0.4
Sable dense et uniforme	1840	34 - 69	0.3 - 0.45
Sable silteux à grains anguleux, lâche	1630	/	/
Sable silteux dense à grains anguleux	1940	/	0.2 - 0.4
Argile dure	1730	6 - 14	0.2 - 0.5
Argile molle	1170 - 1490	2 - 3	0.15 - 0.25
Lœss	1380	/	/
Soft organic clay	610 - 820	/	/
Glacial till	2150	/	/

4.5 Résultats et discussion

Cette section examine le comportement dynamique d'une éolienne de 8 MW sous excitation sismique, en incorporant l'interaction sol-structure. Les résultats sont analysés en fonction des variations du type de sol, du diamètre et de la longueur des pieux, et les effets correspondants sur le déplacement, l'accélération, l'effort de cisaillement, le moment de flexion et le bilan énergétique sont discutés.

4.5.1 Réponse dynamique des éoliennes aux changements de type de sol

Dans cette section, nous étudions la réponse dynamique des éoliennes aux variations du type de sol. Trois types de sols (sable meuble, sable dense et argile rigide) ont été considérés, avec des valeurs E de 51,5, 18 et 10 MPa, respectivement. Le diamètre et la longueur étaient respectivement de 8 m et 30 m. Les éoliennes ont été encastrées dans ces sols.

4.5.1.1 Réponse à l'accélération

Les figures 4.31 et 4.32 illustre l'accélération mesurée à la fois à la base et au sommet de la structure de l'éolienne. On observe que l'accélération maximale à la base se produit sur un sol argileux rigide. Ceci est dû à l'interaction sol-structure et au module de réaction du sol, qui influencent considérablement le comportement du système. En revanche, l'accélération diminue pour les sols de sable meuble et de sable dense. De même, l'accélération au sommet de l'éolienne est également

la plus élevée pour les sols argileux rigides et diminue pour les sols sableux lâches. Les variations d'accélération sont attribuées aux différentes propriétés du sol et à leurs interactions avec les fondations de l'éolienne. Cette explication clarifie le fait que le type de sol affecte la réponse à l'accélération de l'éolienne, l'argile entraînant des accélérations plus élevées que les sables lâches et denses. L'interaction sol-structure et le module de réaction du sol jouent un rôle crucial dans ces différences. Les valeurs relatives à l'accélération du bas et du sommet concernant l'éolienne de 8 MW sont indiquées dans le tableau 4.7.

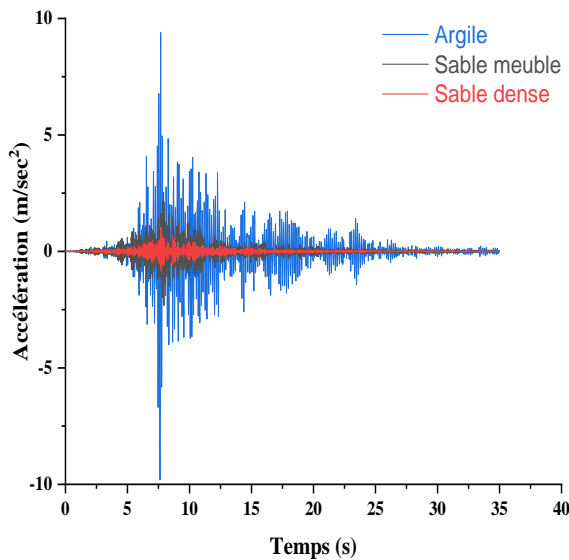


Figure 4. 31. Accélération a la base de 8-MW WT.

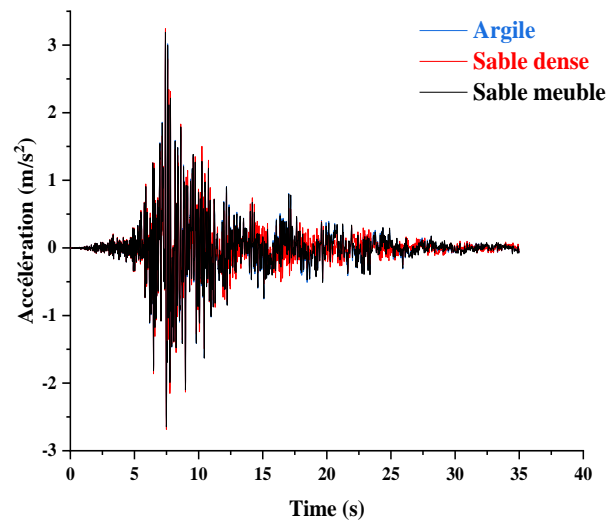


Figure 4. 32. Accélération au sommet de 8-MW WT.

Tableau 4. 7. Valeurs maximales de l'accélération du bas et du sommet d'une éolienne de 8 MW.

Accélération (m/s ²)	Argile rigide	Sable dense	Sable lâche
A la base	9.39	1.04	2.53
Au sommet	3.24	3.19	3.18

4.5.1.2 Réponse au déplacement

Les figures 4.33 et 4.34 illustre le déplacement de l'éolienne à la base et au sommet en fonction du temps, en tenant compte des différents types de sol. Il est évident que les oscillations sont maximales pour les sols argileux rigides. Cela peut être attribué à la rigidité plus élevée et aux propriétés d'amortissement plus faibles de l'argile rigide, qui se traduisent par des amplitudes de déplacement plus importantes. Inversement, les déplacements sont réduits pour les sols de sable

meuble et de sable dense en raison de leurs propriétés mécaniques différentes. Pour le déplacement au sommet de l'éolienne, les oscillations sont également maximales pour les sols argileux rigides. Cela s'explique par le fait que l'argile constitue une fondation plus solide, bien que moins amortie, ce qui entraîne des réponses vibratoires plus importantes. D'autre part, les oscillations de déplacement sont réduites dans les sols de sable meuble et de sable dense. Le sable meuble, avec sa rigidité plus faible et son amortissement plus élevé, et le sable dense, avec ses propriétés modérées de rigidité et d'amortissement, entraînent tous deux des oscillations moins prononcées.

L'interaction sol-structure joue ici un rôle crucial, car le module de réaction du sol, qui reflète la capacité du sol à supporter les charges imposées par la structure, varie considérablement entre l'argile rigide, le sable meuble et le sable dense. L'argile rigide, dont le module de réaction du sol est plus élevé, fournit une réponse plus ferme mais moins amortie, ce qui entraîne des oscillations plus importantes. En revanche, le module de réaction inférieur du sable meuble et le module modéré du sable dense se traduisent par des déplacements oscillatoires plus amortis et donc plus faibles. Le tableau 4.8 présente les valeurs maximales des déplacements à la base et au sommet de 8-MW de WT.

Tableau 4. 8. Valeurs maximales des déplacements à la base et au sommet d'une éolienne de 8 MW

Déplacement (m)	Argile	Sable dense	Sable lâche
A la base	6.34×10^{-3}	1.89×10^{-4}	4.02×10^{-4}
Au sommet	8.58×10^{-2}	5.73×10^{-2}	5.76×10^{-2}

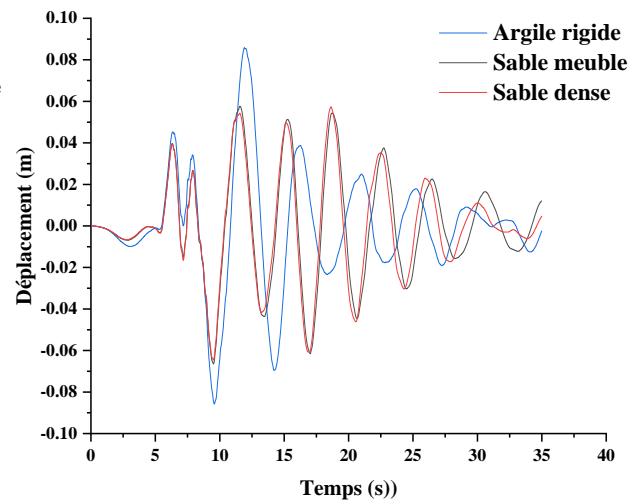
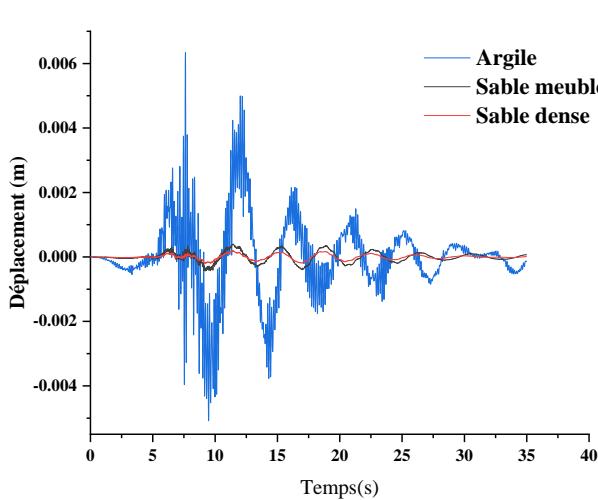


Figure 4. 33. Déplacement al à base de l'éolienne de 8MW Figure 4. 34. déplacement au sommet de l'éolienne

4.5.1.3 Réponse au moment de flexion et à l'effort tranchant

Les observations indiquent que le moment à la base de l'éolienne est maximal pour le sol de sable dense, comme le montre la figure 4.35. Ceci est dû à la rigidité plus élevée et aux propriétés d'amortissement modérées du sable dense, qui se traduisent par une plus grande résistance aux moments de flexion. Inversement, le moment diminue pour le sable meuble et est presque négligeable pour le sol argileux rigide. Le sable meuble, avec sa rigidité plus faible et son amortissement plus élevé, offre moins de résistance aux moments de flexion, tandis que l'argile rigide, avec sa rigidité élevée et son faible amortissement, ne permet pas l'accumulation d'un moment significatif en raison de sa forte résistance à la déformation.

En revanche, l'effort de cisaillement à la base de l'éolienne est maximal pour les sols argileux rigides, comme le montre la figure 4.36. Ceci peut être attribué au module de réaction élevé de l'argile rigide, qui se traduit par une plus grande capacité à résister aux charges latérales, entraînant ainsi des forces de cisaillement plus importantes. L'effort de cisaillement diminue pour les sols de sable meuble et de sable dense, respectivement. Le sable meuble, avec son module de réaction du sol inférieur, offre moins de résistance latérale, ce qui se traduit par des forces de cisaillement plus faibles. Le sable dense, avec son module de réaction modéré, offre une réponse équilibrée, conduisant à des forces de cisaillement intermédiaires.

Ces variations du moment et de l'effort de cisaillement sont dues aux paramètres de l'interaction sol-structure, y compris le module de réaction du sol et les propriétés mécaniques inhérentes à chaque type de sol. L'argile rigide, avec sa rigidité élevée et son module de réaction du sol, entraîne des forces de cisaillement élevées mais des moments faibles en raison de sa résistance à la déformation. Le sable dense, avec sa rigidité modérée, équilibre à la fois les moments et les forces de cisaillement, tandis que le sable meuble, avec sa faible rigidité et son amortissement élevé, entraîne des moments et des forces de cisaillement réduits. Les valeurs maximales du moment de base et du cisaillement de base pour 8 MW WT sont indiquées dans le tableau 4.9.

Tableau 4. 9. Valeurs maximales du moment de base et du cisaillement de base d'une éolienne de 8 MW.

	Argile	Sable dense	Sable meuble
Moment à la base (kN.m)	2.13x10 ⁻⁷	2.6x10 ⁻³	1.4x10 ⁻³
Effort tranchant (kN)	2402.47	1182.02	1416.45

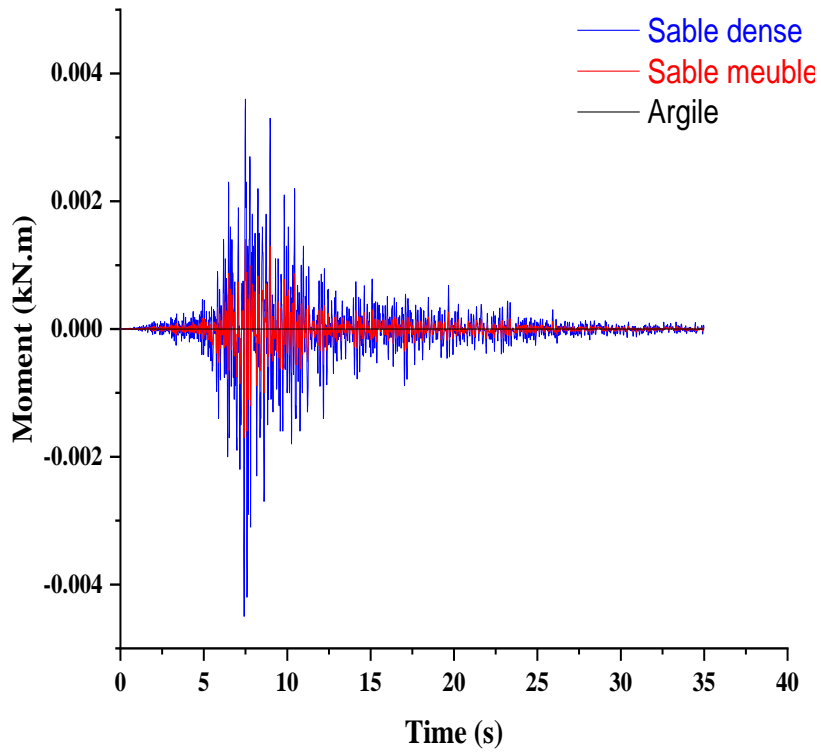


Figure 4. 35. Moment de flexion à la base de l'éolienne.

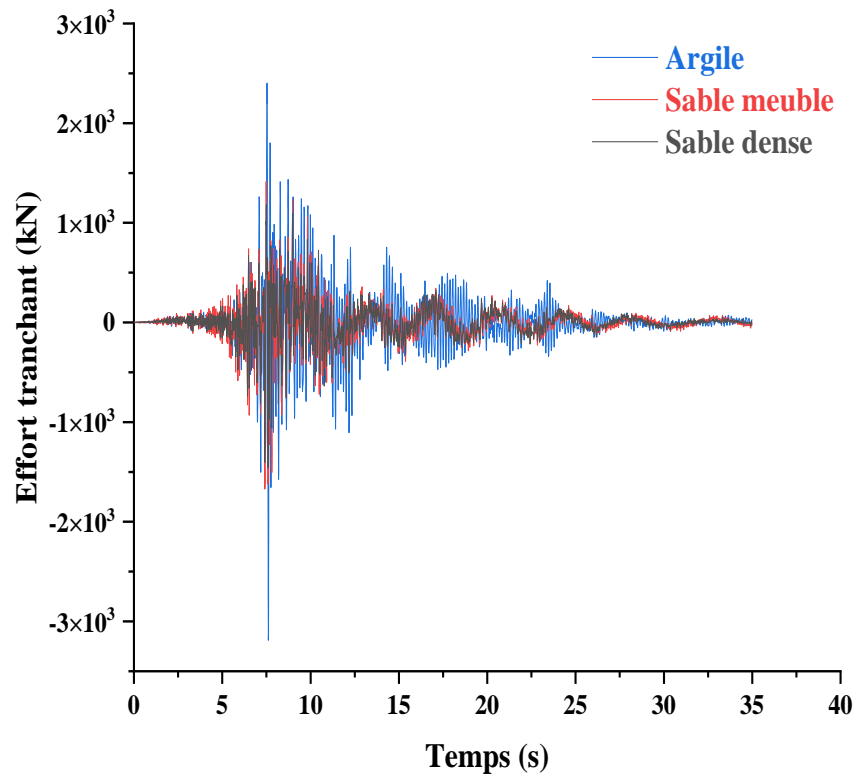


Figure 4. 36. La force de cisaillement a la base de l'éolienne.

4.5.2 Réponse dynamique des éoliennes aux variations du diamètre des pieux

Afin d'examiner comment les variations du diamètre des pieux influencent le comportement dynamique des éoliennes, en tenant compte de l'interaction sol-structure. Les figures ci-dessous donnent un aperçu détaillé des effets de la variation du diamètre des pieux. Trois diamètres de pieux de 6 m, 8 m et 10 m ont été considérés, dans une argile avec des valeurs E de 10 MPa et une longueur de pieu de 30 m.

4.5.2.1 Les déplacements

Les figures 4.37 et 4.38 illustre les déplacements à la base et au sommet de l'éolienne pour différents diamètres de la pile de l'éolienne. On observe que l'oscillation des déplacements à la base diminue avec l'augmentation du diamètre. Ceci peut être attribué à l'augmentation de la rigidité et de la stabilité structurelle fournie par un diamètre plus grand, qui réduit l'amplitude des déplacements oscillatoires à la base.

Pour les déplacements au sommet de l'éolienne, le comportement varie en fonction du diamètre. Plus précisément, les oscillations de déplacement augmentent pour un diamètre de $d=6$ m, ce qui suggère que ce diamètre offre une certaine flexibilité qui entraîne une plus grande réponse vibratoire au sommet. Cependant, pour un diamètre de 10 m, les oscillations de déplacement diminuent, ce qui indique que la rigidité accrue du diamètre supérieur permet d'amortir plus efficacement les vibrations. Il est intéressant de noter que pour un diamètre de 8 m, les oscillations vibratoires disparaissent plus tôt que dans les deux autres cas de 6 m et 10 m. Cela suggère que le diamètre de 8 m offre un équilibre optimal entre flexibilité et rigidité, ce qui se traduit par un minimum d'oscillations soutenues et un amortissement plus rapide des vibrations.

Ces observations soulignent l'importance de la dynamique des structures et le rôle des paramètres géométriques dans la conception des structures des éoliennes. Le diamètre du pieu de l'éolienne influence de manière significative le comportement vibratoire, les diamètres plus importants améliorant généralement la stabilité et réduisant les oscillations de la base, tandis que des diamètres spécifiques tels que 8 m peuvent offrir des performances dynamiques optimales en minimisant les oscillations soutenues. Tableau 4.10 présente les valeurs maximales à la base et au sommet de 8-MW of WT.

Tableau 4. 10 . Valeurs maximales des déplacements à la base et au sommet d'une éolienne de 8 MW.

Déplacement (m)	D = 6m	D = 8m	D = 10m
A la base	7.08×10^{-3}	6.34×10^{-3}	4.92×10^{-3}
Au sommet	1.1×10^{-1}	8.58×10^{-2}	7.42×10^{-2}

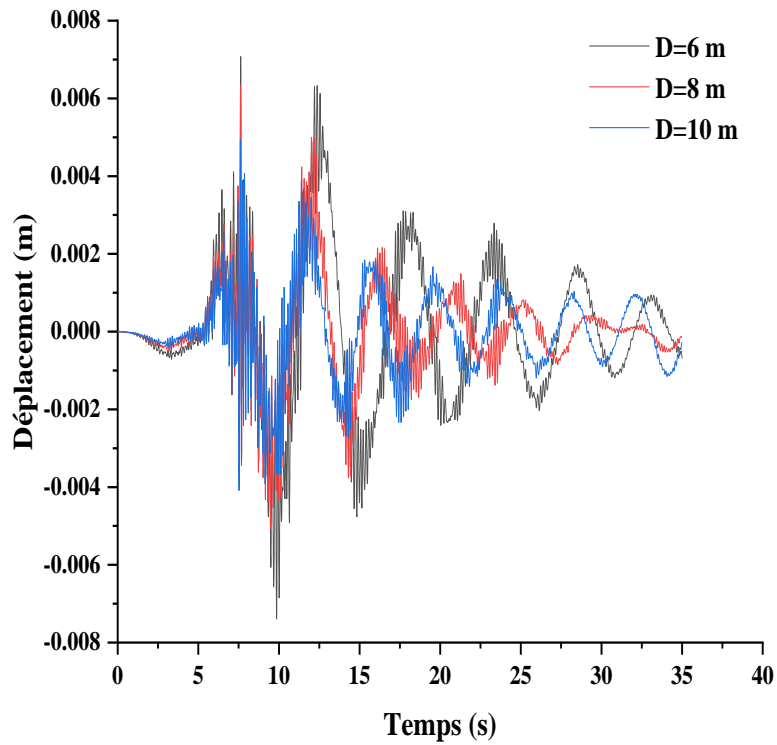


Figure 4. 37. Déplacement à la base

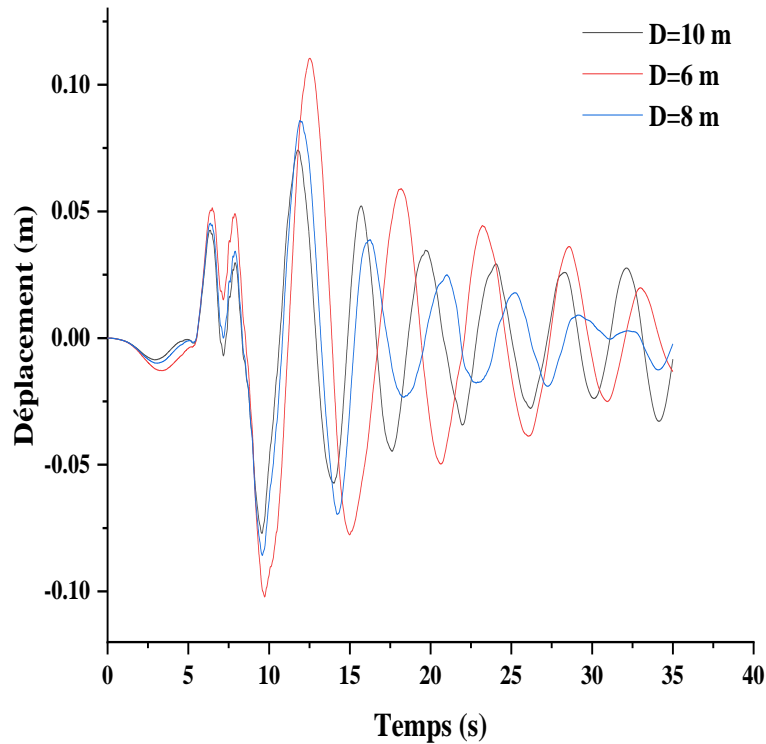


Figure 4. 38. Déplacement au sommet de l'éolienne avec différent diamètre.

4.5.2.2 Réponse à l'accélération

Les figures 4.39 et 4.40 montre l'accélération à la base et au sommet de l'éolienne pour différents diamètres de pieux. Pour les diamètres plus importants, l'accélération à la base est maximale, ce qui indique qu'un diamètre plus important se traduit par une structure plus rigide, qui peut transmettre des forces d'accélération plus élevées à la base. L'accélération diminue quelque peu pour des diamètres de 6 et 8 m, respectivement. Cette diminution suggère que les diamètres plus petits introduisent une certaine flexibilité, ce qui peut réduire les accélérations à la base en raison d'une meilleure dissipation de l'énergie par la déformation.

Au sommet de l'éolienne, l'accélération est maximale pour le plus petit diamètre, ce qui implique qu'une structure plus flexible permet une plus grande accélération au sommet. Inversement, l'accélération diminue pour les diamètres plus importants, en particulier 8 m et 10 m. Cette diminution indique que les diamètres plus importants offrent une plus grande rigidité, ce qui entraîne des valeurs d'accélération plus faibles au sommet en raison de la capacité réduite de mouvement vibratoire.

Ces observations suggèrent que le diamètre de la pile de l'éolienne joue un rôle crucial dans la réponse dynamique de la structure. Les diamètres plus importants augmentent la rigidité de l'éolienne, ce qui entraîne des accélérations plus élevées à la base mais plus faibles au sommet. En revanche, les diamètres plus petits introduisent plus de flexibilité, ce qui augmente l'accélération au sommet tout en la réduisant à la base. Cela indique un compromis entre la rigidité et la flexibilité qui doit être pris en compte dans le processus de conception afin d'optimiser les performances dynamiques des éoliennes. Les valeurs maximales de l'accélération en bas et en haut de la turbine de 8 MW sont indiquées dans le tableau 4.11.

Tableau 4. 11. Valeurs maximales de l'accélération du bas et du haut d'une éolienne de 8 MW.

Acceleration (m/s ²)	D = 6m	D = 8m	D = 10m
A la base	4.69	9.39	10.34
Au Sommet	3.22	3.24	3.17

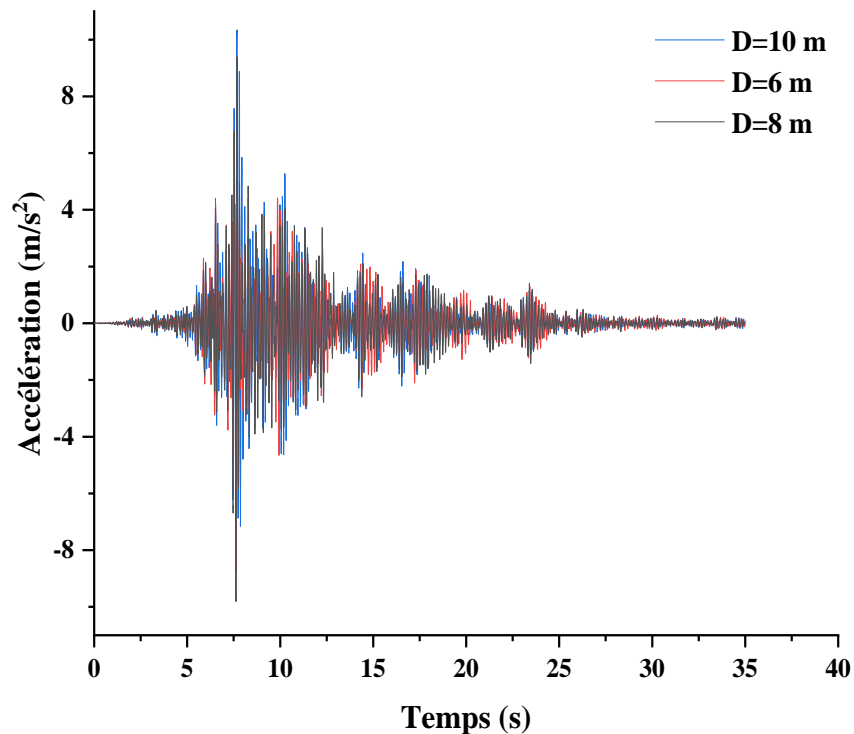


Figure 4. 39. Accélération a la base de l'éolienne sous différent type de diamètre

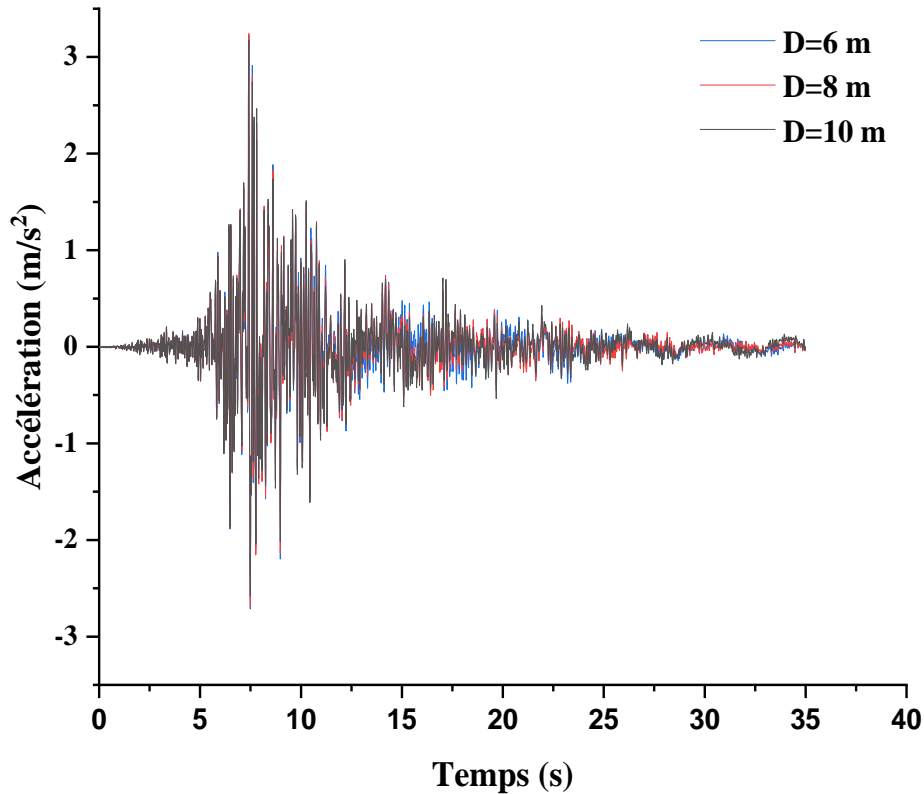


Figure 4. 40. accélération au sommet

4.5.2.3 L'effort tranchant et au moment de flexion

Les figures 4.41 et 4.42 illustrent respectivement le moment de flexion à la base et la force de cisaillement à la base de l'éolienne pour différents diamètres de pieux. On observe que le moment de flexion à la base est maximal pour un diamètre de 6 m, ce qui indique que ce diamètre offre un équilibre optimal entre flexibilité et rigidité, entraînant des contraintes de flexion significatives. Le moment de flexion diminue pour des diamètres de 10 m et 8 m, respectivement. Cette diminution suggère que les diamètres plus importants augmentent la rigidité de la structure, réduisant les moments de flexion grâce à une réponse plus rigide aux charges latérales.

Inversement, la force de cisaillement à la base diminue avec la réduction du diamètre. Cela indique que les diamètres plus petits, bien que plus flexibles, n'offrent pas autant de résistance aux forces latérales, ce qui se traduit par des forces de cisaillement plus faibles. La plus grande rigidité associée aux diamètres plus importants permet à la structure de mieux résister aux forces de cisaillement, ce qui se traduit par des valeurs de cisaillement plus élevées à la base.

Ces observations mettent en évidence la relation entre le diamètre du pieu de l'éolienne et sa réponse structurelle. Un diamètre de 6 m entraîne un moment de flexion maximal en raison d'un équilibre entre flexibilité et rigidité, tandis que des diamètres plus importants, tels que 10 m et 8 m, réduisent les moments de flexion en raison d'une rigidité accrue. La force de cisaillement, d'autre part, diminue avec des diamètres plus petits en raison d'une résistance latérale réduite. Cela indique un compromis dans la conception où le diamètre doit être choisi pour équilibrer les réponses au moment de flexion et à la force de cisaillement, optimisant ainsi les performances structurelles de l'éolienne. Le tableau 4.12 fournit les valeurs maximales du moment de base et du cisaillement de base pour 8-MW de WT.

Tableau 4. 12 .Valeurs maximales du moment de base et du cisaillement de base d'une éolienne de 8 MW

	D = 6m	D = 8m	D = 10m
Moment à la base (kN.m)	7.52×10^{-7}	2.13×10^{-7}	6.26×10^{-7}
Effort tranchant a la base (kN)	1.82×10^3	2.4×10^3	2.9×10^3

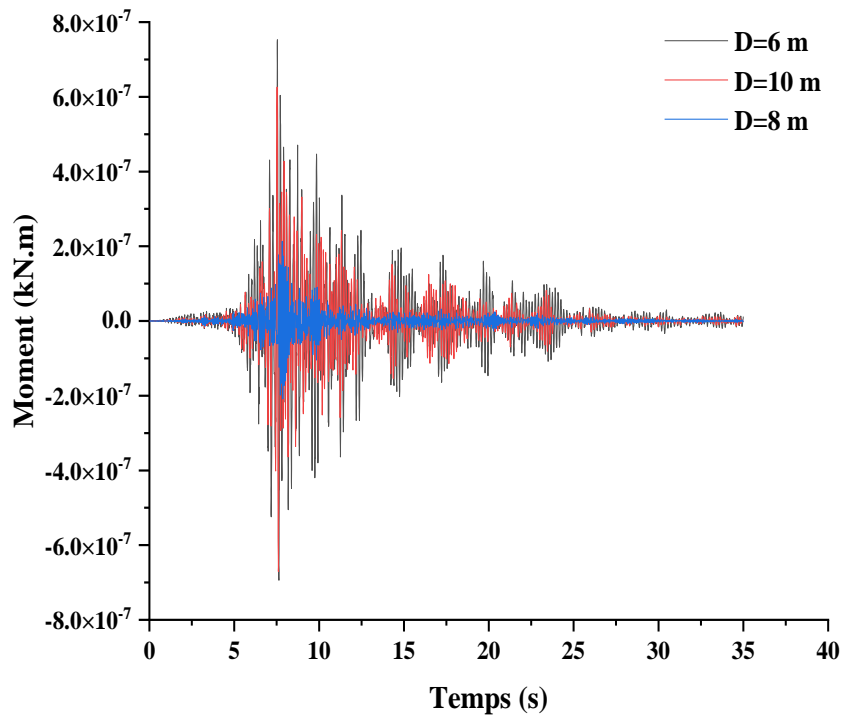


Figure 4. 41.moment à la base de l'éolienne .

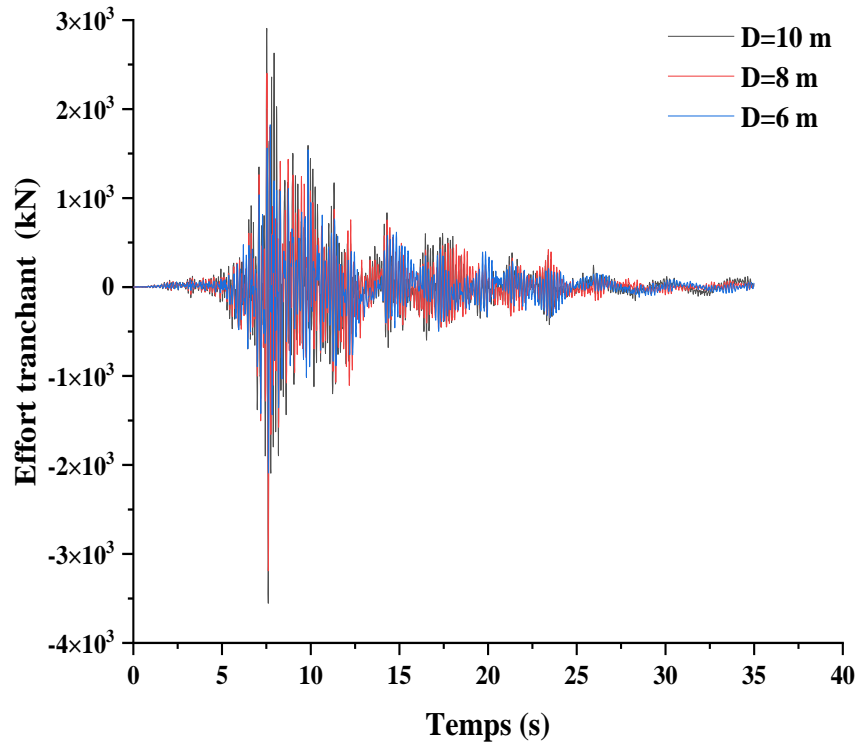


Figure 4. 42.résistance au cisaillement a la base de l'éolienne .

4.5.3 Réponse dynamique des éoliennes aux variations de la longueur des pieux

Cette section traite du comportement dynamique des éoliennes en tenant compte de l'interaction sol-structure et des variations de la longueur des pieux. Les figures illustrent ci-dessous l'impact des différentes longueurs de pieux sur les performances de l'éolienne. Trois longueurs de pieux de 25 m, 30 m et 35 m sont considérées comme encastées dans une argile avec une valeur E de 10 MPa et un diamètre de pieu de 8 m.

4.5.3.1 Réponse au déplacement

Les figures 4.43 et 4.44 montre les déplacements à la base et au sommet de l'éolienne terrestre pour différentes longueurs de pieux. On observe que les déplacements aux deux endroits diminuent au fur et à mesure que la longueur des pieux augmente. Cela suggère que des pieux plus longs améliorent la stabilité de l'éolienne en fournissant un meilleur support et en réduisant son mouvement global.

Des pieux plus longs augmentent la profondeur d'enfouissement de la fondation, ce qui améliore l'interaction entre le sol et la structure. Cet encastrement plus profond se traduit par une plus grande

résistance aux charges latérales et verticales, ce qui minimise les déplacements. En outre, l'augmentation de la longueur des pieux répartit les charges sur un plus grand volume de sol, ce qui contribue encore à la réduction des mouvements. L'ancrage amélioré fourni par des pieux plus longs conduits à une fondation plus stable et plus rigide, réduisant efficacement les déplacements vibratoires et statiques à la fois à la base et au sommet de l'éolienne.

Ces observations soulignent l'importance de la longueur des pieux dans la conception des fondations des éoliennes. En augmentant la longueur des pieux, la stabilité et les performances de l'éolienne peuvent être considérablement améliorées, en garantissant une meilleure résistance aux charges dynamiques et statiques et en réduisant les déplacements structurels globaux. Le tableau 13 représente les valeurs maximales des déplacements à la base et au sommet de 8-MW de WT.

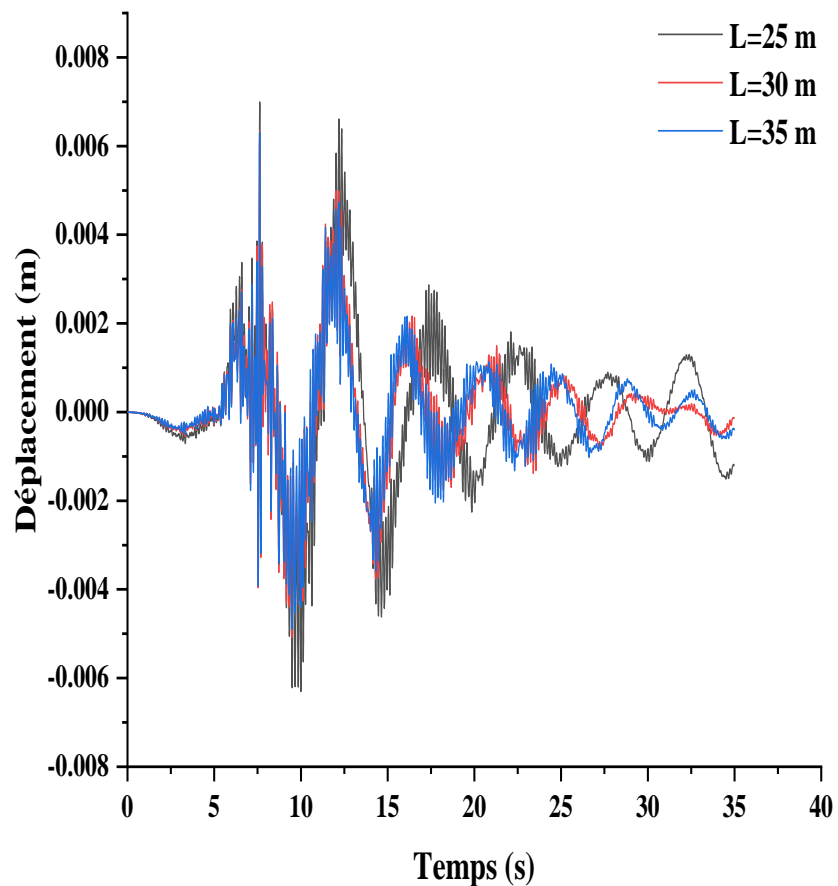


Figure 4. 43. déplacement à la base sous différent longueur du pieux

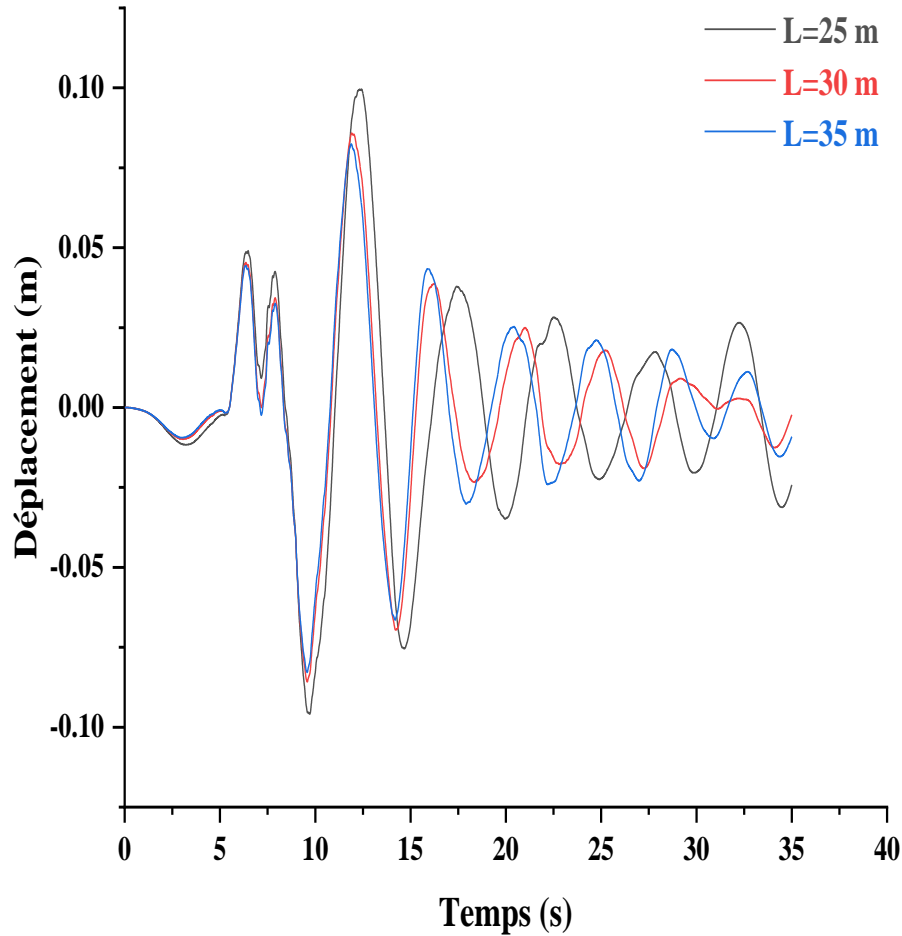


Figure 4.44. Déplacement d'une éolienne au sommet

Tableau 4.13. Valeurs maximales des déplacements à la base et au sommet d'une éolienne de 8 MW

Déplacement (m)	$L = 25\text{m}$	$L = 30\text{m}$	$L = 35\text{m}$
A la base	6.98×10^{-3}	6.34×10^{-3}	6.31×10^{-3}
Au sommet	9.95×10^{-2}	8.58×10^{-2}	8.24×10^{-2}

4.5.3.2 Réponse à l'accélération

Les figures 4.45 et 4.46 présentent l'accélération à la base et au sommet de l'éolienne pour différentes longueurs de pieux. On observe que l'accélération à la base est maximale pour une longueur de pieu de 30 m et diminue pour une longueur de pieu de 25 m. Cela indique qu'un pieu plus long peut entraîner des accélérations plus élevées à la base en raison d'une rigidité et d'une résistance accrues au mouvement du sol. En revanche, pour l'accélération au sommet de l'éolienne, on observe que l'accélération diminue au fur et à mesure que la longueur des pieux augmente. Cela

suggère que des pieux plus longs améliorent la stabilité et la rigidité globales de la structure de l'éolienne, réduisant efficacement la transmission des forces vibratoires au sommet de l'éolienne.

Ces observations mettent en évidence le rôle de la longueur des pieux dans la réponse dynamique de l'éolienne. Un pieu plus long, tout en augmentant la rigidité de la base et en entraînant des accélérations de base plus élevées, contribue également à réduire les accélérations au sommet en fournissant une fondation plus stable et plus sûre. Ce compromis souligne l'importance d'optimiser la longueur des pieux pour équilibrer les performances dynamiques et la stabilité structurelle de l'éolienne. Le tableau 4.14 représente les valeurs maximales de l'accélération a la base et au sommet de l'éolienne de 8 MW.

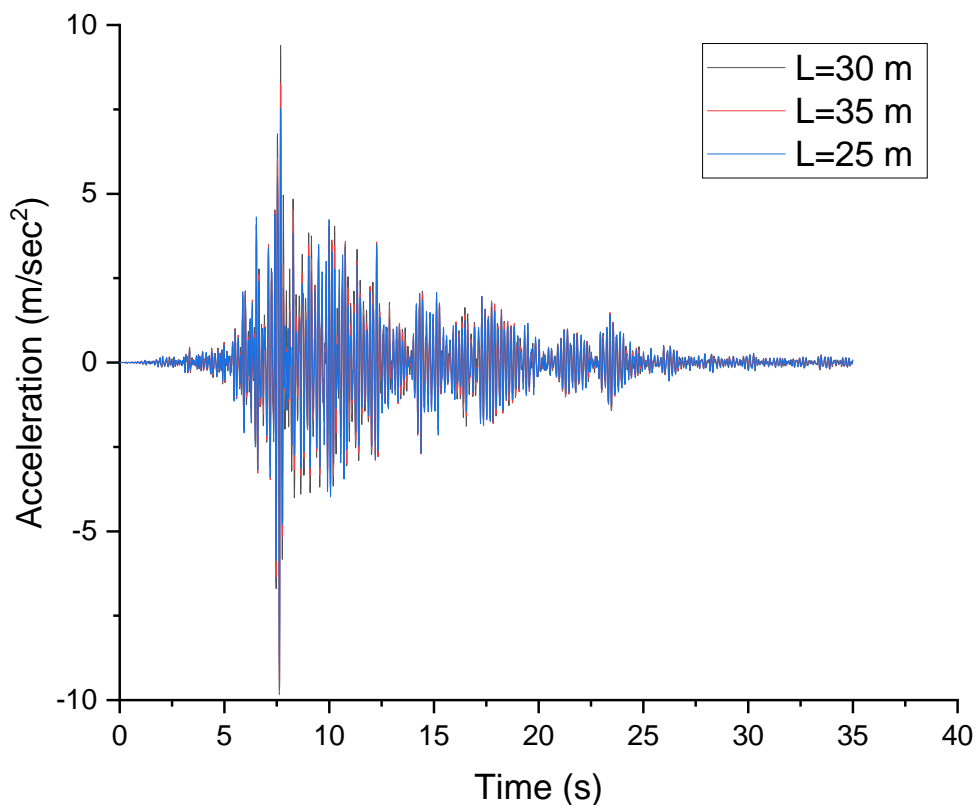


Figure 4.45. Accélération a la base.

Tableau 4.14. Valeurs maximales de l'accélération en bas et en haut d'une éolienne de 8 MW.

Accélération (m/s ²)	L = 25m	L = 30m	L = 35m
A la base	7.52	9.39	8.27
Au sommet	3.25	3.24	3.25

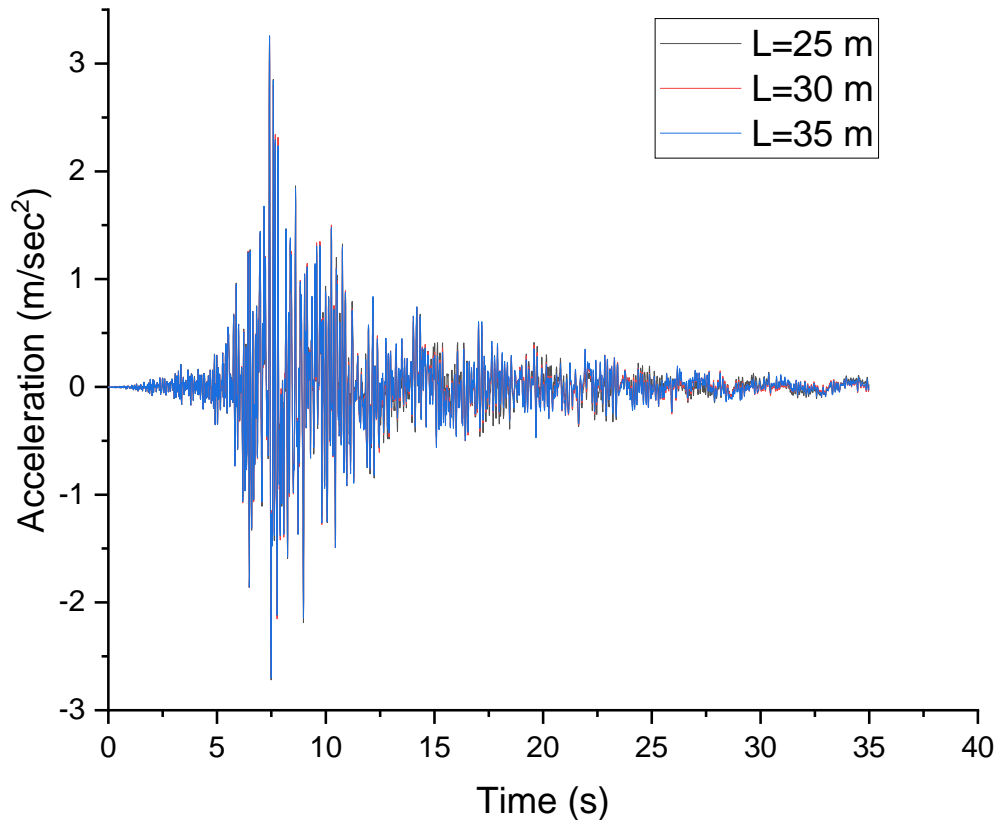


Figure 4. 46. accélération au sommet de l'éolienne 8Mw

4.5.3.3 Réponse à l'effort tranchant et au moment de flexion

Les figures 4.47 et 4.48 illustrent la force de cisaillement et le moment de flexion à la base de l'éolienne pour différentes longueurs de pieux. On observe que pour la plus grande longueur de pieu dans les cas étudiés, le moment de flexion à la base est maximal, et qu'il diminue pour les autres cas, disparaissant presque lorsque la longueur de pieu est de 30 m. Cela indique qu'une longueur de pieu spécifique peut optimiser le moment de flexion en raison de l'interaction entre la rigidité et la flexibilité de la structure. La plus grande longueur de pieu offre une résistance significative à la flexion, réduisant ainsi le moment.

En ce qui concerne la force de cisaillement à la base, on observe qu'elle est maximale pour une longueur de pieu de 30 m et qu'elle diminue pour des longueurs de pieu de 35 m et 25 m, respectivement. Cela suggère que la longueur optimale des pieux améliore la capacité structurelle à résister aux forces de cisaillement, alors que les longueurs trop courtes ou trop longues n'offrent pas le même niveau de résistance. Ces observations soulignent l'importance du choix de la longueur

appropriée des pieux dans la conception des fondations des éoliennes. La longueur optimale des pieux permet d'équilibrer la rigidité et la flexibilité de la structure, en maximisant la résistance au moment de flexion tout en gérant efficacement les forces de cisaillement. Les pieux plus longs, tels que 30 m, offrent une résistance substantielle aux moments de flexion et aux forces de cisaillement, contribuant ainsi à la stabilité et aux performances globales de l'éolienne. Les Valeurs maximales du moment de base et du cisaillement de base d'une éolienne de 8 MW sont indiqués au tableau 4.15.

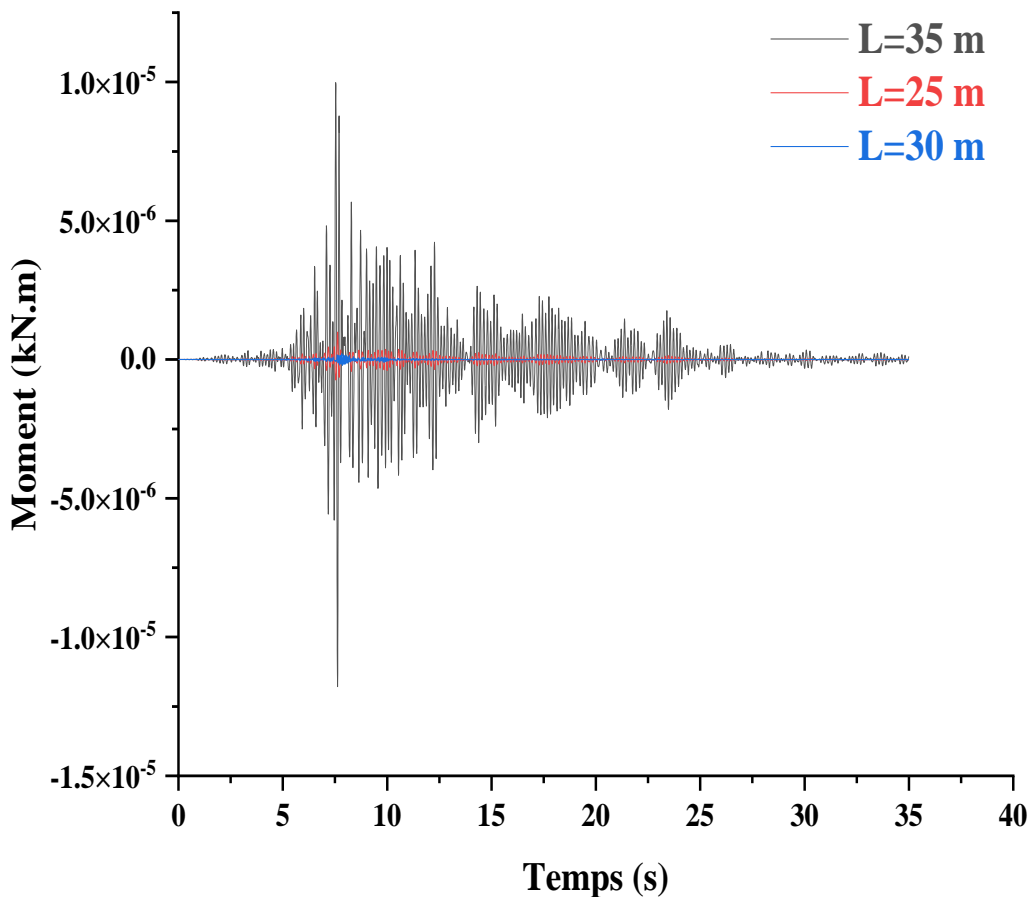


Figure 4. 47. La réponse en moment à la base

Tableau 4. 15. Valeurs maximales du moment de base et du cisaillement de base d'une éolienne de 8 MW.

	$L = 25\text{m}$	$L = 30\text{m}$	$L = 35\text{m}$
Moment à la base (kN.m)	9.89×10^{-7}	2.13×10^{-7}	9.98×10^{-6}
Effort tranchant a la base (kN)	2006.61	2402.47	2387.38

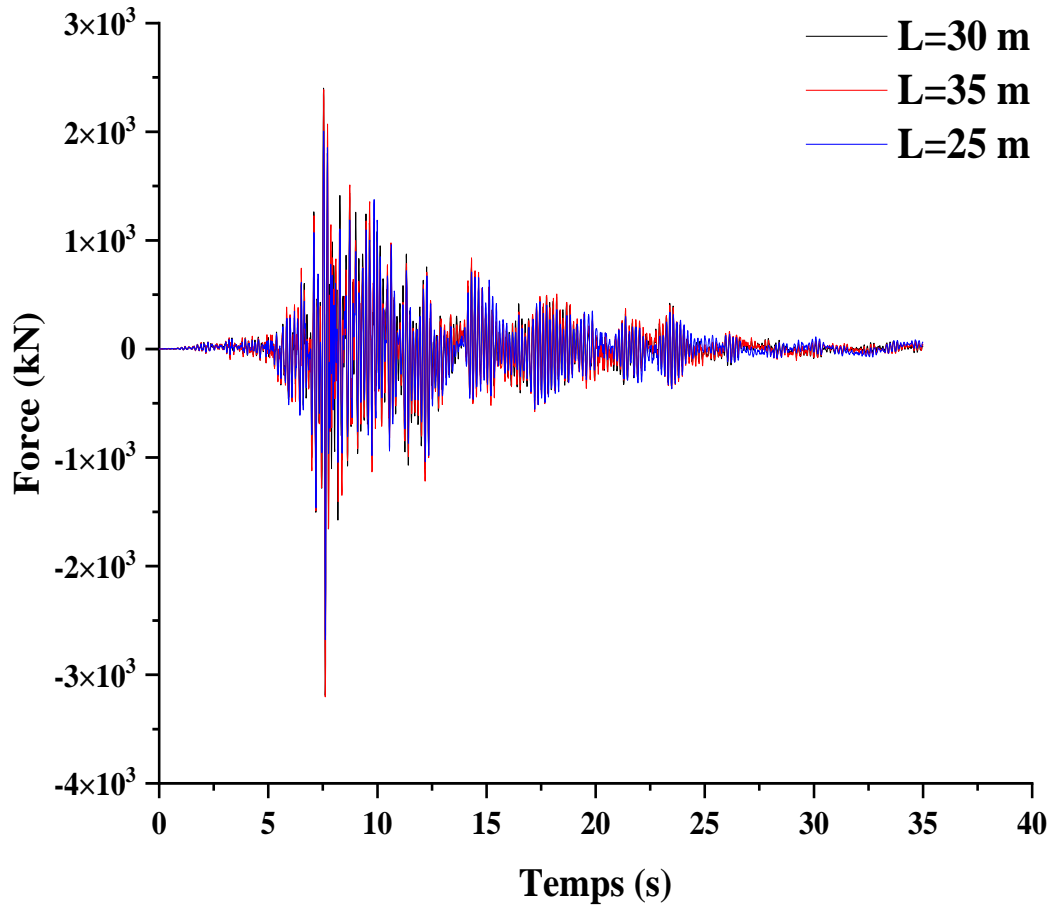


Figure 4. 48. La réponse en Effort tranchant à la base.

4.5.4 Bilan énergétique du comportement de l'éolienne de 8 MW

Dans la conception et l'exploitation de structures telles que les éoliennes, le bilan énergétique est un concept crucial. Il s'agit de s'assurer que l'énergie fournie, telle que l'énergie éolienne, est convertie efficacement en énergie utilisable tout en minimisant les pertes. Pour les éoliennes, il est essentiel d'atteindre cet équilibre pour optimiser les performances, la durabilité et la rentabilité. Comprendre comment l'énergie circule dans le système de l'éolienne et comment elle interagit avec les forces structurelles telles que la charge du vent et les vibrations est essentiel pour garantir un fonctionnement stable et fiable dans le temps.

Lorsqu'une structure est soumise à un séisme, le bilan énergétique du système peut s'exprimer comme suit :

$$E_s = E_c + E_p + E_{msd}$$

Où:

E_s = Energie sismique d'entrée;

E_c = Energie cinétique de la structure ;

E_p = Energie potentielle de la structure ;

E_{msd} = Energie d'amortissement modale structurel.

La figure 4.49 représente le bilan énergétique du comportement de l'éolienne de 8 MW dans différents scénarios d'étude (variations de paramètres) soumis à une excitation sismique, en tenant compte de l'interaction sol-structure. Le bilan énergétique de l'éolienne est comparé à six études de cas, comme le montre la figure 4.49. Le tableau 4.16 résume les résultats des différentes configurations étudiées :

L'étude initiale a considéré une fondation d'éolienne d'un diamètre de 30 m et d'une longueur de 30 m, située sur un sol argileux rigide. Les études de cas suivantes ont examiné les variations des dimensions des fondations et des types de sol, comme suit : b) fondation avec $D = 6$ m et $L = 30$ m sur un sol argileux rigide, c) fondation avec $D = 10$ m et $L = 30$ m sur un sol argileux rigide, d) fondation avec $D = 8$ m et $L = 25$ m sur un sol argileux rigide, e) fondation avec $D = 8$ m et $L = 35$

m sur un sol argileux rigide, f) fondation avec $D = 8$ m et $L = 30$ m sur un sable meuble et g) fondation avec $D = 8$ m et $L = 30$ m sur un sable dense.

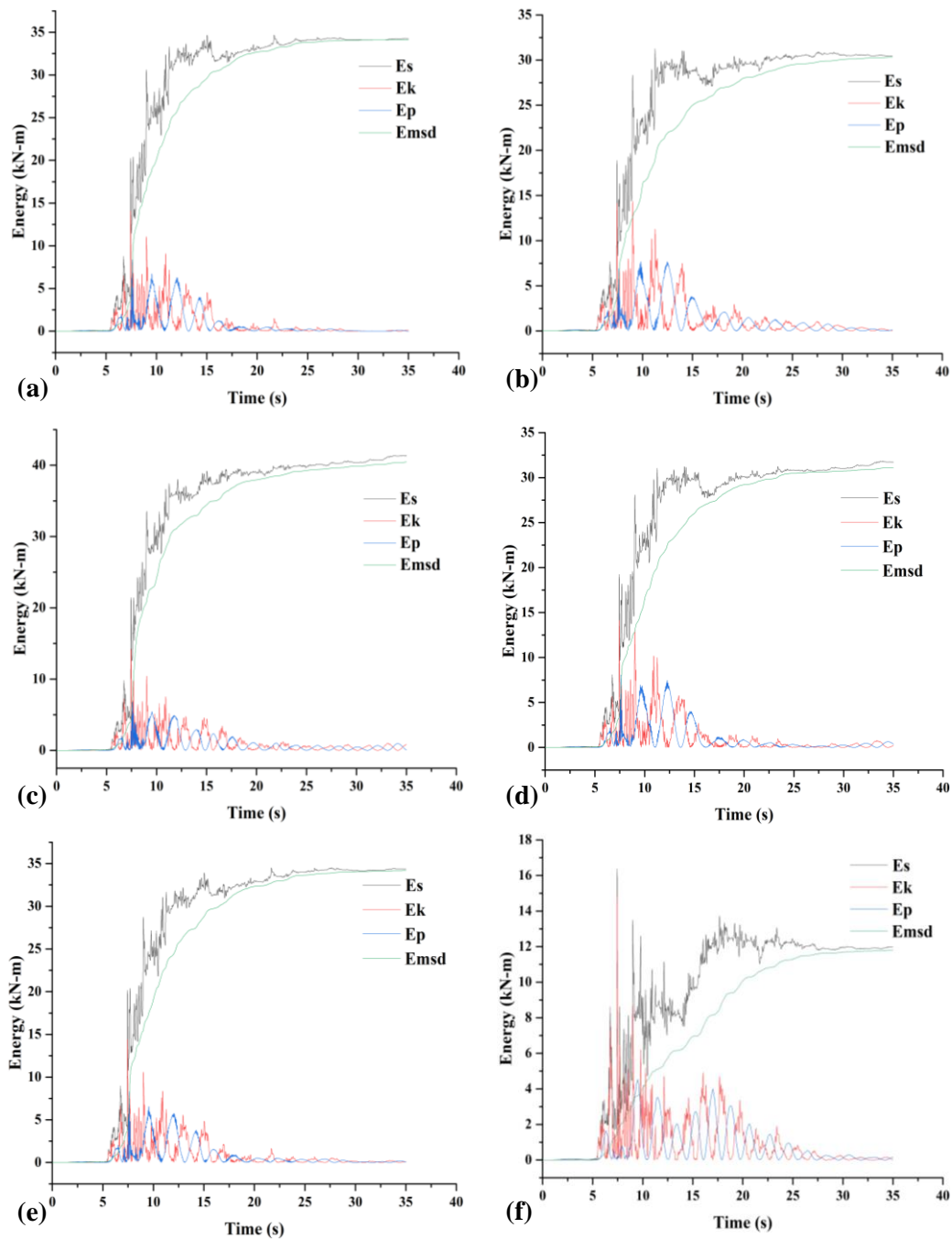


Figure 4. 49. Bilan énergétique de l'éolienne 8 Mw a) étude initiale, b) pour 6 m de diamètre, c) pour 10 m de diamètre, d) pour 25 m de longueur, e) pour 35 m de longueur, f) pour du sable meuble et g) pour du sable dense.

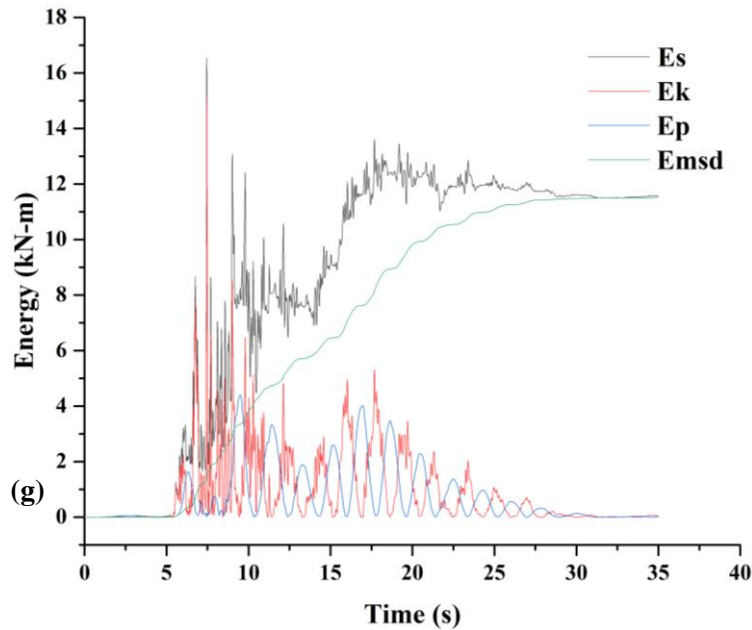


Figure 4.49. Continue.

4.5.4.1 Energie sismique d'entrée (E_s)

L'énergie sismique maximale est atteinte lorsque le diamètre du pieu est de 10 m, ce qui indique que la rigidité et la masse du pieu influencent considérablement la réponse sismique. Un diamètre de pieu plus important augmente l'interaction entre le sol et le pieu et améliore la dissipation de l'énergie. Le passage d'un sable meuble à un sable dense réduit l'énergie sismique en raison de la compacité et de la résistance au cisaillement plus élevées du sol dense, qui dissipe plus efficacement les forces sismiques.

4.5.4.2 Energie cinétique (E_c)

L'énergie cinétique reste relativement constante d'une configuration à l'autre, sauf dans le cas des sols denses. Cette stabilité reflète une variation minimale de la masse de la structure et des pieux. Cependant, les sols denses augmentent la rigidité, ce qui entraîne une interaction sol-structure plus forte et une légère modification de l'énergie cinétique.

4.5.4.3 Energie potentielle (E_{pot})

L'énergie potentielle est la plus élevée à l'état initial et diminue avec la réduction du diamètre des pieux ou les changements de type de sol. Des fondations plus rigides et des sols moins déformables réduisent la hauteur effective de la structure, limitant ainsi sa capacité à stocker l'énergie potentielle.

4.5.4.4 Amortissement modal structurel (E_{msd})

L'amortissement modal est le plus élevé pour un diamètre de pieu de 10 m et diminue avec des pieux plus courts ou des changements de sols meubles et denses. Les pieux de plus grand diamètre et les sols plus mous augmentent la dissipation de l'énergie, tandis que les sols plus rigides réduisent cet effet. Ces observations indiquent que les paramètres de conception des pieux, tels que le diamètre et la longueur, ainsi que la nature du sol, ont un impact significatif sur les réponses énergétiques (sismiques, cinétiques et potentielles) et l'amortissement modal de la structure. Le tableau 4.16 illustre les valeurs maximales de l'énergie sismique (E_s), de l'énergie cinétique (E_c), de l'énergie potentielle (E_p) et de l'énergie d'amortissement modal (E_{msd}) dans six études de cas. La compréhension et l'optimisation de ces paramètres sont essentielles pour améliorer la performance sismique des structures sur pieux.

Tableau 4. 16. Les valeurs maximales pour le bilan énergétique pour les six cas d'étude

Cas d'étude	Initial	a	b	c	d	e	f
E_s	34.686	31.256	41.371	31.835	34.507	16.388	16.548
E_c	14.1079	14.367	14.245	14.162	14.446	14.855	15.0862
E_p	8.3469	7.678	6.79	8.058	8.343	4.52	4.4
E_{msd}	34.1417	30.316	40.453	31.104	34.188	11.808	11.513

Le cas initial est utilisé comme référence, et les variations en pourcentage sont mises en évidence pour souligner les variations :

- Énergie sismique (E_s) : La valeur la plus élevée se trouve dans le cas b (41.371), montrant une augmentation de +19.3% par rapport au cas initial. En revanche, les valeurs les plus faibles sont observées dans les cas e et f, représentant des réductions de -52,7 % et -52,3 %, respectivement.
- Énergie cinétique (E_c) : L'énergie cinétique reste relativement stable. L'augmentation la plus importante est observée dans le cas f (15,0862), soit une augmentation de +6,9 % par rapport au cas initial.
- Énergie potentielle (E_p) : L'énergie potentielle diminue progressivement. La valeur la plus faible est observée dans le cas f (4,4), représentant une réduction de -47,3 % par rapport à l'état initial.

- Énergie d'amortissement modal (E_{msd}) : L'énergie d'amortissement la plus élevée est observée dans le cas b (40,453), soit une augmentation de +18,5 % par rapport au cas initial. Les valeurs les plus faibles se trouvent dans les cas e et f, avec des réductions de -65,4 % et -66,3 %, respectivement.

Cette analyse montre que les modifications du diamètre des pieux et des propriétés du sol ont un impact significatif sur les paramètres énergétiques, les pieux de plus grand diamètre et les sols plus mous augmentant généralement la dissipation de l'énergie, tandis que les sols plus rigides réduisent le stockage de l'énergie et l'amortissement.

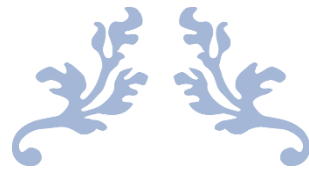
4.6 Conclusion

La réponse sismique des structures de soutien des éoliennes est profondément influencée par divers paramètres de conception et d'environnement, notamment le diamètre des pieux, le type de sol et l'interaction sol-structure (ISS). Cette étude souligne l'importance d'une modélisation précise de l'interaction sol-structure, qui est essentielle pour prédire la performance sismique des fondations d'éoliennes. En utilisant des techniques de modélisation avancées telles que les éléments de la poutre de Winkler et les éléments non linéaires p-y, t-z et Q-z basés sur les spécifications de l'API, l'étude offre un cadre robuste pour simuler les interactions complexes entre le pieu et le sol environnant. Ces résultats soulignent que les directives de conception sismique doivent intégrer une caractérisation détaillée du sol et des effets SSI pour garantir la sécurité et la stabilité des éoliennes, en particulier dans les régions à forte activité sismique. Les ingénieurs doivent tenir compte des conditions du sol spécifique au site, des dimensions optimisées des pieux et des propriétés dynamiques du sol et de la structure lorsqu'ils élaborent des conceptions visant à améliorer la résistance aux charges sismiques. Les résultats de l'étude montrent que l'absorption de l'énergie sismique est maximale lorsque le diamètre des pieux atteint 10 m, ce qui indique que des pieux plus grands peuvent absorber et dissiper davantage d'énergie sismique en raison de leur masse et de leur rigidité accrue.

Inversement, l'absorption de l'énergie sismique diminue lorsque le type de sol est remplacé par des sables denses ou meubles, ce qui montre à quel point les propriétés du sol affectent la réponse dynamique de la structure. Cela renforce le rôle critique de la composition du sol dans l'influence du comportement structurel, car la comparaison entre les différents cas d'étude montre que les conditions de sol dense peuvent modifier la réponse dynamique des éoliennes, probablement en raison de changements dans les propriétés de rigidité et d'amortissement du sol. Les niveaux

d'énergie cinétique restent relativement cohérents d'une configuration à l'autre, sauf en présence de sols denses, ce qui suggère que la rigidité du sol peut avoir un effet notable sur la réponse de la structure à l'activité sismique. L'énergie potentielle est observée comme étant la plus élevée dans le cas d'étude initial, avec une diminution constante lorsque le diamètre du pieu est augmenté et que le type de sol passe de l'argileau sable dense et meuble.

Cette évolution souligne l'importance d'optimiser le diamètre des pieux et les conditions du sol afin de minimiser l'énergie potentielle et d'améliorer la stabilité globale de la structure. L'étude montre également que l'amortissement modal de la structure est plus important lorsque le diamètre du pieu est de 10 m, ce qui indique que des diamètres plus importants contribuent à des ratios d'amortissement plus élevés, ce qui peut aider à atténuer les vibrations lors d'événements sismiques. Cependant, l'amortissement diminue avec les changements de longueur des pieux et diminue encore lorsque le type de sol passe à un sable meuble ou dense, ce qui souligne l'importance de la géométrie des pieux et des caractéristiques du sol dans la détermination des propriétés d'amortissement des systèmes de fondation des éoliennes. En conclusion, cette étude souligne la nécessité d'une approche globale et nuancée de la conception sismique des structures de soutien des éoliennes. En intégrant une caractérisation détaillée du sol, des dimensions de pieux optimisées et une compréhension approfondie de l'interaction sol-structure, les ingénieurs peuvent développer des conceptions sismiques qui améliorent la stabilité et la résilience des éoliennes.



CHAPITRE 5 :

Modélisation et analyse numérique de l'effet de l'interaction sol-structure des éoliennes avec isolation a la base.



Chapitre 5 : Modélisation et analyse numérique de l'effet de l'interaction sol structure des éoliennes avec isolation a la base

5.1 Introduction

Le développement rapide de l'énergie éolienne dans les régions sismiques nécessite des solutions techniques avancées pour protéger les éoliennes contre les tremblements de terre. Les éoliennes, en raison de leur hauteur importante et de leur masse élevée, sont très vulnérables aux forces dynamiques des événements sismiques, qui menacent leur intégrité structurelle et leur capacité de production d'énergie.

Les travaux présentés dans ce chapitre constituent une nouvelle étude dans l'évaluation de l'isolation de base en tant que stratégie innovante de protection parasismique appliquée aux fondations d'éoliennes. Contrairement aux méthodes traditionnelles qui atténuent les vibrations après leur apparition, l'isolation de base vise à découpler l'ensemble de l'éolienne du mouvement du sol lui-même. Nous évaluons la viabilité et l'efficacité de cette approche pour améliorer la stabilité structurelle face aux charges combinées du vent et des séismes grâce à une modélisation numérique avancée, intégrant les effets critiques de l'interaction sol-structure. Cette recherche offre une nouvelle perspective sur la protection des infrastructures essentielles d'énergie renouvelable.

5.2 Les travaux traitant des différentes stratégies de contrôle de vibrations

Pour comprendre les enjeux de cette étude, il est nécessaire de passer en revue les travaux traitant des différentes stratégies de contrôle de vibrations, notamment dans le contexte émergent de l'énergie éolienne. Si cette dernière s'est imposée comme une source renouvelable majeure, la littérature existante s'est principalement concentrée sur la performance structurelle en conditions opérationnelles normales, laissant dans l'ombre son comportement face aux hazards extrêmes tels que les séismes.

Comme l'ont démontré (Ricles, Gorini et al. 2024), une compréhension approfondie des interactions qui se produisent dans des conditions de charge réalistes est indispensable pour optimiser la conception et la longévité des éoliennes offshore. Par conséquent, l'intégration de mesures de protection sismique, notamment des dispositifs de contrôle actifs et passifs, est essentielle pour garantir leur résilience. Il a été démontré que des dispositifs tels que les

amortisseurs à masse accordée (TMD) et les sections de colonne réduites (RCS) réduisent les vibrations dynamiques des éoliennes en dissipant l'énergie sismique. Cela revêt une importance particulière pour les éoliennes offshore et onshore dans des régions telles que la Californie et la côte méditerranéenne (Rostami and Tombari 2023).

Par ailleurs, le concept innovant de section de colonne réduite (RCS) introduit une transition structurelle qui améliore la capacité de la tour à résister aux charges sismiques en augmentant la capacité de moment plastique et en régulant le comportement d'inclinaison (Rostami and Tombari 2023). Cette recherche propose un nouveau système de contrôle du balancement (RCS) en forme de sablier (figure 5.1) pour remplacer la pièce de transition traditionnelle dans les éoliennes. Fabriqué en acier à haute résistance, ce dispositif est conçu pour atténuer les vibrations induites par les tremblements de terre et offre deux avantages principaux :

- Contrôle des vibrations : sa forme en sablier permet aux ingénieurs de contrôler avec précision la période fondamentale de vibration de l'éolienne, en déplaçant sa réponse dynamique loin des fréquences sismiques dangereuses. Pour ce faire, la section transversale est modifiée à son point le plus étroit, selon une relation mathématique spécifique.
- Résistance accrue : le système offre une capacité de moment plastique plus élevée, ce qui améliore la résistance structurelle globale et la stabilité de la fondation de l'éolienne.

Cette innovation s'applique aux éoliennes terrestres et offshore et fonctionne comme un dispositif dédié au contrôle des vibrations afin d'améliorer la résilience sismique.

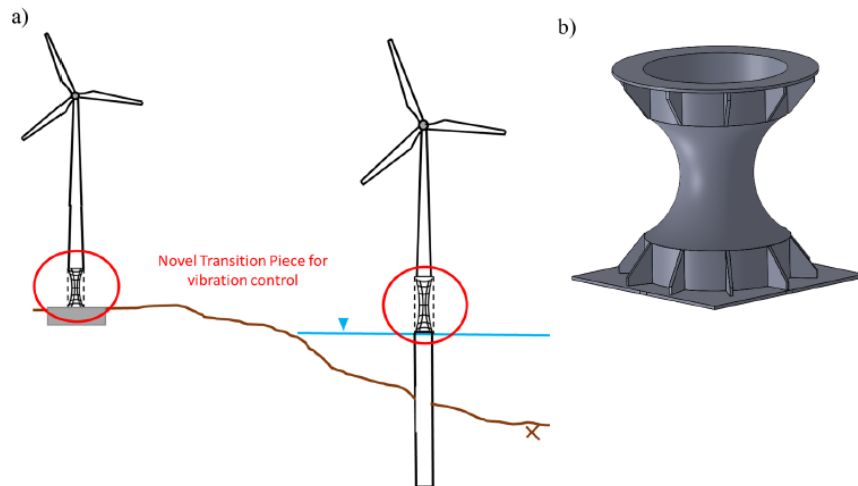


Figure 5.1. Approche proposée de la section de colonne réduite : a) exemples d'applications onshore et offshore b) exemple de la pièce de transition (RCS)

Cette étude analyse une éolienne terrestre de 60 kW située en Italie et dotée d'une tour de 24 m. Sa principale caractéristique est un système de charnières unique à la base, qui permet de replier horizontalement l'ensemble de la tour afin de faciliter la maintenance. L'éolienne est équipée d'un rotor de 15,9 m de diamètre et repose sur une dalle en béton de 5 x 5 m.



Figure 5.2. Éolienne de Sassoferato : a) Tour en état de fonctionnement ; b) Emplacement ; c) Système de pliage contrôlé ; d) Tour en cours de maintenance.

Une analyse modale du modèle simplifié (masse concentrée) révèle une axi-symétrie, produisant des fréquences naturelles identiques dans les deux directions principales. Les quatre premiers modes de vibration numériques, illustrés dans la Fig. 5.3, correspondent bien aux résultats expérimentaux.

Pour étudier l'atténuation sismique, la pièce de transition originale est remplacée par un dispositif RCS en forme de sablier (Fig.5.4). Quatre modèles avec différents index de réduction (R) et épaisseurs sont analysés.

L'utilisation du RCS modifie efficacement les propriétés modales en abaissant la fréquence fondamentale, évitant ainsi toute résonance avec les fréquences de rotation du rotor (1P) et des pales (3P). Les valeurs analytiques et numériques des nouvelles fréquences, présentées dans le tableau 3, montrent une bonne corrélation

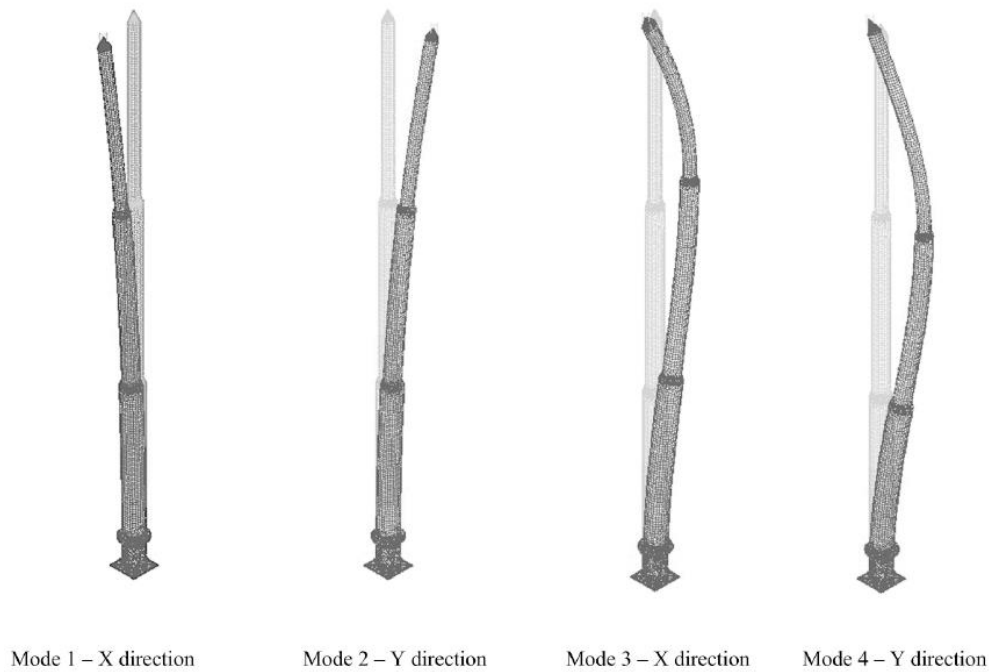


Figure 5. 3. Les quatre premières formes modales du modèle FE de l'éolienne de Sassoferrato

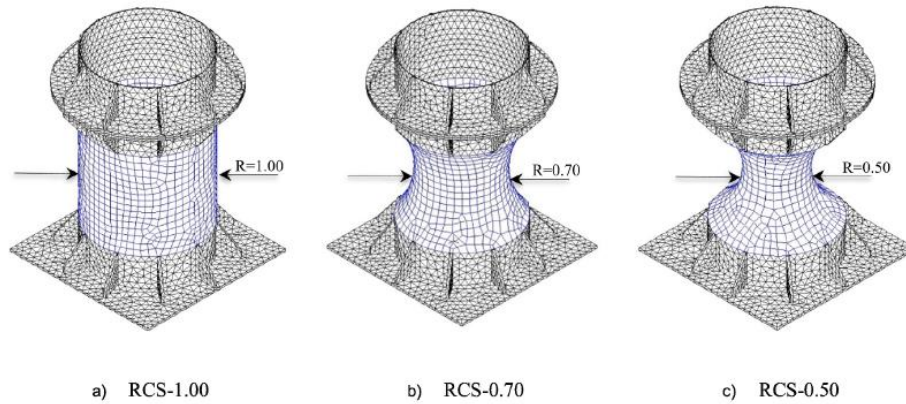


Figure 5. 4. Maillage du 3D FE du RCS : a) segment 1 ou $R=1$; b) $R=0.70$; c) $R=0.50$ (12 mm et 2 mm d'épaisseur)

Une analyse sismique a été menée pour évaluer l'efficacité du dispositif RCS à protéger une éolienne onshore. Deux types d'analyses ont été réalisées : une analyse temporelle par histoire chronologique avec des séismes réels et une analyse dynamique incrémentale (IDA) pour étudier le comportement non linéaire.

Tableau 5. 1. Détails de ces sept séismes obtenus via REXEL.

ID-SIS	ID-SEM	Code Station	Orientation	MW	Distance Épicentrale [km]	Vs30 [m/s]	Facteur d'Échelle
1	GR-2016-0006	SRN	E	5,5	62,1	1512	0,735
2	EMSC-20161129_0000079	ANT	E	4,5	20,7	912	127,765
3	IT-2013-0019	MCN	E	5,0	20,2	1067	33,774
4	EMSC-20160624_0000013	NRN	E	5,4	60,2	811	32,097
5	EMSC-20161030_0000029	NRN	N	6,6	59,9	811	13,264
6	EMSC-20170118_0000034	SCM	N	5,5	83,6	839	133,593
7	EMSC-20160624_0000013	ATVO	E	5,4	89,2	1036	145,137

Tableau 5. 2. Résultats d'accélération, déplacement et contrainte effective pour les sept séismes

Paramètre	Modèle	SIS-1	SIS-2	SIS-3	SIS-4	SIS-5	SIS-6	SIS-7	Moyenne
-----------	--------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	---------

Chapitre 5 : Modélisation et analyse numérique de l'effet de l'interaction sol-structure des éoliennes avec isolation a la base

Accélération (m/s ²)	Existant	2,713	2,539	3,172	3,219	5,626	5,551	4,695	3,931
	R = 0,5	4,076	2,468	3,612	3,124	4,156	4,479	3,070	3,638
	Diff. Rel.	-50,21	2,41	-13,87	2,98	26,13	19,32	17,57	6,29
	(%)								
	R = 0,7	3,193	3,069	2,973	3,952	4,937	4,098	2,375	3,514
	Diff. Rel.	-17,68	-20,87	6,28	-22,75	12,28	26,17	49,40	10,61
(%)									
Déplacement (m)	Existant	0,047	0,039	0,084	0,066	0,107	0,152	0,087	0,083
	R = 0,5	0,099	0,042	0,107	0,101	0,181	0,105	0,123	0,106
	Diff. Rel.	-110,58	-7,58	-27,00	-53,62	-69,78	31,29	-0,90	-30,14
	(%)								
	R = 0,7	0,057	0,029	0,079	0,112	0,123	0,106	0,089	0,086
	Diff. Rel.	-20,42	24,15	6,02	-76,95	-14,21	29,08	-1,26	-3,07
(%)									
Contrainte effective (N/m ²)	Existant	2,14×10 ⁷	1,72×10 ⁷	3,77×10 ⁷	2,94×10 ⁷	4,77×10 ⁷	6,78×10 ⁷	3,92×10 ⁷	3,72×10 ⁷
	R = 0,5	3,26×10 ⁷	1,22×10 ⁷	2,84×10 ⁷	2,87×10 ⁷	4,68×10 ⁷	2,96×10 ⁷	3,24×10 ⁷	3,01×10 ⁷
	Diff. Rel.	-53,12	28,36	24,77	2,71	1,86	56,36	17,39	19,04
	(%)								
	R = 0,7	2,41×10 ⁷	1,32×10 ⁷	3,01×10 ⁷	4,67×10 ⁷	4,76×10 ⁷	4,20×10 ⁷	3,27×10 ⁶	2,96×10 ⁷
	Diff. Rel.	-13,29	22,68	20,29	-58,67	0,27	38,01	91,66	20,46
(%)									

Comme le montrent les historiques de déplacement et d'accélération du séisme 7 dans la Fig. 5.5, le dispositif RCS permet une réduction d'environ 50% de l'accélération maximale pour le modèle avec un index de réduction R = 0,7, démontrant son efficacité pour l'atténuation des vibrations sismiques.

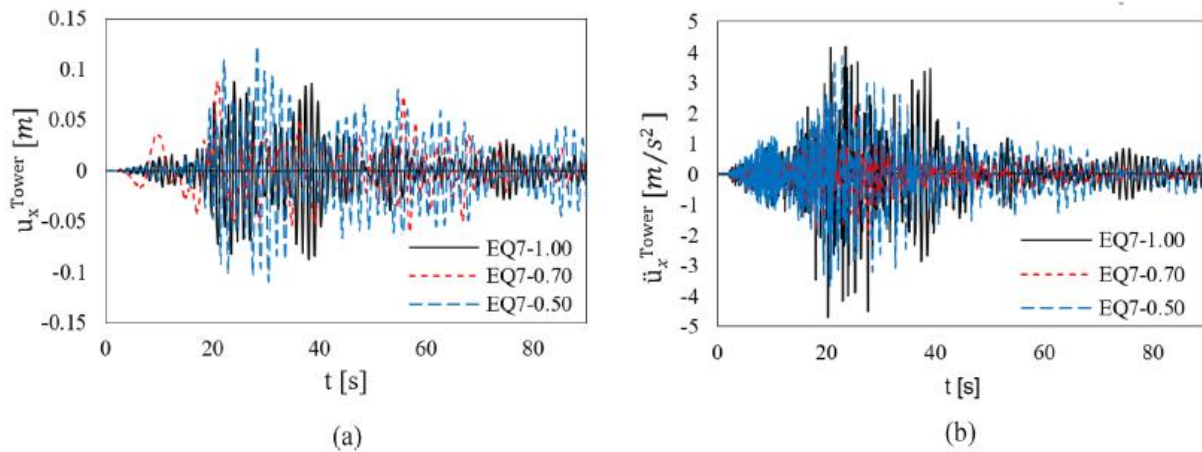


Figure 5.5. Déplacement au sommet (a) et accélération (b) sous le septième séisme EQ-7.

L'analyse sismique démontre l'efficacité du dispositif RCS. La figure 5.6 révèle une réduction importante des contraintes effectives maximales dans la tour de l'éolienne grâce au RCS. Il est important de noter que les contraintes dans la tour principale et le segment RCS restent inférieures à la limite d'élasticité du matériau. Cela confirme un comportement élastique linéaire de la structure durant le séisme. Cette observation suggère une possibilité d'optimisation, permettant d'envisager l'utilisation de matériaux de plus faible épaisseur pour la tour et le RCS à l'avenir.

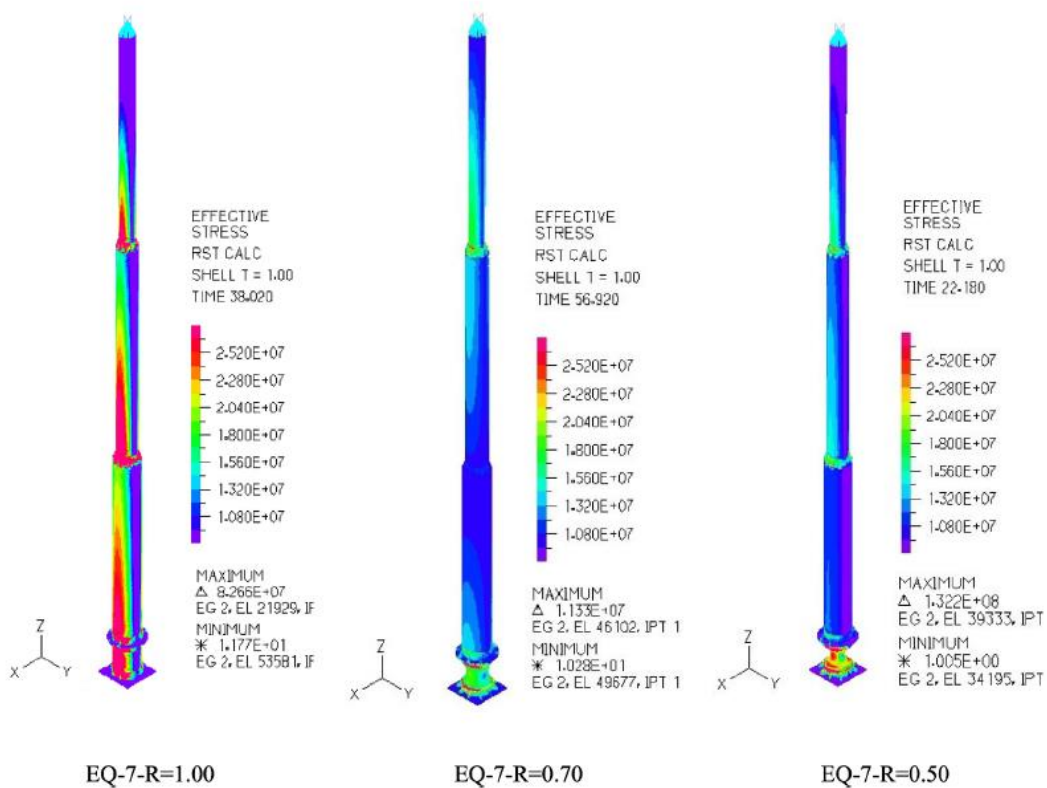


Figure 5. 6 Stress Effectif pour le séisme EQ-7.

La figure 5.7 illustre la distribution des contraintes effectives maximales pour les quatre mouvements de terrain à l'échelle. Les résultats montrent que pour le tremblement de terre dont le facteur d'intensité est le plus élevé, la structure présente un comportement plastique. Ceci est clairement observé par la distribution spécifique des contraintes concentrées autour de la section réduite de la forme de sablier, ce qui indique que la rupture s'est produite dans cette zone conçue avec précision, comme prévu.

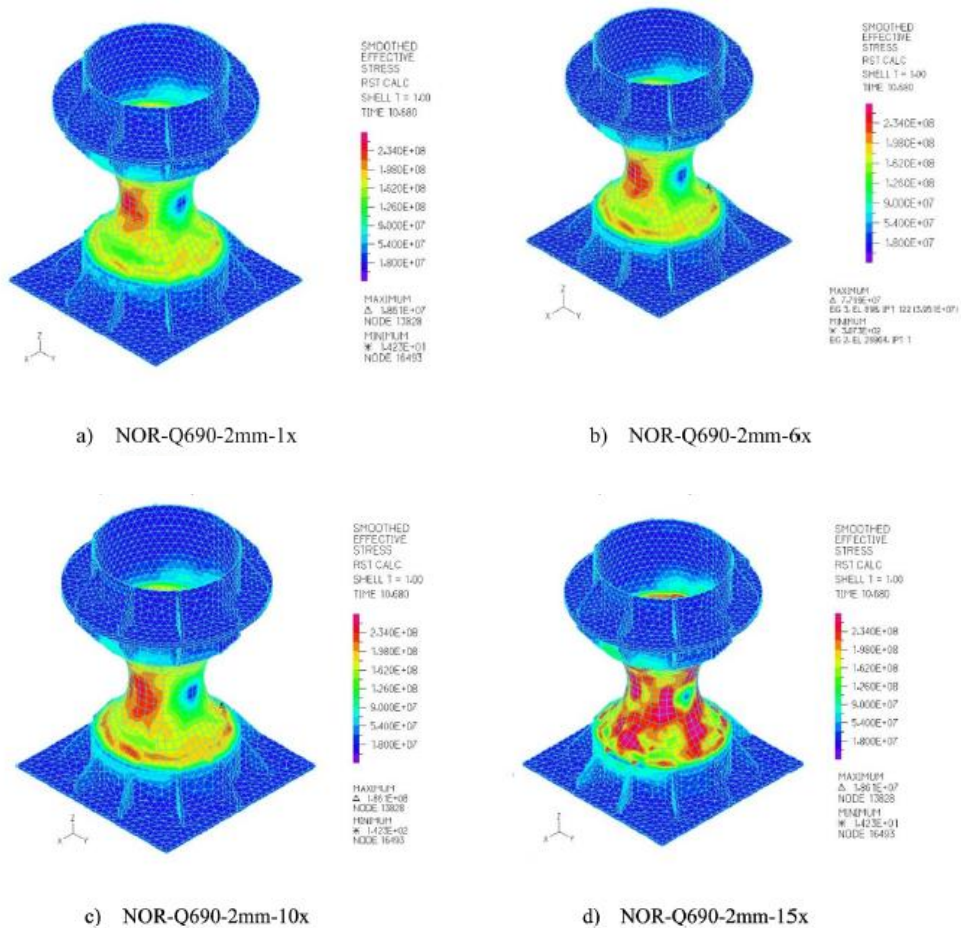


Figure 5. 7. Distribution de la contrainte effective de la RCS pour le tremblement de terre de 1994 à Northridge

Les résultats du tableau 5.3 démontrent que le dispositif RCS réduit considérablement les contraintes sismiques sur la tour de l'éolienne. Par rapport au modèle existant ($R=1$), les contraintes maximales effectives sont réduites d'environ 40 % en utilisant de l'acier standard (S275) et de 70 % en utilisant de l'acier à haute résistance (Q690). Cela montre que les propriétés matérielles supérieures de l'acier à haute résistance améliorent considérablement les performances du système RCS en matière de contrôle des vibrations.

Tableau 5. 3. Résultats de l'analyse sismique prenant en compte les effets d'interaction sol-structure

Type de Structure	Paramètre	R = 0,5	Valeur de Référence	Différence Relative (%)
-------------------	-----------	---------	---------------------	-------------------------

Structure Métallique	Accélération (m/s²)	5,046	4,009	30,05
	Déplacement (m)	0,069	0,069	0,56
	Contrainte Effective (N/m²)	$4,50 \times 10^7$	$2,69 \times 10^7$	41,33
Béton Armé	Accélération (m/s²)	5,046	2,182	62,67
	Déplacement (m)	0,069	0,041	40,54
	Contrainte Effective (N/m²)	$4,59 \times 10^7$	$1,39 \times 10^7$	69,74

En conclusion, cette étude présente le système innovant RCS (Reduced Column Section) comme un système efficace de protection sismique pour les éoliennes, remplaçant la pièce de transition traditionnelle par un segment en acier haute résistance en forme de sablier. Les conclusions suivantes ont été observées :

- Le RCS (section de colonne réduite) est une nouvelle méthode proposée pour protéger les éoliennes des séismes en remplaçant la pièce de transition traditionnelle par un segment en acier haute résistance en forme de sablier.
- Il combine les avantages d'une section réduite (concentration des déformations) et d'une conception "rocking" (isolation) pour créer un dispositif de contrôle des vibrations innovant.
- Les formules analytiques permettent de concevoir le RCS pour allonger spécifiquement la période fondamentale de la turbine, agissant comme un isolateur sismique.
- Appliqué à une éolienne réelle en Italie, le RCS a réduit les contraintes effectives sur la tour de 20% (analyse spectrale) à 70% (analyse dynamique incrémentale).
- L'acier haute résistance permet au RCS d'absorber les contraintes et d'augmenter la capacité portante sans endommager la tour principale.
- En tant qu'isolateur, le RCS réduit l'accélération en haut de la tour mais peut augmenter son déplacement absolu.
- Cette réduction des contraintes permet d'envisager l'utilisation de tours plus minces, réduisant les coûts de construction.
- Comparé aux amortisseurs traditionnels (TMD, TLD), le RCS est une stratégie plus simple et économique, car il ne nécessite pas de masse oscillante additionnelle et son réglage est plus robuste.

- La conception doit soigneusement éviter toute interférence avec les fréquences critiques de la turbine (1P, 3P, vent, sol) pour prévenir toute résonance.
- Des études futures exploreront l'action combinée vent-séisme et la conception optimale de tours intégrant directement le RCS.

(Zuo, Bi et al. 2017) ont étudié l'application d'amortisseurs de masse accordés multiples (MTMD) pour contrôler la réponse dynamique des tours d'éoliennes offshore soumises à des charges combinées de vent, de vagues et de tremblements de terre. Reconnaissant qu'un seul MTMD conventionnel à la nacelle ne contrôle que le mode fondamental, ils ont proposé un système MTMD distribué pour atténuer également les vibrations des modes supérieurs, en particulier celles induites par l'activité sismique. Leur recherche a utilisé un modèle détaillé d'éléments finis en 3D de la turbine NREL de 5 MW développé dans ABAQUS, où la tour et le monopieu ont été modélisés avec des éléments de coque S4 et l'ensemble rotor-nacelle a été simplifié comme une masse forfaitaire. Les paramètres du MTMD ont été optimisés pour plusieurs configurations, y compris un seul TMD, un système à deux TMD et un réseau robuste à six TMD (figure 5.8.). Pour les simulations d'excitation avant-arrière, ces DTM ont été mis en œuvre de manière symétrique, les valeurs de rigidité et d'amortissement pour chaque élément directionnel étant soigneusement fixées à la moitié des valeurs optimisées mathématiquement afin d'obtenir les performances prévues du système.

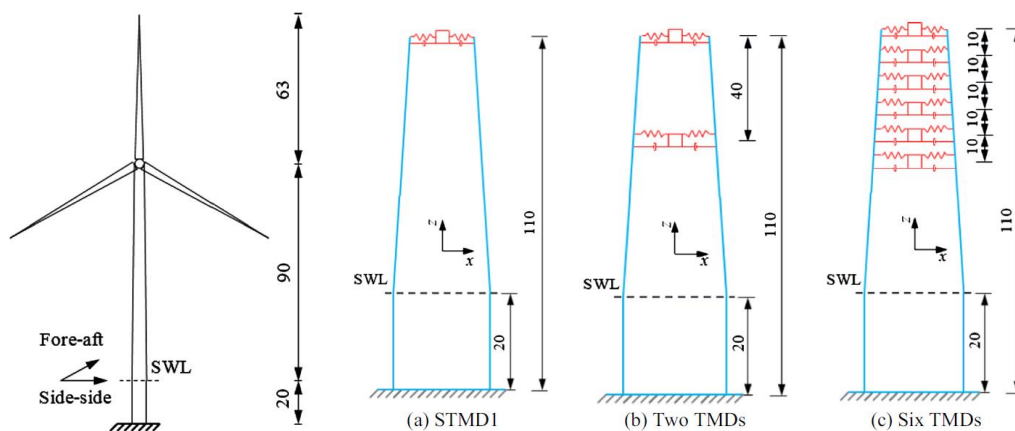


Figure 5. 8 modèle d'éolienne et les différents arrangements TMD (vue de côté, pas à l'échelle, dimensions en m).

La figure 5.9 montre les formes des modes fondamental et secondaire de l'éolienne dans la direction avant-arrière. Les fréquences de vibration correspondantes sont respectivement de 0,232 et 2,021 Hz. Il est évident que la plus grande amplitude du premier mode se situe au sommet de la tour (emplacement A). Pour la deuxième forme de mode, l'amplitude maximale se produit à environ 40 m en dessous du sommet de la tour (emplacement B), comme le montre la figure 5.9.

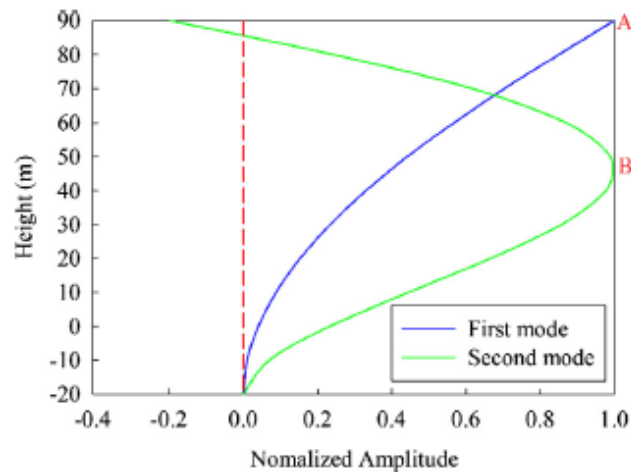


Figure 5. 9 Les deux premières mode de la tour dans la direction avant-arrière

Une analyse des réponses dynamiques de la tour d'éolienne a été menée sous deux scénarios d'excitation afin d'évaluer l'efficacité de la méthode de contrôle proposée.

- **Scénario 1:** Charges de vent et de houle appliquées sur une durée de 100 s
- **Scénario 2:** Combinaison vent/houle avec excitation sismique intervenant entre 30 s et 70,96 s.

L'analyse des déplacements de la tour (**Fig. 5.10**) révèle une amplification significative sous l'effet combiné vent-houle-séisme. Au sommet (Point A), le déplacement maximal passe de 635 mm (à $t=20$ s) sous vent/houle seul à 739 mm (à $t=47$ s) avec l'ajout du séisme. Une augmentation similaire est observée à 40 m sous le sommet (Point B), où le déplacement maximal s'accroît de 286 mm à 352 mm. Cette amplification, attribuable à l'apport énergétique supplémentaire du séisme, confirme la nécessité de considérer les charges sismiques dans la conception. Un délai de réponse d'environ 5 secondes est notable après le début du séisme ($t=30$ s), la réponse restant initialement gouvernée par l'inertie des excitations vent-houle.

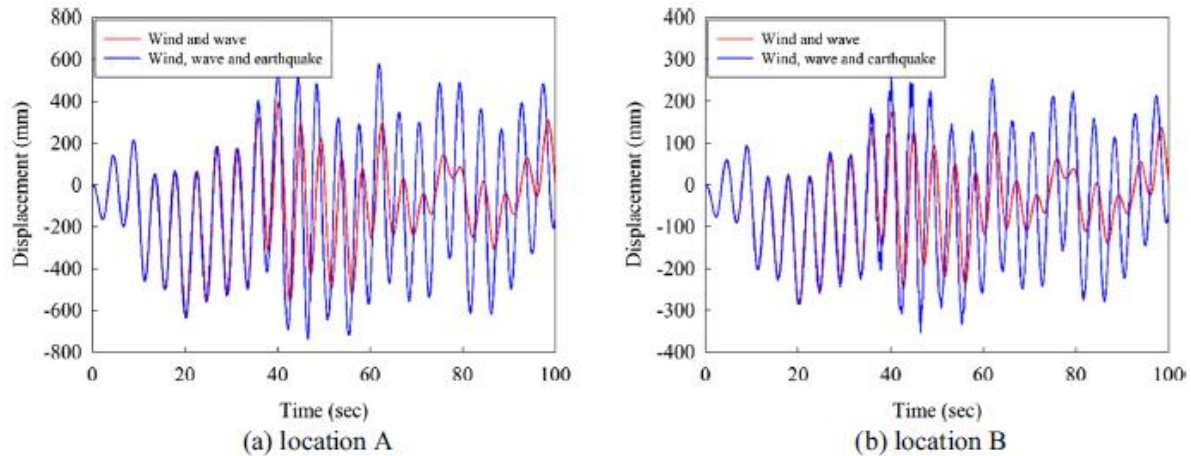


Figure 5. 10 évolution temporelle du déplacement à l'emplacement (a) A et (b) sur B différents scénarios d'excitation .

L'analyse spectrale (Fig. 5.11) révèle que l'excitation vent-houle n'active que le mode fondamental (0,232 Hz). L'ajout du séisme excite également le second mode (2,021 Hz) en raison de son spectre fréquentiel plus large. Cette excitation multimodale démontre la nécessité d'une stratégie de contrôle visant plusieurs modes de vibration.

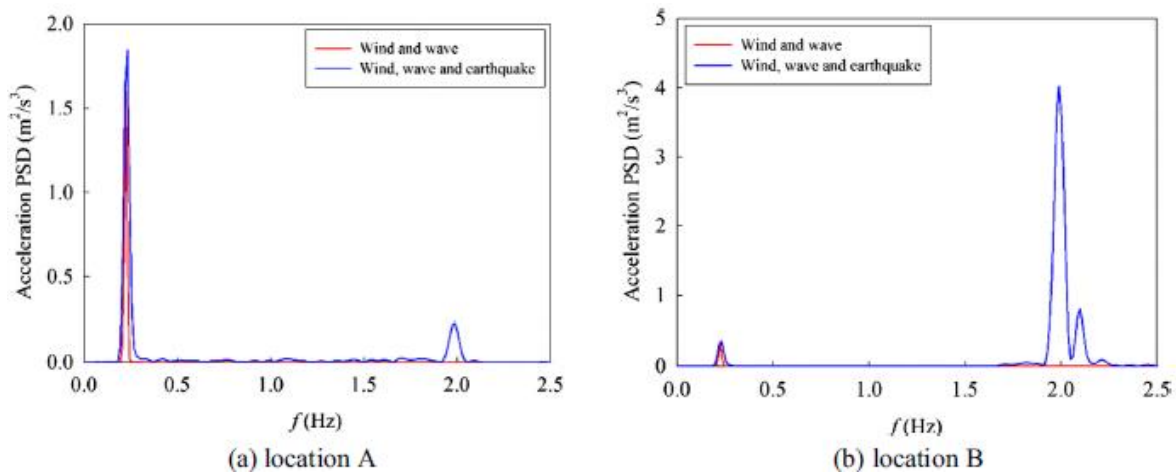


Figure 5. 11 DSP d'accélération à (a) l'emplacement A et (b) l'emplacement B sous différents scénarios d'excitation .

L'excitation combinée vent-houle-séisme active plusieurs modes de vibration, les deux premiers modes contribuant à 99,8% de la réponse totale. Cette caractéristique justifie l'utilisation d'au moins deux amortisseurs dynamiques (TMDs) positionnés stratégiquement aux points A et B pour

contrôler efficacement la réponse multimodale. Cette approche cible simultanément les modes fondamental et secondaire, essentiels à la maîtrise du comportement dynamique de la structure.

Pour la Réponses dynamiques de la tour équipée d'amortisseurs (TMDs) ; L'efficacité de différentes configurations d'Amortisseurs Dynamiques (TMDs) pour contrôler les vibrations sous excitations combinées a été évaluée. Les historiques temporels des déplacements aux points A et B sont présentés respectivement dans les Fig. 5.12 et Fig. 5.13.

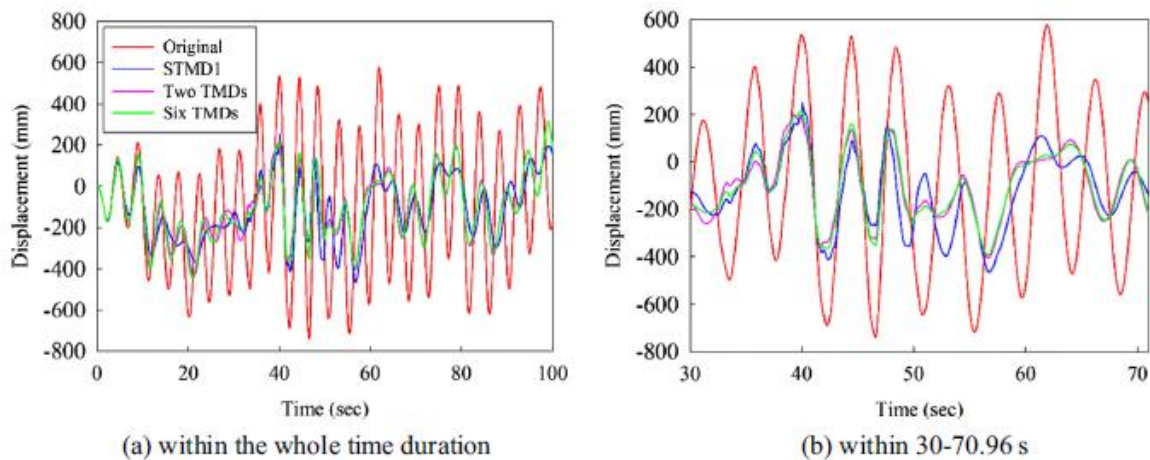


Figure 5. 12 histogramme des déplacements au point A (a) sur toute la durée et (b) entre 30 et 70,96 s.

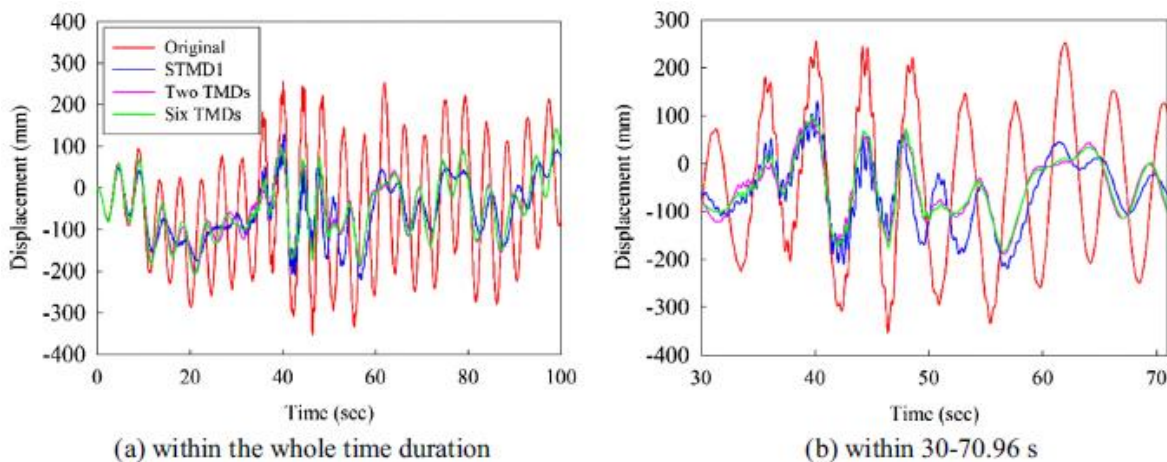


Figure 5. 13 histogramme des déplacements au point B (a) sur toute la durée et (b) entre 30 - 70,96 s

Un délai d'environ 7 secondes est observé avant que les TMDs ne deviennent pleinement efficaces, ce temps étant nécessaire au développement d'un déplacement relatif entre la structure principale

et les amortisseurs. L'analyse s'est concentrée sur deux périodes distinctes : avec et sans excitation sismique.

Sous l'action du séisme, qui excite le second mode de vibration, les limitations d'une configuration à un seul TMD sont mises en évidence. Bien que le mode fondamental soit contrôlé (réduction de ~37%), le second mode reste excité, comme en témoignent les oscillations résiduelles sur la courbe de déplacement (**Fig. 5.13b**). L'utilisation de deux TMDs, en revanche, permet de contrôler simultanément les deux premiers modes, conduisant à des réductions de déplacement bien supérieures, de l'ordre de 45-47%, et à une réponse structurale plus lisse.

Tableau 5. 4. *Déplacements maximaux aux emplacements A et B de la tour sans et avec TMD(s) et rapports de réponse correspondants.*

Type	t = 0–30, 70.96–100 s				t = 30–70.96 s			
	Displacement (mm)		Reduction ratio (%)		Displacement (mm)		Reduction ratio (%)	
	A	B	A	B	A	B	A	B
Original	635	286	-	-	739	352	-	-
STMD1	367	176	42.20	38.46	464	220	37.21	37.50
Two TMDs	437	205	31.18	28.32	405	188	45.20	46.59
Six TMDs	444	209	30.08	26.92	393	183	46.82	48.01

Les déplacements maximaux pour les différents systèmes sont synthétisés dans le **Tableau 5.4**. En l'absence de séisme, il est constaté qu'un seul TMD de grande masse (STMD1) installé au point A permet une réduction des déplacements maximaux de 42,20% au point A et 38,46% au point B. Cette efficacité est attribuée à l'atténuation ciblée du mode fondamental, comme le confirme l'analyse spectrale (**Fig. 5.14**).

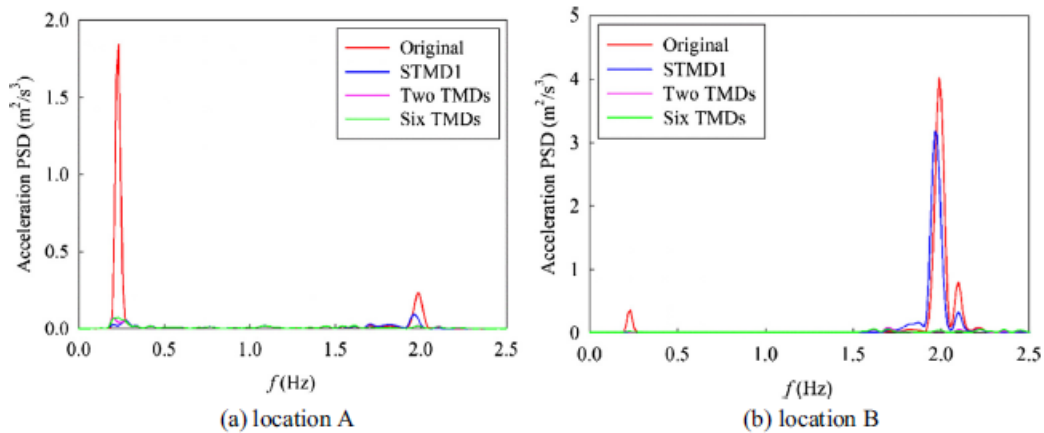


Figure 5. 14. acceleration PSDs at (a) location A and (b) location B without and with TMDs

Lorsque la masse unique est répartie en deux TMDs plus petits, une légère diminution de l'efficacité est observée (réductions d'environ 31% et 28%), une tendance qui se poursuit avec six TMDs. Cette baisse d'efficacité est expliquée par le fait que seuls les TMDs positionnés aux amplitudes maximales des modes (points A et B) contribuent de manière optimale.

En conclusion, si la répartition en plusieurs TMDs réduit légèrement l'efficacité pour le contrôle du mode fondamental sous vent/houle, elle s'avère nettement bénéfique sous excitation sismique en permettant le contrôle multimodal. De plus, cette approche facilite l'installation et améliore la robustesse du système, comme détaillé dans la section suivante.

Ainsi ; (Elias, Beer et al. 2025) ont étudié la double fonction des systèmes TMDI-EM (Tuned Mass Damper Inerter with Electromagnetic Harvesting) dans les éoliennes offshore soumises à des charges sismiques, en intégrant des capacités d'atténuation des vibrations et de récupération d'énergie. Leur étude a démontré que le TMDI-EM surpasse les TMDI conventionnels en matière de réduction des vibrations structurelles, d'amélioration de l'amortissement multifréquence et de résilience sismique, tout en générant une énergie renouvelable modérée. Cependant, une optimisation supplémentaire est nécessaire pour améliorer l'efficacité en cas de séismes de faible intensité. Grâce à une combinaison d'analyses de fragilité et de fiabilité, le système a démontré une réduction substantielle de la probabilité de dommages sismiques. Il convient de noter que l'échantillonnage partiellement stratifié latinisé (LPSS) s'est révélé être une méthode de calcul plus efficace que les simulations de Monte Carlo. Les résultats soulignent le potentiel du TMDI-EM

- $\{u(t)\}; \{\dot{u}(t)\}; \{\ddot{u}(t)\}$ Sont les vecteurs de déplacement, de vitesse et d'accélération.
- $\{\Gamma\}$ Est un vecteur d'influence qui applique l'excitation sismique au degré de liberté de base approprié.
- $[M_z]$ est la matrice de masse réelle, à l'exclusion de la masse non physique du dispositif inertiel.

Le système TMDI-EM a été formulé, intégré à un mécanisme de récupération d'énergie et optimisé à l'aide d'algorithmes génétiques. L'objectif de l'optimisation était de minimiser la fonction de transfert au niveau du nœud supérieur de la turbine. Cette approche de modélisation linéaire a fourni une approximation cruciale de premier ordre des performances du système, tout en reconnaissant que les travaux futurs intégreront des analyses non linéaires pour obtenir des informations plus détaillées.

Une analyse de sensibilité a évalué l'influence des paramètres clés, notamment le rapport de masse (μ) et la masse d'inertie (b), sur les valeurs optimales obtenues par algorithme génétique (AG). Les figures 5.16 et 5.17 illustrent comment ces paramètres affectent la rigidité, l'amortissement et la fréquence du système. Cette analyse confirme la robustesse de la configuration optimisée par l'AG pour des applications pratiques. Tous les résultats présentés par la suite sont basés sur une configuration spécifique avec un rapport de masse total de 0,015 et un rapport de masse inertielle totale de 0,3.

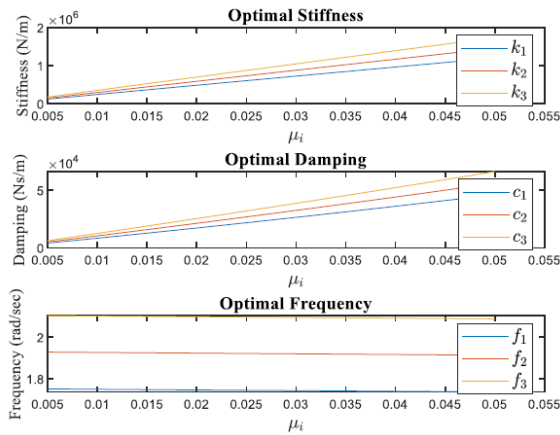


Figure 5.16. Variation de la rigidité, de l'amortissement et de la fréquence en fonction du rapport de masse

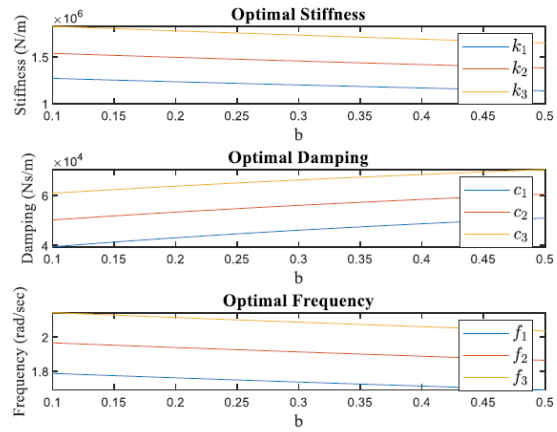


Figure 5.17. Impact de la masse de l'inertie (b) sur ces paramètres optimisés.

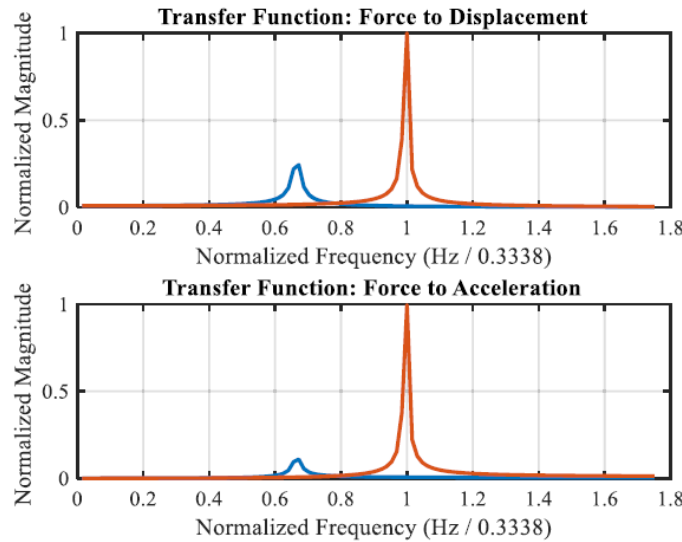


Figure 5.18. Fonctions de transfert du système structurel montrant les réponses en déplacement et en accélération avec la mise en œuvre d'un TMDI-EM

La Figure 5.18 illustre les fonctions de transfert du système, démontrant l'efficacité du TMDI-EM à atténuer les vibrations. Autour de la fréquence naturelle de la structure, le dispositif élargit notablement la bande d'amortissement, réduisant ainsi les amplitudes de déplacement et d'accélération. Cette atténuation multifréquence confirme la capacité du système à améliorer la résilience structurelle sous charges dynamiques variées.

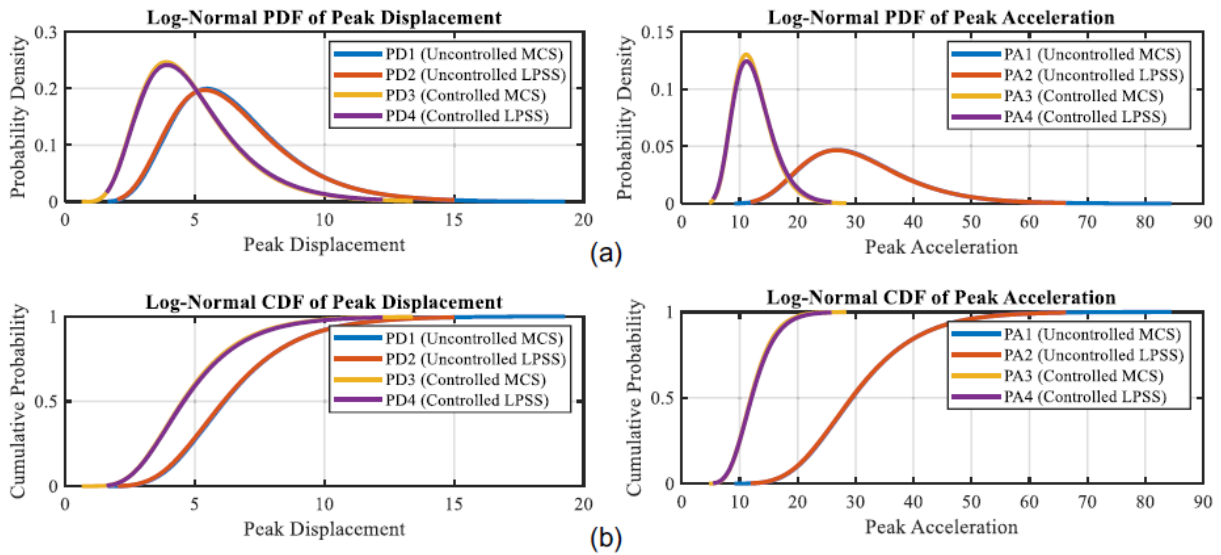


Figure 5.19. PDF et CDF pour le déplacement maximal dans différentes conditions : (a) présente les PDF log-normales, tandis que (b) affiche les CDF log-normales correspondantes, illustrant la distribution et les probabilités cumulées des déplacements maximaux.

La Figure 5.19 analysant les déplacements sous un séisme faible ($PGA=0.2g$), démontre l'efficacité du système TMDI-EM : les déplacements maximaux sont nettement réduits dans la structure contrôlée (PD3, PD4) par rapport à la version non contrôlée (PD1, PD2). Les distributions (PDF) et probabilités cumulées (CDF) confirment cette atténuation, tandis que la cohérence des résultats entre les méthodes MCS et LPSS valide la précision de cette dernière.

Cette étude conclut que le système TMDI-EM améliore significativement la résilience sismique des éoliennes offshore en élargissant leur bande d'amortissement et en réduisant la probabilité de dommages structurels, comme en témoignent les courbes de fragilité. La méthode LPSS se confirme comme une alternative efficace et computationnellement économique à la MCS. Bien que la récupération d'énergie sous de faibles séismes doive encore être optimisée, le système prouve sa valeur pratique pour garantir la fiabilité opérationnelle et la sécurité. Les recherches futures se concentreront sur les non-linéarités, la validation expérimentale et les défis de durabilité en milieu offshore.

L'étude menée par (Kampitsis, Kapasakalis et al. 2022) présente un KDamper étendu (EKD), un nouveau système de contrôle passif qui améliore l'atténuation des vibrations dans les éoliennes

offshore grâce à une rigidité négative, une extension avancée du système traditionnel Tuned Mass Damper (TMD). En intégrant des éléments de rigidité négative et d'amortissement, le KDamper améliore l'absorption des vibrations avec une masse supplémentaire nettement inférieure à celle des TMD conventionnels. Une approche d'optimisation contrainte a été utilisée pour concevoir le système dans le respect des limites pratiques d'ingénierie et de fabrication, avec des entrées sismiques dérivées d'accélérogrammes artificiels compatibles avec la norme EC8. Des simulations numériques réalisées dans MATLAB ont démontré que le KDamper surpasse un TMD conventionnel (avec une masse 20 fois supérieure), réduisant considérablement les contraintes structurelles et améliorant la résilience sismique. Le système proposé offre une solution efficace et économe en masse pour stabiliser les infrastructures des éoliennes en cas de séismes violents.

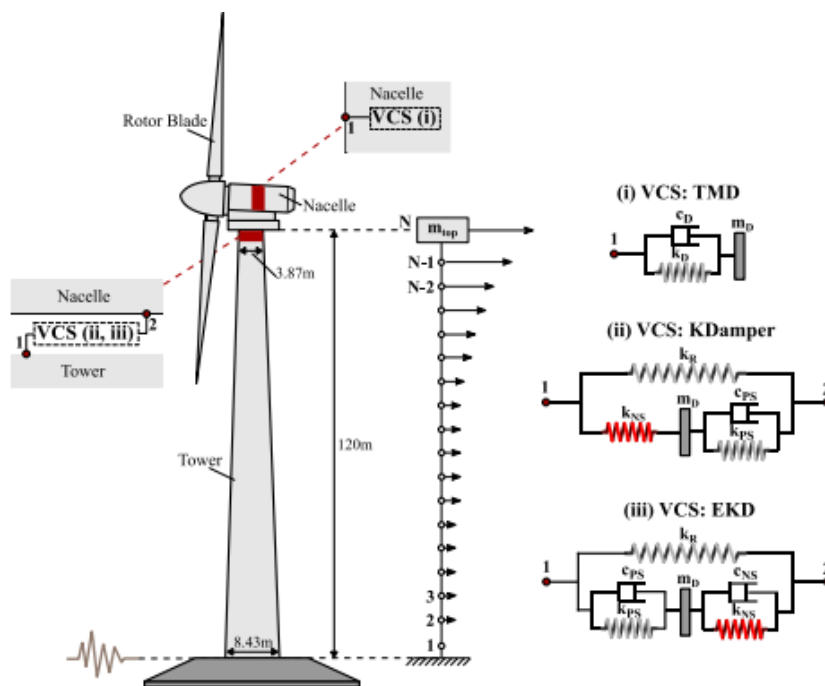


Figure 5. 20. Représentation schématique de la tour de l'éolienne terrestre avec les systèmes de contrôle des vibrations (VCS) mis en œuvre pour la protection sismique (TMD ; KDamper ;EKD), ainsi que le modèle de masse forfaitaire pour la tour .

Cette étude modélise l'éolienne terrestre de 5 MW du NREL avec une tour tubulaire en acier de 120 m de section variable, allant de 8,43 m de diamètre à la base à 3,87 m au sommet (fig 5.20). Une masse de nacelle concentrée de 403,22 tonnes est appliquée au sommet de la tour. Le modèle dynamique, développé en MATLAB, idéalise la tour comme un assemblage d'éléments de poutre prismatique ne prenant en compte que les degrés de liberté de balancement. Les hypothèses clés

comprennent le comportement élastique, la négligence de l'interaction sol-structure (base fixe) et l'omission des déformations axiales. La méthode Newmark- β est utilisée pour l'analyse dynamique sismique.

La génération d'accélérogrammes artificiels compatibles avec le spectre de réponse cible (ici, l'EC8) est essentielle pour l'analyse sismique, car les séismes réels ne couvrent pas tous les types de sol et présentent des spectres irréguliers. Dans cette étude, le logiciel SeismoArtif a été utilisé pour générer une base de données de motions sismiques artificielles. La méthode repose sur la conversion du spectre cible en une fonction de densité spectrale de puissance, puis sur la synthèse de signaux sinusoïdaux aux amplitudes calibrées et phases aléatoires. Un processus itératif ajuste ces signaux pour obtenir une bonne adéquation avec le spectre EC8 visé (Type I, classe de sol C, accélération spectrale 0.36 g, classe d'importance II). La figure 5.21 confirme la bonne correspondance entre le spectre moyen des accélérogrammes générés et le spectre cible sur toute la plage des périodes naturelles. Seule la composante translationnelle a été considérée.

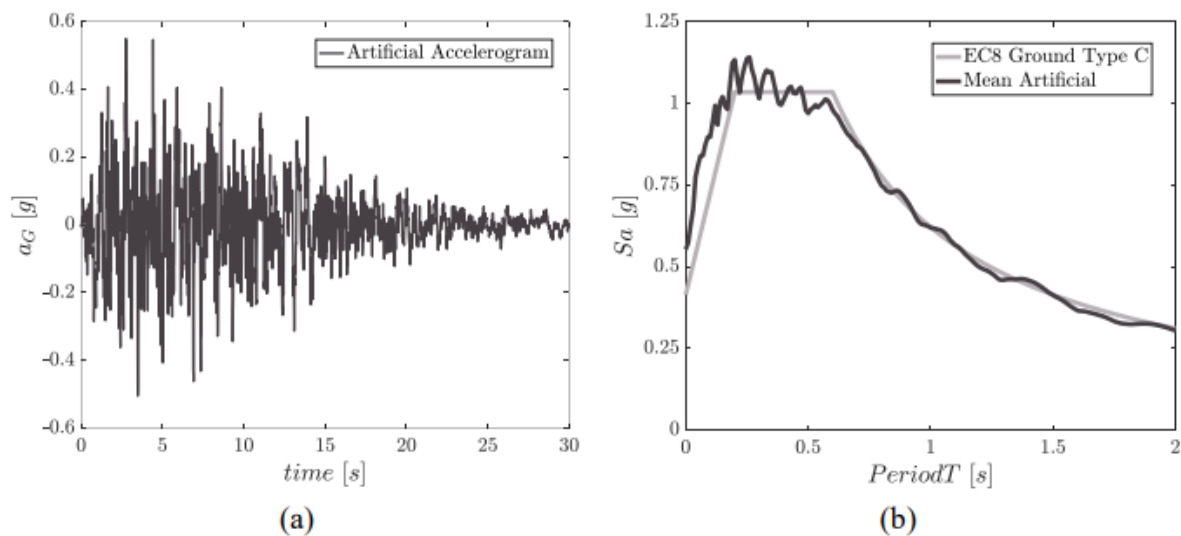


Figure 5. 21. (a) un accélérogramme artificiel aléatoire de la base de données, et b) le spectre d'accélération moyen des accélérogrammes artificiels de la base de données par rapport au spectre d'accélération de la conception EC8, utilisé comme cible pour la génération de la base de données.

L'étude optimise et compare deux systèmes de contrôle vibratoire pour éoliennes : un amortisseur à masse accordée (TMD) classique et un KDamper innovant intégrant une raideur négative. Le TMD utilise une masse de 2% avec un accordage frequency et un amortissement variable, sous

contrainte de course limitée. Le KDamper, avec une masse réduite à 0.1%, combine raideur négative et éléments amortissants tout en garantissant stabilité et déplacements contrôlés. Les deux visent à minimiser l'effort tranchant sismique à la base, mais le KDamper offre une solution plus efficace en masse avec des performances comparables.

L'optimisation des paramètres des systèmes de contrôle vibratoire révèle la nette supériorité des conceptions basées sur le KDamper par rapport au TMD traditionnel. Alors que le TMD (avec une masse de 2 %) réduit l'effort tranchant à la base de seulement 4,5 % et le déplacement en tête de 20,2 %, le KDamper atteint une réduction de 45,5 % de l'effort et de 58,7 % du déplacement. La version EKD du KDamper, avec une masse additionnelle minimale (0,1 %), se montre encore plus performante, réduisant l'effort de 60,6 % et le déplacement de 63,1 %. Ces résultats démontrent que l'incorporation de raideur négative et d'amortissement optimisé permet non seulement une efficacité vibratoire bien supérieure, mais aussi une solution bien plus légère et efficace que les systèmes conventionnels. La figure 5.22 illustre clairement cette amélioration des réponses dynamiques sous excitation sismique.

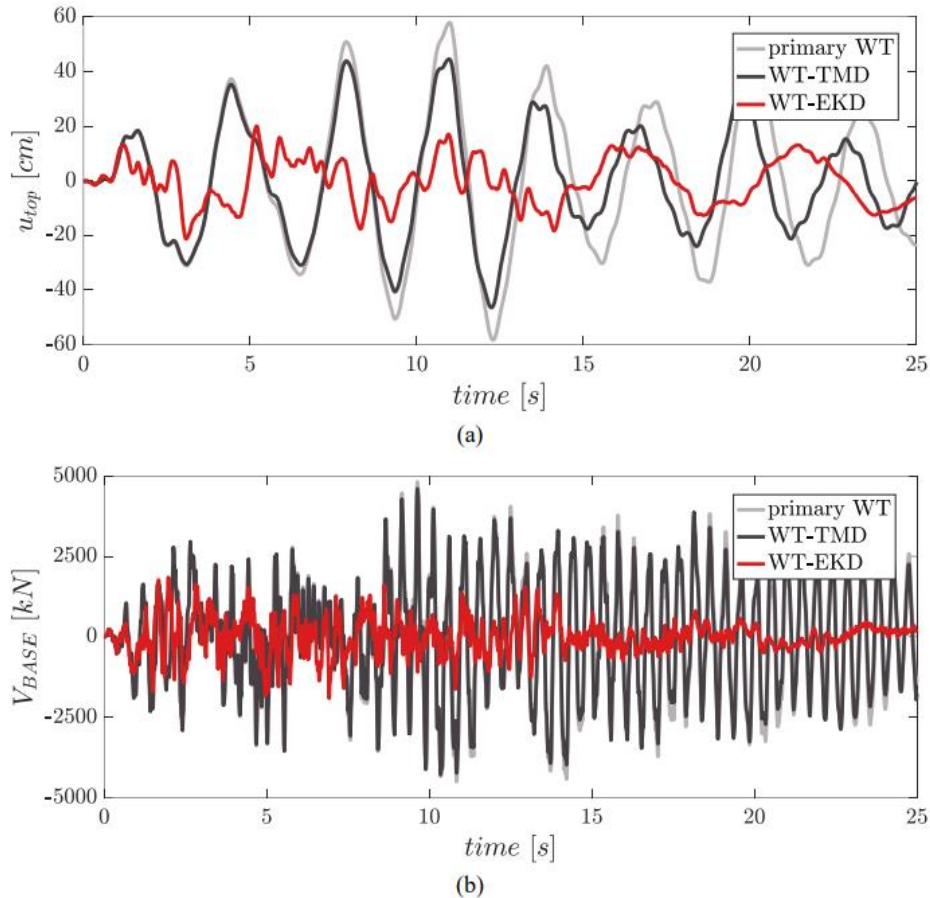


Figure 5. 22. Réponses dynamiques de la plate-forme primaire et de la plate-forme équipée d'un TMD et d'un EKD pour un accélérogramme artificiel aléatoire de la base de données. (a) WT supérieur par rapport au déplacement du sol et (b) cisaillement de base.

Pour valider l'efficacité des systèmes de contrôle vibratoire (VCS) comme stratégies de protection sismique, un ensemble de 8 séismes réels a été utilisé pour exciter la modélisation de l'éolienne de référence. Ces enregistrements couvrent une large gamme de caractéristiques sismiques — accélération maximale (PGA), magnitude (M_w), fréquence, durée et nombre de cycles — et sont tous de type Near-Fault (proche de la faille, $R_{jb} < 25$ km), avec une magnitude comprise entre 6 et 8 et une PGA moyenne de 0,35 g.

Les analyses temporelles montrent une nette supériorité des systèmes KDamper et EKD par rapport au TMD classique. Comme le montrent les figures 5.23a et 5.23b, ces systèmes réduisent de manière significative à la fois le déplacement en tête de tour et l'effort tranchant à la base par rapport à la structure non contrôlée. Le KDamper et surtout l'EKD — avec une masse ajoutée bien

inférieure — démontrent une efficacité vibratoire et une robustesse supérieures sous chargement sismique réel varié et exigeant.

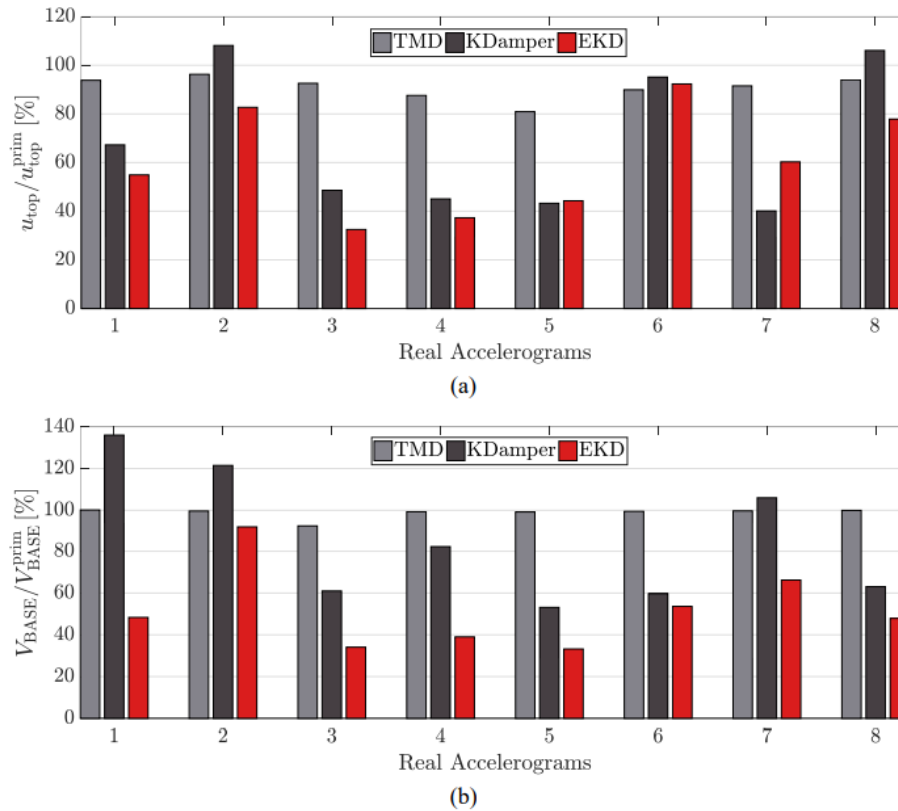


Figure 5. 23. Résultats des analyses dynamiques comparatives (exprimés en pourcentage des valeurs respectives du WT primaire non contrôlé) parmi les WT contrôlés avec un TMD, un KDamper, et un EKD pour tous les mouvements réels du sol sélectionnés. (a) WT supérieur par rapport au déplacement du sol et (b) cisaillement de base.

Tableau 5. 5. Caractéristiques sismiques de l'enregistrement réel des tremblements de terre sélectionnés

N	Tremblement de terre	station	année	Mouvements de terrain	Mw	PGA(g)	PGA/PG V(gsec/m)	Rjb(km)	Durée 5-75
1	Northridge	N hollywood	1994	Proche de la faille	6.69	0.3087	1.4389	7.89	7
2	L'Aquila	V.Aterno	2009		6.3	0.4018	1.2548	0.0	4.7
3		Izmit	1999		7.51	0.1651	0.7396	3.62	8.2
4	Tabas	Tabas	1978		7.35	0.8540	0.8639	1.79	8.3

Chapitre 5 : Modélisation et analyse numérique de l'effet de l'interaction sol-structure des éoliennes avec isolation a la base

5	kobe	Amagasaki	1995	6.9	0.2758	0.8214	11.3	6.9
6	landers	Josnua tree	1992	7.28	0.2736	1.0125	11.0	21.7
7	duzce	Lamont 1059	1999	7.14	0.1524	1.1844	4.17	10.4
8	friuli	Tolmezzo	1976	6.5	0.3571	1.5629	14.9	2.5

L'analyse comparative des réponses dynamiques sous séismes réels confirme la performance robuste de l'EKD (Extended KDamper), qui réduit de manière cohérente et significative à la fois le déplacement en tête de tour et l'effort tranchant à la base de l'éolienne. Le KDamper de base montre une efficacité inégale, amplifiant occasionnellement les réponses (déplacement dans 2 séismes sur 8, effort dans 3 sur 8), tandis que le TMD classique n'apporte qu'une réduction marginale de l'effort tranchant (2-3 % en moyenne) et une atténuation modérée des déplacements. La figure 5.24, illustrant les réponses temporelles sous le séisme de Kocaeli, visualise clairement la supériorité de l'EKD en termes de stabilité et de réduction vibratoire face à des excitations sismiques complexes et de forte intensité.

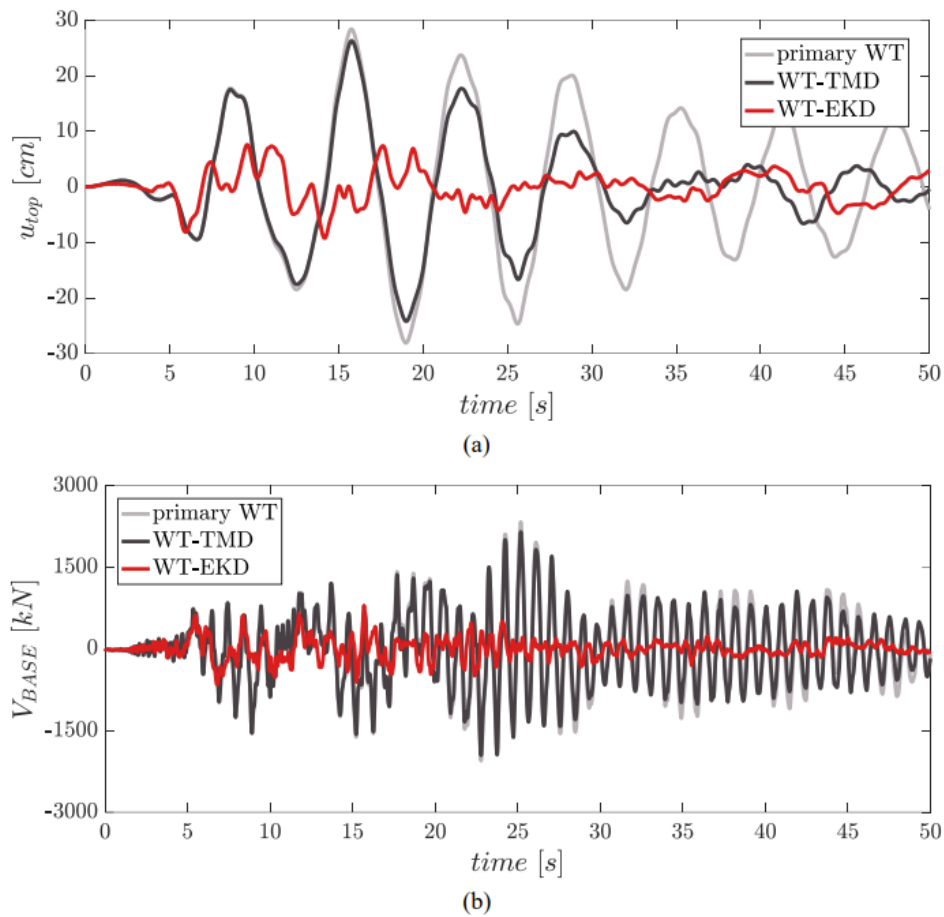


Figure 5. 24. Réponses dynamiques de l'engin de chantier principal et de l'engin de chantier équipé d'un TMD et d'un EKD pour le tremblement de terre de Kocaeli (1999) (n° 3 du tableau 1). (a) Engin de chantier supérieur par rapport au déplacement du sol et (b) cisaillement de la base.

Cette étude démontre la supériorité du KDamper, un dispositif innovant incorporant une raideur négative, pour la protection sismique des éoliennes. Avec une masse additionnelle réduite de 20 fois par rapport aux amortisseurs traditionnels (TMD), le KDamper et sa version étendue (EKD) atteignent des réductions d'effort tranchant à la base allant jusqu'à 60,6 % et de déplacement en tête de 63,1 %, tout en offrant une performance robuste et cohérente sous sollicitations sismiques réelles. Ces résultats prometteurs ouvrent la voie à une optimisation structurelle plus efficace et à des études intégrant l'interaction vent-séisme pour une validation en conditions réelles.

La revue des travaux existants met en lumière une diversité de stratégies sophistiquées pour le contrôle vibratoire des éoliennes sous sollicitations sismiques. Que ce soit par l'utilisation

d'amortisseurs à masse accordée (TMD, MTMD, TMDI-EM) qui dissipe l'énergie via des masses secondaires, ou par des concepts innovants comme la section de colonne réduite (RCS) et le KDamper qui exploitent des modifications structurales ou une rigidité négative, l'objectif commun est de déplacer la réponse dynamique de la structure hors des gammes de fréquences critiques et de dissiper l'énergie sismique.

Cependant, une limitation fondamentale de ces approches est qu'elles opèrent principalement *sur la structure elle-même*, une fois que les vibrations sismiques lui ont été transmises. Elles visent à « contrôler » une réponse qui a déjà été excitée. Le principe de **l'isolation à la base** propose un changement de paradigme radical. Comme le souligne la théorie (Chopra 2014), son efficacité n'est pas liée à la dissipation d'énergie au sein de la superstructure, mais à sa capacité à **découpler le mouvement de la structure de celui du sol** en prolongeant significativement sa période fondamentale. Ceci a pour effet direct de réduire les forces sismiques transmises, la déformation se concentrant principalement dans le système d'isolation, maintenant ainsi la superstructure dans un état quasi-élastique.

Les études précédentes corroborent indirectement la pertinence de cette approche. Par exemple, le dispositif RCS de (Rostami and Tombari 2023) agit partiellement comme un « isolateur » en créant une rotule plastique contrôlée, tandis que le KDamper (Kampitsis et al., 2022) utilise explicitement la rigidité négative pour modifier la réponse globale du système. Ces succès dans l'atténuation via la modification des propriétés dynamiques renforcent l'hypothèse qu'une intervention à la base, plus fondamentale, pourrait être encore plus efficace.

La nouveauté de cette étude réside ainsi dans l'application pionnière de l'isolation à la base pure aux éoliennes, une structure où cette technique n'a pas encore été explorée malgré son exposition élevée aux charges dynamiques. Contrairement aux TMDs qui peuvent devenir moins efficaces en cas de changement des fréquences propres (comme observé avec la liquéfaction par Pan and He, 2025), ou aux systèmes comme le RCS qui nécessitent une conception plastique localisée, l'isolation à la base offre une stratégie de protection globale et passive. Notre objectif est d'évaluer la viabilité et l'efficacité de cette approche pour améliorer la stabilité structurelle des éoliennes, en intégrant de manière novatrice les effets critiques de l'interaction sol-structure, souvent négligés dans les études préliminaires. En capitalisant sur les avancées en modélisation numérique, cette recherche vise non seulement à valider le concept mais aussi à ouvrir la voie à

une nouvelle génération de conceptions parasismiques pour les infrastructures d'énergie renouvelable.

5.1 Modélisation structurelle et interaction sol-structure

Dans cette partie , une éolienne de 8 MW conçue pour être installée dans une zone à forte sismicité (Zone VI) conformément aux normes algériennes de construction parasismique(RPA 2024) a été modélisée à l'aide du logiciel SAP2000, comme illustré à la figure 5.26. L'approche de modélisation a été validée par rapport à une étude sur une éolienne de 65 kW menée par (Mellas, Hebbache et al. 2025), garantissant ainsi la précision de la réponse dynamique structurelle. La figure 5.26 présente l'organigramme des entrées et sorties pour la modélisation réalisée dans SAP2000.

La tour de l'éolienne est construite à partir d'une section creuse en acier S275, présentant un module d'élasticité (E) de 210 GPa et une densité massique de 78,6 kN/m³. Le poids total de la tour est de 558 tonnes, pour une hauteur de 77 mètres (Desmond, Murphy et al. 2016). Le moyeu, les pales et la nacelle pèsent respectivement 35 tonnes, 90 tonnes et 285 tonnes. Ces masses sont représentées sous forme de masse concentrée au sommet de la tour. La fondation est constituée d'un pieu en acier enfoncé dans un sol homogène composé d'argile rigide. Les tableaux 5.6 et 5.7 présentent respectivement les propriétés supplémentaires de la tour et des fondations.

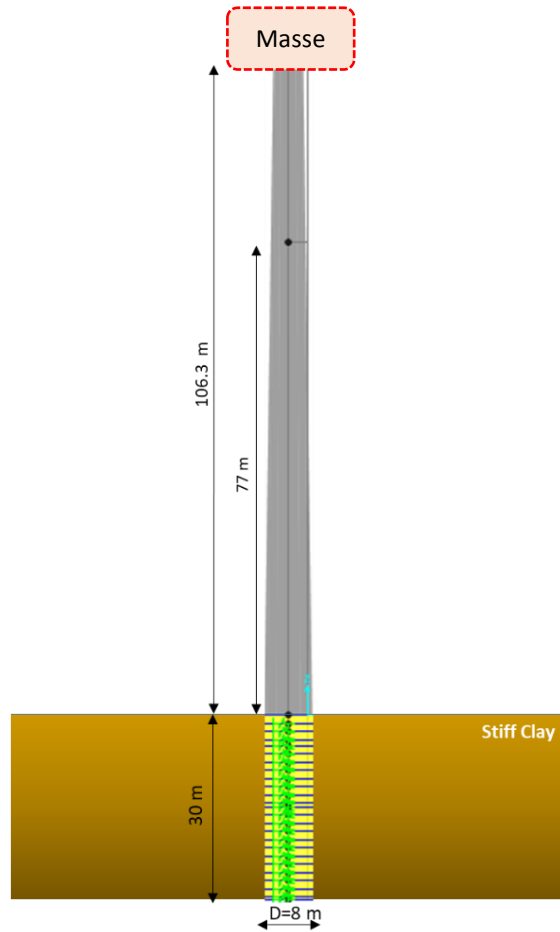


Figure 5. 25. Une éolienne de 8 MW modélisée dans SAP2000

Tableau 5. 6. Propriétés d'éolienne 8 MW.

Hauteur (m)	Diamètre de la base et du sommet (m)	Épaisseur des parois de la base et du sommet (mm)
106.3	7.7 / 5	36 / 22

Tableau 5. 7. Caractéristiques de la géométrie des fondations.

Diamètre du pieu (m)	Profondeur du pieu (m)	Épaisseur du pieu (mm)
8	30	35

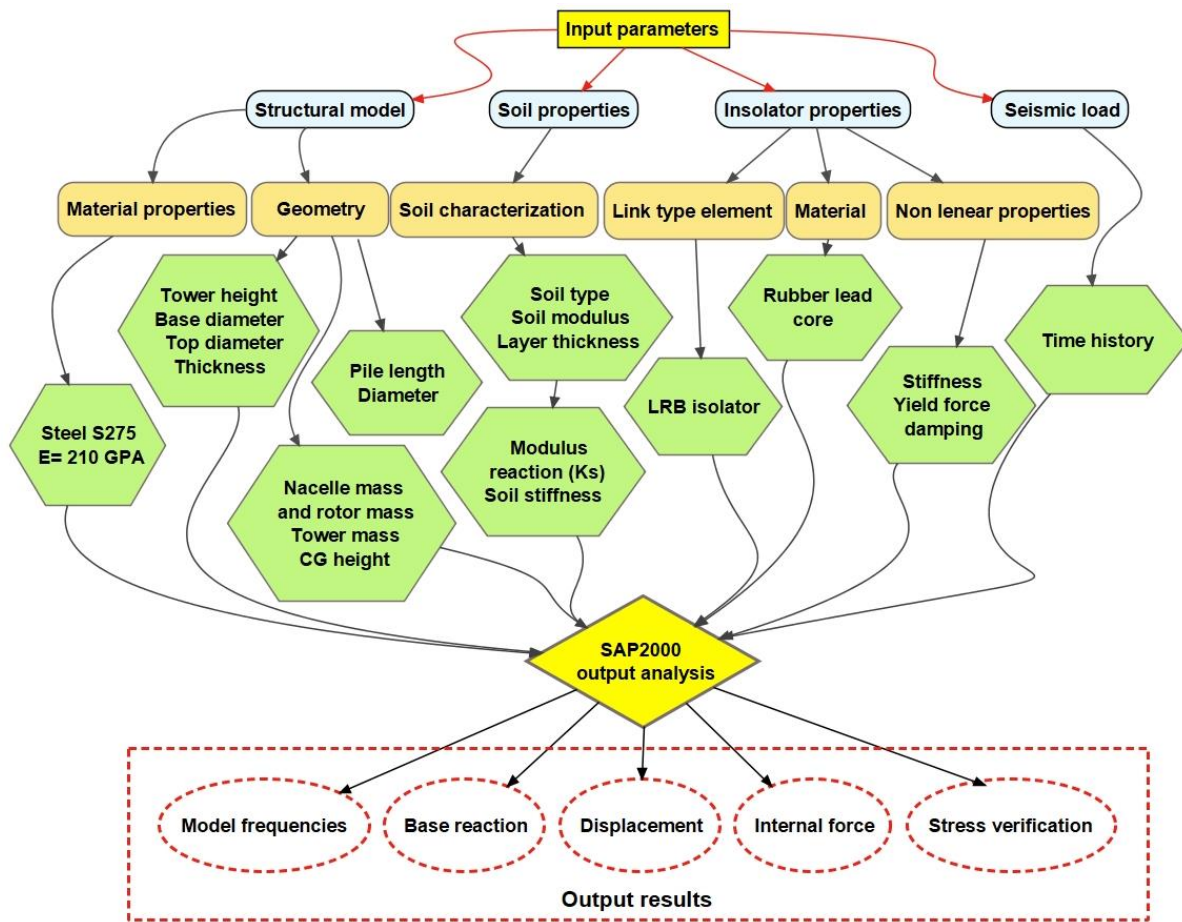


Figure 5. 26. Organigramme des processus d'entrée et de sortie dans SAP2000

Comme présenté dans le chapitre précédent, l'interaction sol-structure est modélisée à l'aide de la méthode de Winkler. Cette méthode utilise des connecteurs non linéaires de type poutre-ressort pour faciliter le transfert des forces et du mouvement entre les éléments de pieux et le sol environnant, permettant ainsi une analyse détaillée du comportement des fondations sur pieux sous diverses conditions de chargement (Durante, Simonelli et al. 2015).

La méthode de Winkler conceptualise le sol comme un système discret de ressorts élastiques linéaires, indépendants et rapprochés, capturant ainsi efficacement l'interaction complexe entre les pieux et le sol. Cette approche, fondée sur le modèle analytique de réaction de la sous-couche (Fleming, Weltman et al. 2008) est fréquemment employée pour l'analyse des pieux soumis à des charges latérales.

5.3 Calcul du module de réaction du sol

Pour déterminer la rigidité horizontale et verticale du sol pour le pieu, il est nécessaire de calculer le module de réaction du sol (K_s). Cette méthode est privilégiée pour sa simplicité et son efficacité, car elle permet de réduire le temps de calcul lors des analyses par éléments finis. Selon (Vesic 1961), pour les sols cohésifs, le module de réaction du sol peut être estimé à partir du module d'élasticité du sol (E_s) donné par :

$$K_s = \frac{0.65E_s}{D(1-\mu^2)} \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_p I_p}} \quad (1)$$

où K_s est le module de réaction du sol de fondation (kN/m^3), D est le diamètre du pieu (m), E_s et E_p sont respectivement les modules du sol et du pieu (kN/m^2), et μ est le coefficient de Poisson du sol. Le tableau 5.8 présente les valeurs de K_s déterminées pour un sol argileux rigide, selon les méthodes adoptées par (Vesic 1961).

Tableau 5. 8. Valeur du module de réaction du sol

Couche de sol	Méthode	Module de réaction du sol K_s (kN/m^3)
Argile dure	Vesic 1961	5745.6373

5.4 Modélisation des isolateurs à caoutchouc et plomb (LRB)

Un isolateur de vibrations pour éolienne (WT) est installé entre une tour éolienne et une sous-structure en béton. L'isolateur comprend une pluralité d'unités de palier positionnées en alternance le long du périmètre d'une bride de la tour éolienne. Chacune des unités de palier est constituée de couches de matériau élastique et de couches de matériau rigide empilées les unes sur les autres (Bong-Suk Kim 2011). La modélisation des isolateurs à caoutchouc et plomb (LRB) est essentielle pour comprendre leur comportement dynamique et leur efficacité dans la protection des éoliennes contre les vibrations et les chocs sismiques. Ces dispositifs (voir figure 5.28), qui ont été largement mis en œuvre dans les infrastructures contemporaines, combinent les propriétés élastiques du caoutchouc et la masse du plomb pour assurer une dissipation optimale de l'énergie.

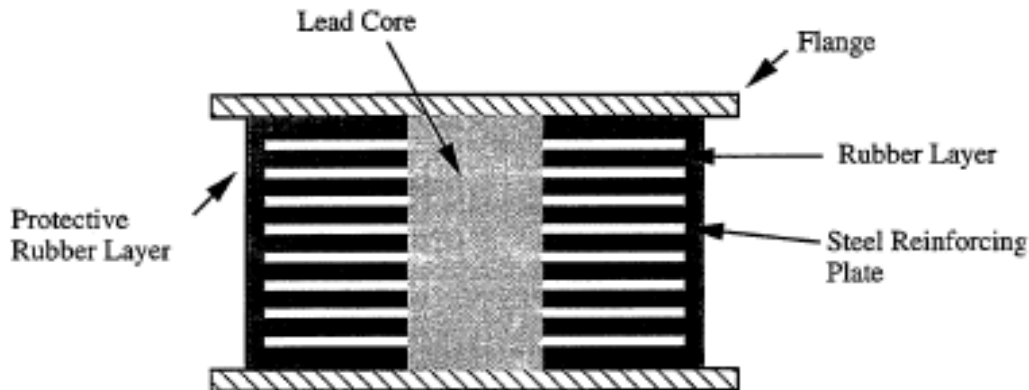


Figure 5. 27. Composants d'un isolateur à palier en caoutchouc et plomb (LRB).

Dans cette section, le dimensionnement et la conception structurelle de l'éolienne de 8 MW ont été réalisés, accompagnés d'une modélisation détaillée à l'aide du logiciel SAP2000. À cette fin, des techniques numériques avancées, notamment l'analyse non linéaire de l'historique temporel, ont été utilisées pour simuler le comportement des appuis en caoutchouc et plomb (LRB) sous excitation sismique. Cette analyse est indispensable pour le développement de structures résilientes capables de résister aux événements sismiques tout en préservant l'intégrité structurelle et en garantissant la sécurité et le confort des occupants.

Conception de l'isolateur

La conception des isolateurs à patins en caoutchouc et plomb (LRB), telle que décrite dans les travaux de (Naeim and Kelly 1999), repose sur l'utilisation de la rigidité post-élastique et de l'amortissement hystérétique du noyau en plomb. Ce comportement peut être modélisé à l'aide d'une relation bilinéaire force-déplacement et est caractérisé par les paramètres suivants :

- a) **Rigidité élastique (K_e)** Ceci est principalement dû à la présence du noyau de plomb, qui fournit une rigidité élastique K_e environ 10 fois supérieure à la rigidité post-élastique K_p .

$$K_e = 10 \times K_p \quad (6)$$

- b) **Rigidité effective (K_{eff})** La rigidité effective k_{eff} du système est déterminée par :

$$k_{eff} = \frac{4\pi^2 m}{T_D^2} \quad (7)$$

où T_D est la période d'isolation cible. Pour les isolateurs LRB utilisés en ingénierie sismique, la période d'isolation cible est fixée entre 2 et 3 secondes afin d'atteindre un équilibre optimal entre flexibilité et stabilité structurelle. m est la masse supportée par l'isolateur, doit être déterminée selon la méthode suivante (Chopra 2014) c en utilisant la relation suivante :

$$m = \frac{2M}{3} \quad (8)$$

c) **Déplacement de la cible (D_{target})** : Ce déplacement est dérivé du spectre de réponse élastique à la période d'isolation équivalente :

$$D_{target} = \frac{S_a T_D^2}{4\pi^2} \quad (9)$$

Où S_a est la pseudo-accélération dérivée du spectre de réponse élastique.

d) **Dissipation d'énergie par cycle (E_D)**:

$$E_D = 2\pi K_{eff} D_{target}^2 c_{eff} \quad (10)$$

Avec c_{eff} représentant l'amortissement effectif de l'isolateur. L'amortissement effectif est calculé sur la base de (Chopra 2014) avec l'équation suivante (Eq 11):

$$c_{eff} = 2\xi \sqrt{(m K_{eff})} \quad (11)$$

Où ξ est le rapport d'amortissement de l'isolateur.

Comme indiqué dans un autre aspect de l'invention exposé dans l'ouvrage de (Bong-Suk Kim 2011), une unité de roulement destinée à être utilisée dans un isolateur de vibrations d'éolienne est positionnée stratégiquement le long de la périphérie d'une bride de tour d'éolienne, située entre la tour et ses fondations. L'unité est composée des éléments suivants : La structure en couches est

composée d'empilements alternés de matériaux élastiques et rigides, avec un élément central traversant verticalement les couches empilées.

Un couvercle résilient encapsule la structure en couches. En outre, le corps de l'unité présente des profils concaves et convexes complémentaires sur les côtés opposés, fournissant ainsi un contour adapté pour l'alignement et la répartition de la charge. La figure 5.29 illustre ce système innovant d'isolation des éoliennes.

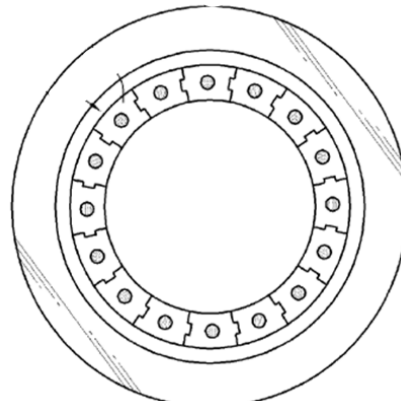


Figure 5. 28. Isolateur de base pour une éolienne (Bong-Suk Kim 2011).

En adaptant cette approche, les isolateurs ont été placés entre la base de l'éolienne et sa fondation. Ceci afin de réduire les forces transmises et donc d'augmenter la durée de vie et la fiabilité de ces structures. Les isolateurs utilisés dans cette étude, d'une surface de 0,50 m² chacun, sont disposés en cercle d'un diamètre de 8 m autour de la base de l'éolienne.

5.5 Évaluation du comportement sous sollicitations sismiques

Une étude paramétrique est menée sur une tour éolienne en acier S275 d'une hauteur de 106,3 m. Quatre modèles ont été développés dans le logiciel SAP2000 : l'un avec un isolateur de base et l'autre sans isolateur dans une base rigide et l'un avec un isolateur de base et l'autre sans isolateur encastré dans un sol argileux rigide (ISS). L'isolateur utilisé dans cette étude est un palier en caoutchouc (LRB), caractérisé par ses paramètres distincts, en particulier sa rigidité et son amortissement effectifs. Les charges appliquées dans cette étude comprennent les charges sismiques basées sur les enregistrements des mouvements du sol. La présente étude s'appuie sur l'activité sismique enregistrée lors du tremblement de terre de Boumerdès en 2003 (nord de l'Algérie). Cet événement sismique, qui s'est produit le 21 mai 2003, a enregistré une magnitude de 6,8 sur l'échelle de Richter La station sismique de Keddara, située à proximité de l'épicentre, a enregistré des accélérations maximales du sol d'environ 0,4 g dans la direction x, comme le montre la figure 5.30 .

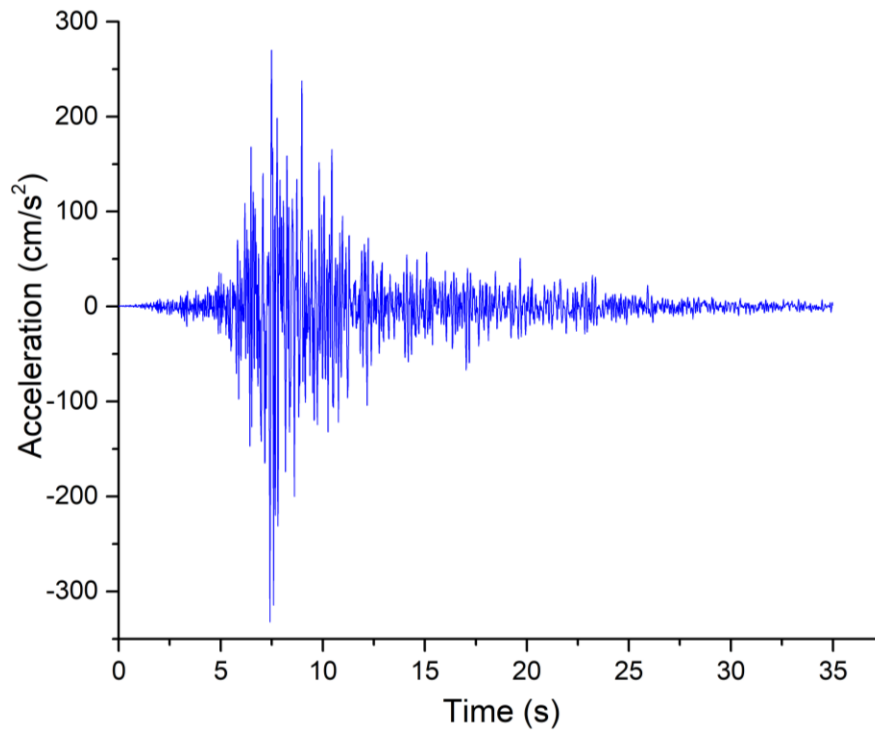


Figure 5. 29. Accélération du mouvement du sol.

Dans la présente étude, l'isolateur en caoutchouc hystérétique a été modélisé dans SAP2000 au niveau du joint tour-fondation à l'aide d'un isolateur en caoutchouc avec un noyau de plomb (LRB)

aux propriétés à la fois linéaires et non linéaires, qui est représenté par un lien d'élément de longueur nulle. Pour les systèmes isolés contre les séismes, et les isolateurs LRB (non linéaires) en particulier, plusieurs études, dont celles de (Chopra 2014) and (Zhu, Li et al. 2021), suggèrent des fourchettes typiques pour le rapport d'amortissement, basées sur des tests expérimentaux ou des normes. Ce rapport est généralement compris entre 0,10 et 0,30 (10 % à 30 %), car ces dispositifs dissipent une quantité importante d'énergie en raison de leur noyau de plomb. Le tableau 5.9 présente les valeurs du taux d'amortissement et de l'amortissement effectif utilisées dans cette étude.

Tableau 5. 9. Le Rapport d'amortissement et amortissement effectif pour différentes études de cas.

Rapport d'amortissement ξ (%)	10	20	30
Amortissement effectif (kN·s/m)	276.93	540.35	810.53

5.6 Résultats et discussion

Dans cette section de ce chapitre, une analyse détaillée est menée sur la réponse dynamique d'une éolienne de 8 MW équipée d'un isolateur LRB (Lead Rubber Bearing). L'étude se concentre principalement sur divers aspects clés, notamment l'évolution des fréquences fondamentales pour les cas de base rigide et de SSI, la réponse sismique en termes de déplacements, de déplacements latéraux et d'accélération, et les forces internes à la base pour les deux cas de SSI. La présente étude examine l'impact de l'interaction sol-structure (ISS) et du coefficient d'amortissement de l'isolateur sur la dissipation de l'énergie.

5.6.1 Fréquences fondamentales d'une éolienne de 8 MW

Les fréquences fondamentales de quatre configurations distinctes d'éoliennes (a, b, c et d) sont présentées comme illustré à la figure 5.31. Dans chaque cas, une réduction de la fréquence fondamentale est observée lorsque l'isolateur LRB est intégré, que ce soit sur une base rigide ou en tenant compte de l'interaction sol-structure. Cette réduction de la fréquence entraîne un allongement de la période naturelle, démontrant ainsi l'efficacité de l'isolateur dans les bâtiments de grande hauteur. L'augmentation observée de la période naturelle indique une réduction de la rigidité globale du système qui, à son tour, conduit à une meilleure dissipation de l'énergie vibratoire. Cela contribue efficacement à l'amortissement des vibrations causées par des charges dynamiques telles que le vent ou les tremblements de terre.

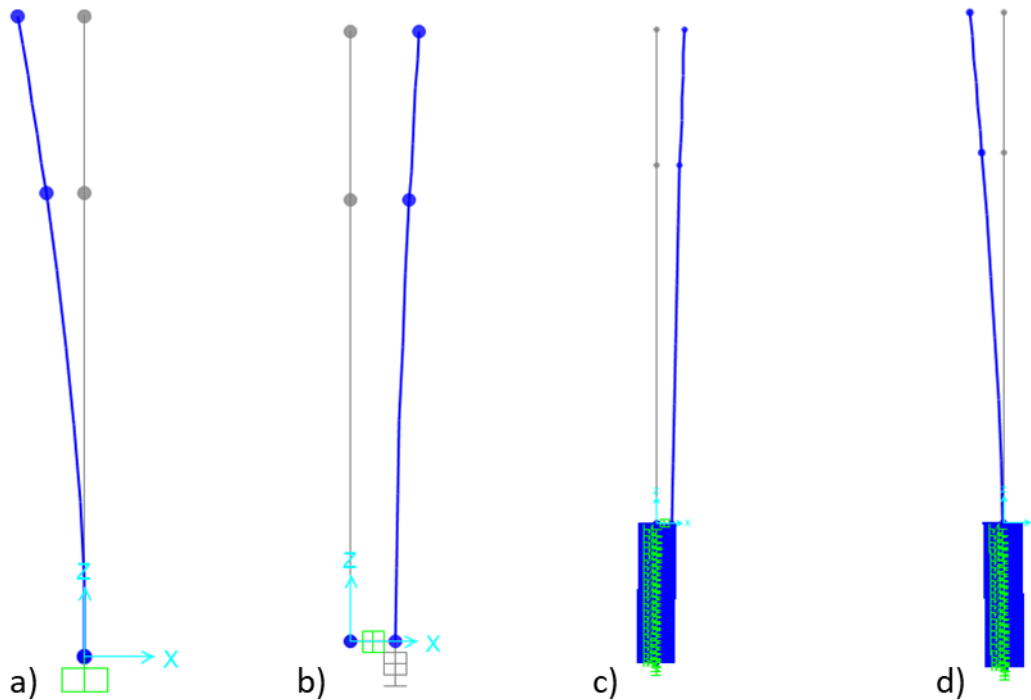


Figure 5. 30 Fréquences fondamentales d'une éolienne de 8 MW : a) base fixe dans une base rigide ; b) base isolée dans une base rigide ; c) sans isolateur de base dans SSI et d) avec isolateur de base dans SSI..

L'incorporation de la LRB seule (du cas a au cas b) entraîne une réduction de 45,95 % de la fréquence et une augmentation de 85,15 % de la période, comme le montre le tableau 5.10 , ce qui

met en évidence son impact substantiel lorsqu'elle est installée sur une base rigide. Inversement, dans les scénarios impliquant une interaction sol-structure (du cas c au cas d), la LRB conserve son efficacité, bien que son impact soit légèrement diminué, avec une réduction de fréquence de 35,75 % et une augmentation de la période de 55,63 %. Cette différence peut être attribuée à la flexibilité inhérente introduite par l'interaction sol-structure, diminuant ainsi l'impact relatif de l'isolateur par rapport à une base rigide.

Tableau 5. 10. Période naturelle et fréquences.

Cas	a	b	c	d
Période (s)	3.376	6.248	4.526	7.041
Fréquences (Hz)	0.296	0.16	0.221	0.142

5.6.2 Réponse sismique de l'éolienne

L'analyse détaillée des résultats obtenus pour les déplacements, les accélérations et les réponses dynamiques de l'éolienne de 8 MW est présentée dans cette section. L'analyse inclut l'effet de l'interaction sol-structure et l'ajout d'un isolateur LRB, ainsi que l'effet du ratio d'amortissement.

5.6.2.1 Déplacement

Le déplacement horizontal au sommet de l'éolienne (figure 5.32) subit une évolution en présence d'un événement sismique, en considérant l'interaction entre le sol et la structure (ISS). Cette analyse prend en compte l'effet d'un sol rigide, tel que de l'argile rigide, sur la dynamique du système. La réponse sismique de l'éolienne sans isolateur LRB (courbe noire) montre une oscillation vibratoire rapide avec une atténuation progressive. Ce phénomène peut être attribué à la rigidité du sol, qui sert de support à la transmission directe de l'énergie sismique à la structure.

Il en résulte des accélérations significatives, bien que des déplacements plus faibles soient observés. À l'inverse, pour une éolienne avec LRB (où les courbes rouge, bleue et verte correspondent à des niveaux d'amortissement de 10 %, 20 % et 30 %, respectivement), l'oscillation est plus prononcée et plus longue. Il a été démontré que l'isolateur améliore la flexibilité de la structure, réduisant ainsi les contraintes internes tout en induisant un déplacement plus important au sommet.

La figure 5.33 montre l'évolution du déplacement à la base de l'éolienne sous la même excitation sismique. En présence de l'isolateur LRB, on observe une augmentation du déplacement à la base, qui correspond principalement au déplacement propre de l'isolateur. Par contre, en l'absence de LRB, la base est soumise à une excitation rigide provenant du sol, ce qui entraîne des déplacements synchronisés avec le mouvement sismique. Dans ce cas, l'isolateur sert à atténuer le déplacement de la base, découplant ainsi la structure du mouvement du sol. Ceci est rendu possible grâce à l'élément LRB, qui absorbe une partie importante de l'énergie. L'augmentation du coefficient d'amortissement accentue cet effet, limitant ainsi encore davantage le déplacement.

Le tableau 5.11 présente les déplacements maximaux au sommet et à la base de l'éolienne pour chaque cas étudié. Les résultats expérimentaux démontrent que l'intégration d'un isolateur LRB offre une protection à la base de l'éolienne, mais au prix d'un temps d'oscillation accru et d'une augmentation du déplacement au sommet. Il est impératif de tenir compte de cette réponse dynamique lors du dimensionnement des isolateurs afin d'assurer un équilibre optimal entre la réduction des forces internes et la limitation des déplacements structurels

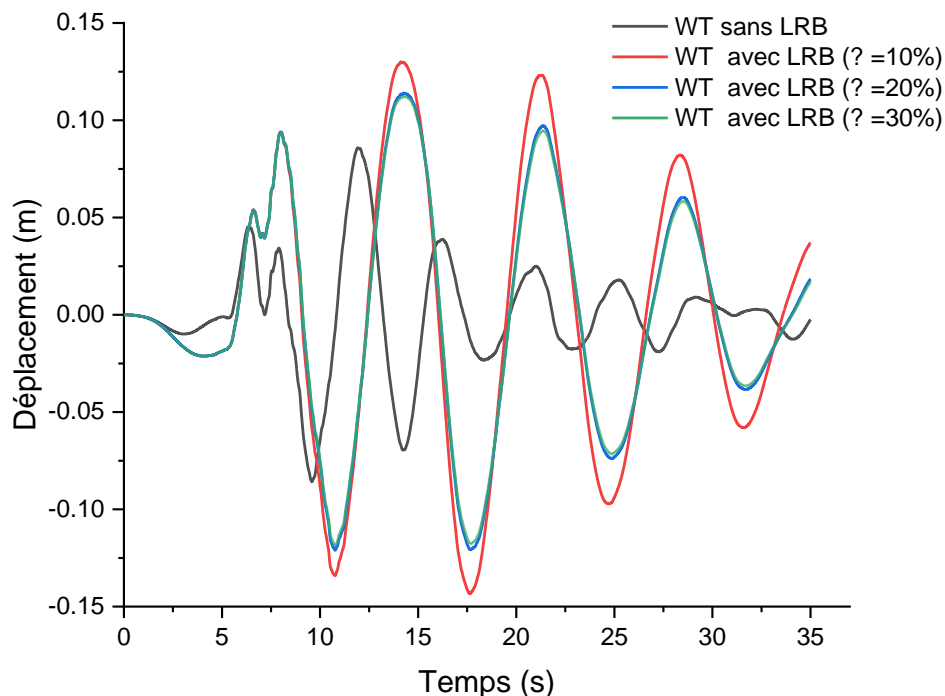


Figure 5. 31. Comparaison du déplacement au sommet de l'éolienne sous différents rapports d'amortissement et sous charge sismique.

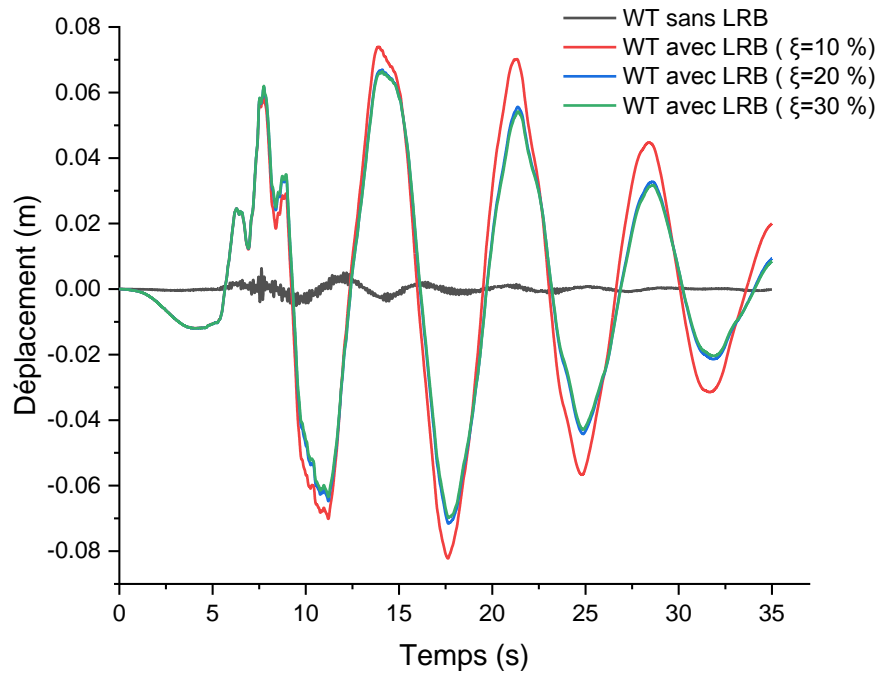


Figure 5. 32. Comparaison du déplacement à la base de l'éolienne sous différents rapports d'amortissement et sous charge sismique .

Tableau 5. 11 . Valeurs maximales du déplacement du sommet et de la base d'une éolienne de 8 MW.

Déplacement (m)	WT sans LRB	WT avec LRB		
		($\xi = 10\%$)	($\xi = 20\%$)	($\xi = 30\%$)
Au sommet	0.0858	0.1300	0.1140	0.1124
À la base	0.0063	0.0739	0.0669	0.0664

5.6.2.2 Déplacement latéral

L'analyse des déplacements latéraux met en évidence l'impact de l'isolation sismique sur le comportement structurel. Les résultats montrent que l'utilisation de paliers en caoutchouc de plomb (LRB) modifie de manière significative la réponse dynamique. Ils offrent une flexibilité accrue à la base, permettant un découplage spectral qui réduit les accélérations et les forces sismiques transmises à la superstructure. Cependant, ce gain s'accompagne d'une amplification des

déplacements latéraux à la tête, comme le confirment les valeurs du tableau 5.11 , où le déplacement passe de 8,6 cm (structure fixe) à 13,0 cm pour un taux d'amortissement de 10 %.

L'amortissement intégré joue un rôle crucial dans le contrôle de cette réponse. L'augmentation du taux d'amortissement de 10 % à 30 % réduit le déplacement de la tête de près de 14 %, à 11,2 cm. Cela est dû à la dissipation de l'énergie dans l'isolant, qui limite l'amplitude des oscillations. La figure 5.34 illustre clairement la concentration des déformations dans la couche d'isolant, confirmant son rôle dans l'absorption de l'énergie sismique.

Le dimensionnement des isolateurs doit donc trouver un équilibre entre la réduction des contraintes et le contrôle des déplacements, un amortissement de 20 à 30 % semblant être le compromis optimal pour les structures sensibles aux déplacements telles que les éoliennes.

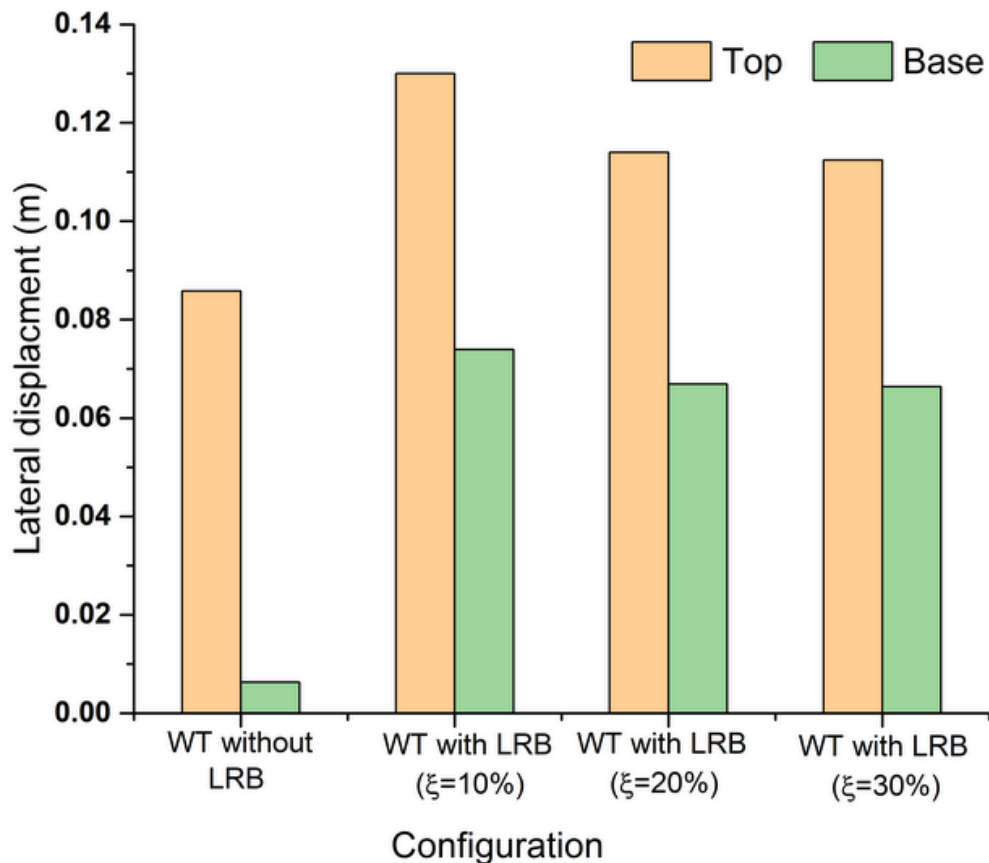


Figure 5. 33. Déplacement latéral des éoliennes sous différentes configurations

5.6.2.3 Accélération d'une éolienne de 8 MW

L'accélération au sommet et à la base de l'éolienne évolue sous excitation sismique dans un sol argileux homogène et rigide, comme l'illustre les figures 5.35 et 5.36. Un examen approfondi de ces résultats met en lumière l'impact de l'interaction sol-structure (ISS) et de l'amortissement (ξ) sur la réponse dynamique de l'éolienne, en particulier en ce qui concerne la transmission des charges et la dissipation de l'énergie.

L'accélération de l'éolienne à son point le plus haut est illustrée à la figure 5.35. Les résultats indiquent une augmentation légère mais imprévue de l'accélération de la tête avec l'incorporation d'amortisseurs LRB ($3,20 \text{ m/s}^2 \rightarrow \sim 3,37 \text{ m/s}^2$), suivie ensuite d'une stabilisation malgré l'augmentation de l'amortissement ($\xi = 10 \% \text{ à } 30$). L'augmentation de l'accélération observée avec les LRB peut être attribuée à une transition de la période fondamentale de la structure vers une zone plus énergétique du spectre sismique, en conjonction avec une dissipation d'énergie inadéquate aux hautes fréquences.

À la base de l'éolienne (voir figure 5.36), la réponse varie en fonction de la présence de l'isolateur. Dans l'absence de LRB, la base montre une fidélité sans faille à l'excitation sismique, manifestant des accélérations de pointe d'environ 0,9 g. Cette observation signifie la transmission ininterrompue du mouvement du sol, soulignant ainsi l'efficacité de la LRB dans la garantie de l'intégrité structurelle.

Dans le contexte de la LRB, une diminution substantielle des accélérations de pointe est observée, avec une baisse de 30 % à 35 % pour une valeur de paramètre de 30 % (ξ), avec une valeur minimale proche de 0,6 g. Cette constatation indique que l'isolateur fonctionne comme un élément dissipatif, atténuant ainsi les charges sismiques transférées à la structure et découplant partiellement les fondations du sol.

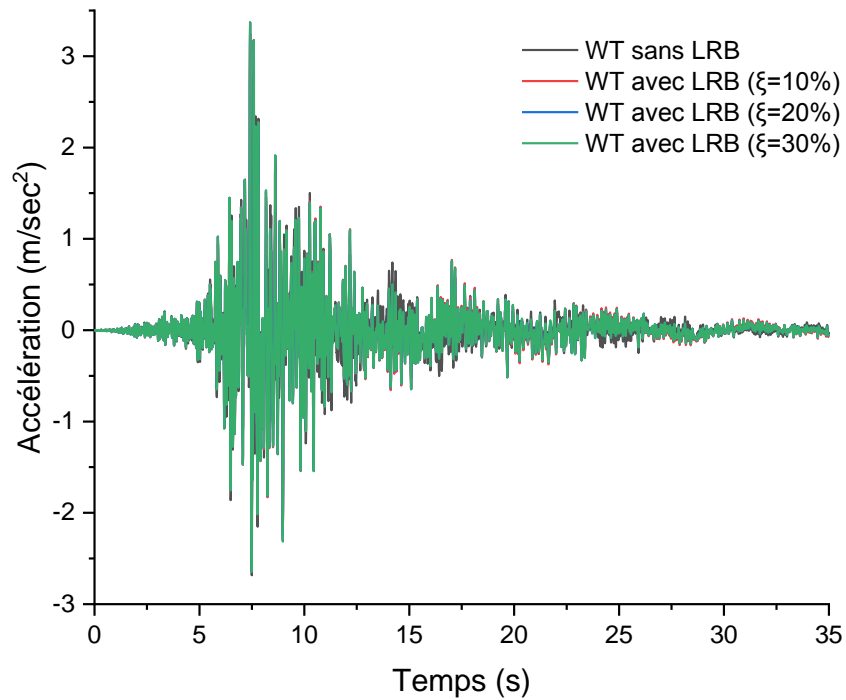


Figure 5.34. Comparaison de l'accélération au sommet de l'éolienne sous différents rapports d'amortissement et charges sismiques.

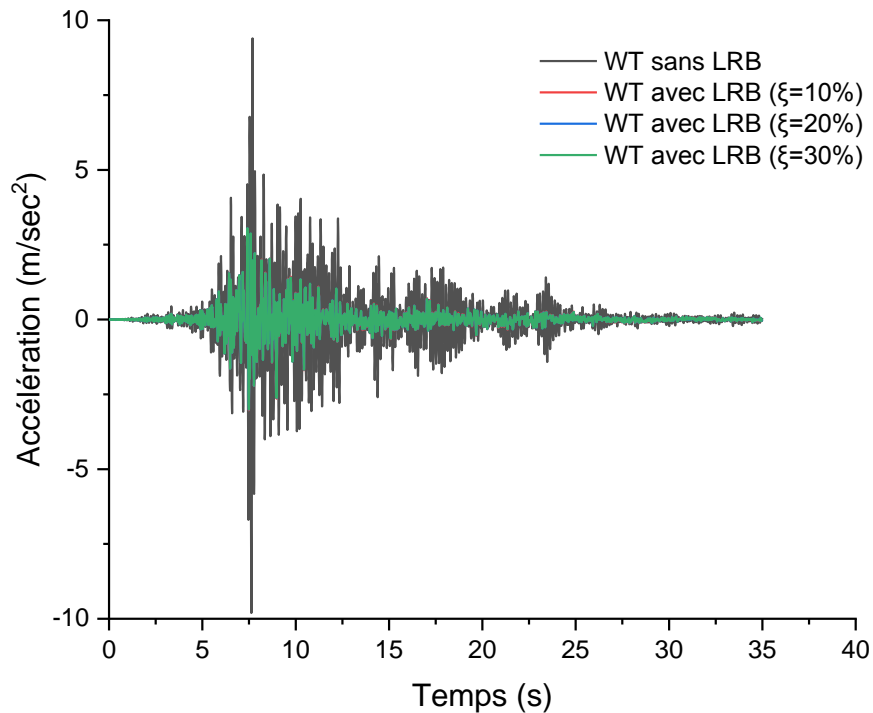


Figure 5.35. Comparaison de l'accélération à la base de l'éolienne sous différents rapports d'amortissement et charges sismiques.

Comme le montre le tableau 5.12, une analyse comparative est fournie des valeurs d'accélération maximale aux points les plus hauts et les plus bas d'une structure d'éolienne, avec et sans isolation par des appuis en caoutchouc plombé (LRB). Cette analyse est réalisée pour trois rapports d'amortissement ($\xi = 10 \%$, 20% et 30%). L'efficacité de l'isolation de la base est considérablement influencée par la mise en œuvre des LRB, ce qui entraîne une réduction substantielle de l'accélération de la base. Plus précisément, il a été démontré que les LRB induisent une diminution d'environ 68 % de l'accélération de la base, qui passe de 9,397 m/s² à environ 3,04 m/s². En outre, la variation de l'amortissement n'a qu'une influence minimale sur les performances de l'isolation de la base, la différence observée entre les cas étant négligeable (moins de 0,5 %).

Tableau 5. 12 . Valeurs maximales de l'accélération supérieure et inférieure de la WT avec et sans LRB.

Accélération (m/s ²)	WT sans LRB	WT with LRB		
		($\xi = 10\%$)	($\xi = 20\%$)	($\xi = 30\%$)
Au sommet	3.203	3.3713	3.3695	3.35903
En bas	9.397	3.03813	3.048	3.04948

Afin d'obtenir un comportement d'accélération optimal, il est nécessaire d'augmenter légèrement l'accélération maximale. Cette augmentation est d'environ 5 % plus élevée avec les LRB et reste constante pour tous les niveaux d'amortissement. Ce résultat suggère que la rigidité des LRB exerce une influence prédominante sur la réponse.

5.6.2.4 Reaction de base

Les figures 5.37 et 5.38 illustrent respectivement l'évolution du moment de flexion et de la force de cisaillement à la base de l'éolienne en fonction du temps sous une excitation sismique spécifique. Ces figures intègrent l'effet de l'interaction sol-structure (ISS) et le coefficient d'amortissement, désigné ici par « ξ ». L'interprétation de ces résultats permet de mieux comprendre la redistribution des forces au sein de la structure et l'efficacité du dispositif d'isolation en présence d'un isolateur en caoutchouc plombé (LRB). L'analyse des moments de flexion présentée sur la figure 5.37 montre qu'en l'absence d'isolateur, la base de l'éolienne subit des pics de moment très élevés lors d'un séisme. Ces pics sont directement corrélés aux accélérations du sol, et l'interaction sol-structure, caractérisée par une forte rigidité, amplifie la

réponse dynamique dans les deux directions, M_x et M_y , augmentant ainsi les contraintes de flexion sur la fondation.

En revanche, l'introduction d'un appareil d'isolation sismique à base de LRB réduit considérablement les moments maximaux transmis à la base. Cette réduction atteint jusqu'à 86 % de la valeur initiale pour les deux composantes du moment. Cette atténuation est due à la capacité dissipative du LRB, qui absorbe une partie significative de l'énergie sismique et limite efficacement la transmission des efforts à la structure dans les deux directions de chargement. Une tendance similaire est observable dans les mesures de la force de cisaillement à la base, comme le montre la figure 5.38. En l'absence d'isolation, les forces de cisaillement maximales sont synchronisées avec le mouvement sismique, ce qui induit des contraintes importantes dans les fondations et peut entraîner des contraintes excessives dans le sol environnant. L'intégration d'un isolateur LRB permet d'atténuer la force de cisaillement maximale, démontrant ainsi une redistribution efficace des charges latérales. La réduction susmentionnée est particulièrement évidente dans les cas où l'amortissement du système est élevé, ce qui limite les accélérations transférées au sol. Ce phénomène est attribué à la réduction du risque de détérioration structurelle.

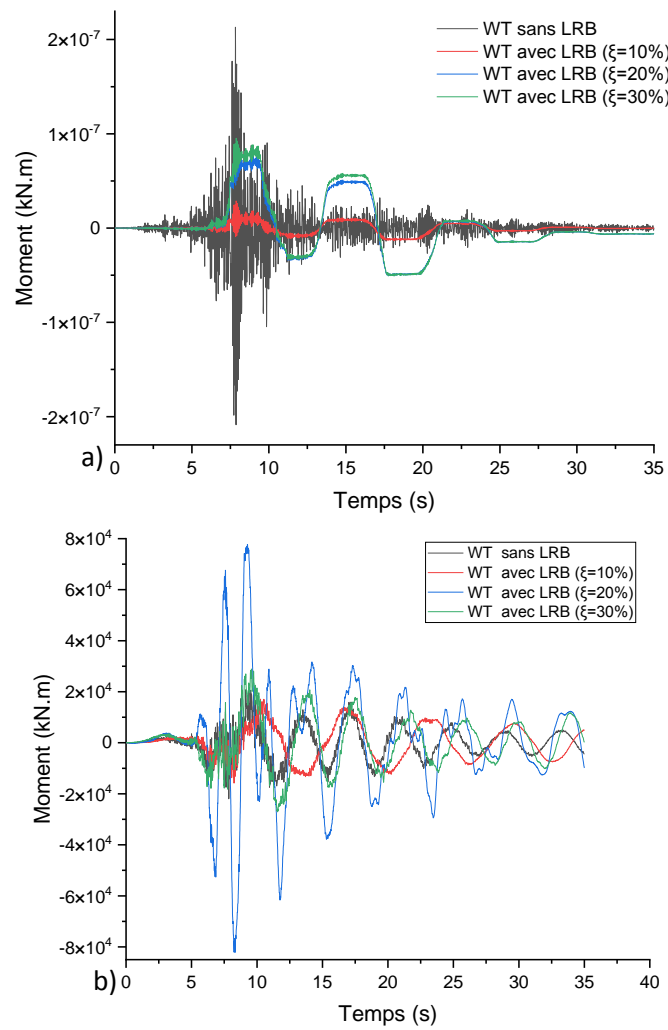


Figure 5. 36. Comparaison du moment à base de l'éolienne : a) M_x ; b) M_y .

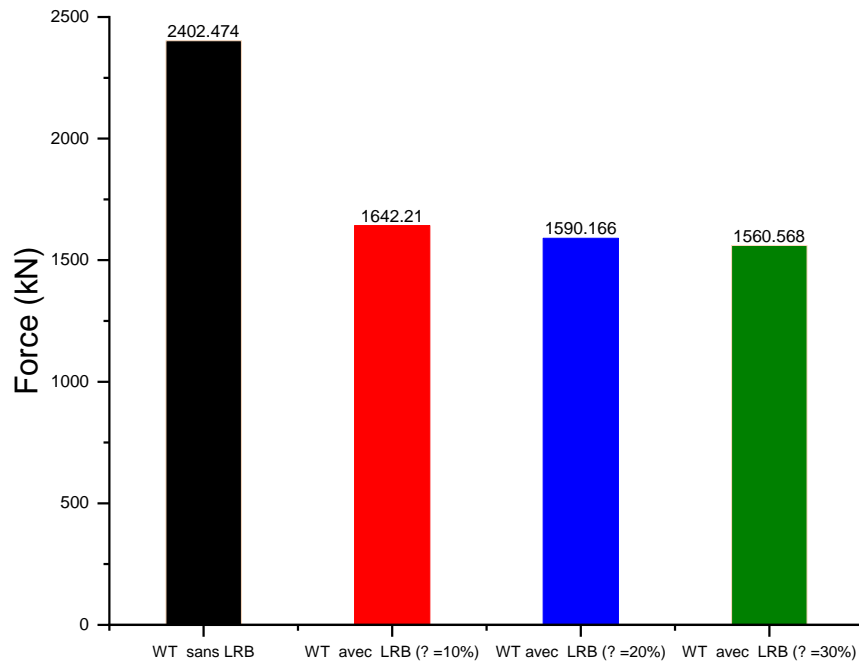


Figure 5. 37. Comparaison du cisaillement à base sous excitation sismique de Keddara.

Comme l'illustre le tableau 5.13, les valeurs maximales (valeurs de crête) des moments de flexion à la base d'une structure sont comparées pour une configuration sans appui en caoutchouc et plomb (LRB) et avec LRB pour différents rapports d'amortissement ($\xi = 10 \%$, 20% et 30%). la mise en œuvre d'un LRB entraîne une réduction substantielle du moment de flexion à la base, la diminution la plus prononcée se produisant pour un amortissement de 10% . Cependant, l'augmentation de l'amortissement (20% et 30%) entraîne une légère augmentation des moments, ce qui suggère un compromis entre la dissipation d'énergie et la rigidité.

Tableau 5. 13. Valeurs maximales du moment de flexion de la base.

Configuration	WT sans LRB	WT avec LRB		
		($\xi = 10\%$)	($\xi = 20\%$)	($\xi = 30\%$)
Moment Mx (kN.m)	2.131E-07	2.881E-08	8.619E-08	9.53E-08
Moment My (kN.m)	20800.22	17118.99	77725.73	28928.31

5.6.3 Energie absorbée

Les résultats de l'étude comparative entre l'énergie sismique appliquée et les énergies absorbées par le système d'isolation LRB pour les différents cas étudiés et sous l'excitation sismique utilisée sont présentés dans la figure 5.39 et le tableau 10.

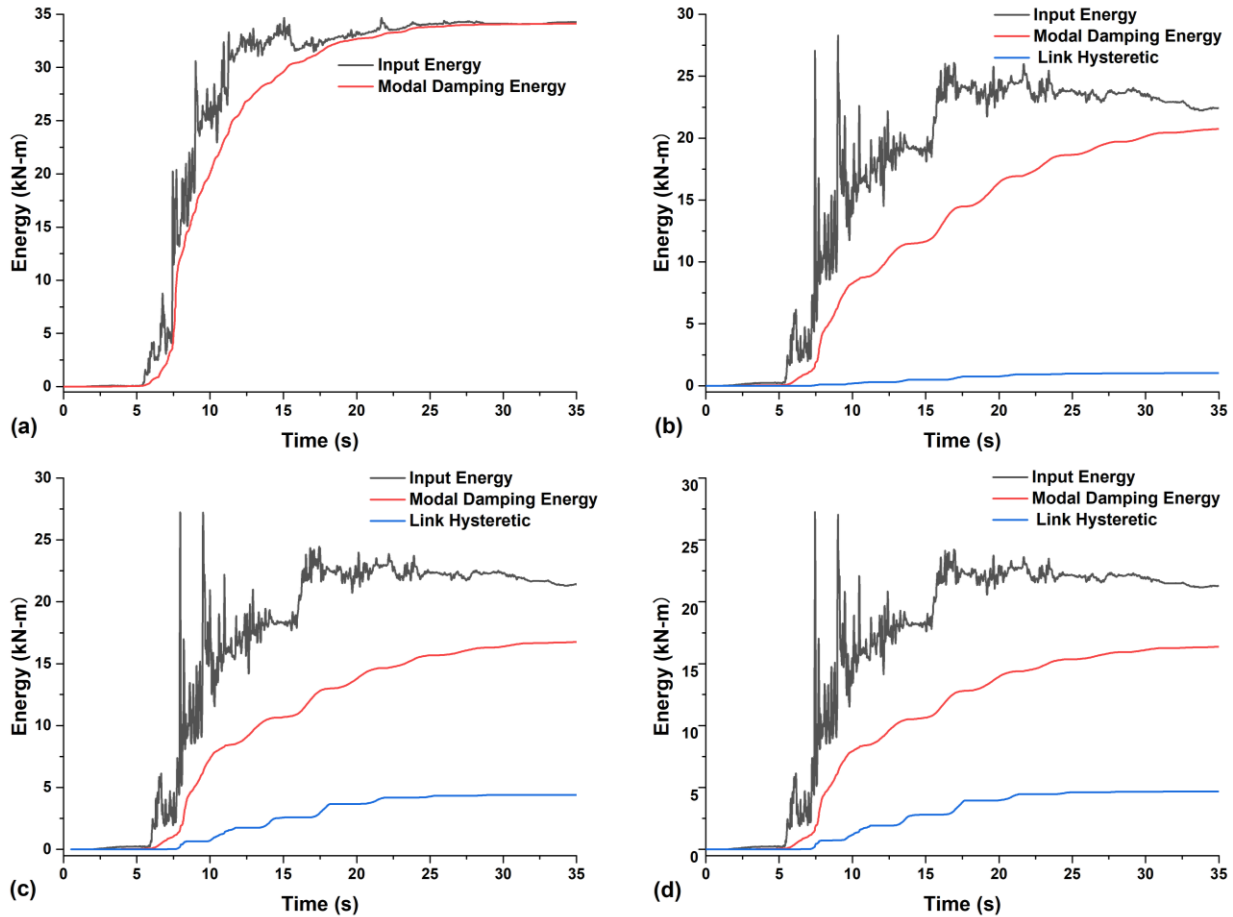


Figure 5. 38. Diagrammes de l'énergie absorbée par WT : a) sans isolateur LRB dans SSI, b) avec isolateur LRB $\zeta=10\%$, c) avec isolateur LRB $\zeta=20\%$, et d) avec isolateur LRB $\zeta=30\%$.

L'analyse de la figure 5.39 (a-d) fournit des preuves de l'impact de l'isolateur LRB sur la distribution et la dissipation de l'énergie dans la structure de l'éolienne sous excitation sismique. En l'absence d'isolation, l'énergie totale entrant dans la structure est d'environ 34,69 kN.m et est presque entièrement dissipée par l'amortissement modal. À l'inverse, la mise en œuvre de

l'isolateur LRB entraîne une réduction de l'énergie sismique totale à environ 27,25 kN.m avec un amortissement de 30 %.

L'isolateur joue un rôle essentiel dans l'absorption d'énergie. À un taux d'amortissement de 10 %, l'isolateur absorbe environ 3,6 % de l'énergie totale. Sa proportion augmente progressivement avec l'augmentation du taux d'amortissement, pour atteindre 17,15 % à un taux d'amortissement de 30 %. Cette absorption réduit considérablement l'énergie dissipée par la structure elle-même, comme le montre la réduction progressive de l'amortissement modal.

L'isolateur joue un rôle essentiel dans l'absorption d'énergie. À un taux d'amortissement de 10 %, l'isolateur absorbe environ 3,6 % de l'énergie totale. Sa proportion augmente progressivement avec l'augmentation du taux d'amortissement, pour atteindre 17,15 % à un taux d'amortissement de 30 %. Cette absorption réduit considérablement l'énergie dissipée par la structure elle-même, comme le montre la réduction progressive de l'amortissement modal.

Tableau 5. 14. Comparaison de l'énergie absorbée par les systèmes d'isolation du LRB.

Configuration	WT sans LRB	WT avec LRB		
		($\xi = 10\%$)	($\xi = 20\%$)	($\xi = 30\%$)
Énergie d'entrée	34.6857	28.2913	27.228	27.2532
Amortissement modal	34.1414	20.733	16.796	16.3643
Énergie hystérétique du lien(link)	-	1.0269	4.3951	4.6752
Énergie absorbée par l'isolateur (%)	-	3.6	16.14	17.15

Comme l'illustre le tableau 5.14, la comparaison des données examine la répartition de l'énergie dans des structures dépourvues de paliers en caoutchouc et plomb (LRB) et dans celles qui intègrent des LRB à différents taux d'amortissement ($\xi = 10\%$, 20% et 30%). Les observations suivantes sont particulièrement significatives :

- En l'absence de LRB, la grande majorité de l'énergie absorbée (environ 98,4 %) est dissipée par l'amortissement modal. Il en résulte une vulnérabilité structurelle aux forces sismiques.

- Les caractéristiques d'absorption d'énergie du LRB subissent un changement important.
- Avec un taux d'amortissement de $\xi = 10 \%$, seulement 3,6 % de l'énergie est absorbée par l'isolateur, l'amortissement modal restant dominant.
- À un taux d'amortissement de $\xi = 20 \%$, la dissipation hystérétique augmente jusqu'à atteindre une valeur de 16,14 %, ce qui indique une efficacité accrue du LRB.
- À un taux d'amortissement de $\xi = 30 \%$, l'absorption atteint un pic à 17,15 %, mais les rendements sont inférieurs à ceux obtenus à une concentration de 20 %.

It is noteworthy that the total input energy experiences a decline in conjunction with LRB incorporation, thereby underscoring their role in seismic mitigation. LRBs enhance structural resilience by redirecting energy away from the superstructure into the isolation system.

5.6.4 Distribution des contraintes sur la longueur d'un pieu dans un sol homogène

Une analyse approfondie de la répartition des contraintes le long du pieu dans un sol rigide homogène révèle l'impact de l'isolateur LRB sur la réponse dynamique de la structure. Comme l'illustre la figure 5.40, la contrainte maximale sans isolateur atteint environ 11 000 kN/m² au niveau de la surface. Cependant, il a été démontré que la mise en œuvre du LRB réduit progressivement ces contraintes proportionnellement au taux d'amortissement. À un taux d'amortissement de 10 %, la contrainte maximale est réduite d'environ 6 %, tandis qu'à un taux d'amortissement de 20 %, la contrainte maximale est réduite de près de 11 %. À un taux d'amortissement de 30 %, la réduction de l'absorption d'énergie sismique est d'environ 16 %, ce qui démontre l'efficacité accrue de l'isolateur pour atténuer la contrainte interne sur le pieu.

Ce phénomène de réduction des contraintes est plus prononcé à des profondeurs plus importantes, où les forces dynamiques sont plus importantes. L'atténuation progressive des contraintes à mesure que le coefficient d'amortissement augmente confirme l'intérêt du LRB pour limiter la transmission des charges dynamiques au sol. Par conséquent, il a été démontré que l'optimisation de l'amortissement du LRB améliore la durabilité du pieu en réduisant les effets néfastes des charges cycliques et en diminuant le risque de fatigue structurelle à long terme.

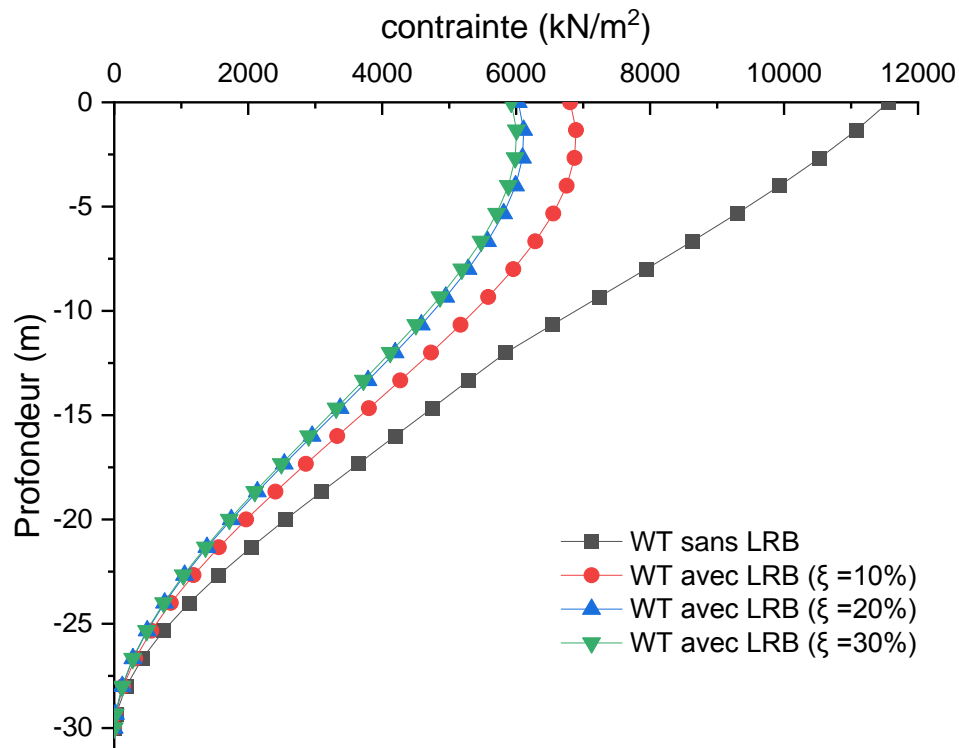


Figure 5. 39. Distribution de la contrainte (S11) le long d'un pieu dans une argile rigide.

5.6.5 Analysis of the force-deformation relationship of LRB isolation under dynamic loads

Les résultats de la relation force-déformation pour l'isolateur LRB, lorsqu'il est modélisé comme une liaison dans SAP2000, sont présentés dans le tableau 5.15. Il est évident que l'augmentation du coefficient d'amortissement (ξ) entraîne une réduction de la force transmise par l'isolateur, qui passe de 145,822 kN à 10 % d'amortissement à 115,687 kN à 30 %. Dans le même temps, la déformation associée présente une tendance similaire, suggérant une réduction de la rigidité effective du système à mesure que le coefficient d'amortissement augmente. Cette observation souligne l'effet dissipatif des LRB, qui ont démontré leur capacité à réduire les charges dynamiques transmises à la structure tout en maintenant un déplacement contrôlé. Ces résultats confirment l'efficacité des isolateurs LRB dans la dissipation de l'énergie et la limitation des forces sismiques, améliorant ainsi la résilience des éoliennes aux événements sismiques.

Tableau 5. 15. Force-déformation d'un isolateur en caoutchouc plombé.

Rapport d'amortissement ξ (%)	10	20	30
force Link v2	145.822	123.832	115.687
Déformation du Link u2	0.0796	0.070622	0.067904

5.7 Conclusion

Cette étude a examiné l'impact des isolateurs en caoutchouc plombé (LRB) sur la réponse dynamique d'une éolienne de 8 MW soumise à des charges sismiques. L'étude a intégré l'interaction sol-structure (ISS) à l'aide de la méthode de Winkler pour atteindre cet objectif. Les résultats ont montré que la mise en place de l'isolateur LRB a entraîné une réduction substantielle des accélérations et des forces internes transmises à la base de l'éolienne, tout en prolongeant la période naturelle du système. Il a été démontré que cette prolongation entraîne une dissipation d'énergie accrue et une réduction des charges sismiques sur la structure.

L'analyse de scénarios avec et sans isolateur a confirmé que l'effet bénéfique du LRB est particulièrement significatif dans le cas d'une base rigide, où il réduit la fréquence fondamentale de près de 46 % et augmente la période de plus de 85 %. Cependant, l'isolateur conserve son efficacité dans le cadre de l'interaction sol-structure, même si sa flexibilité diminue légèrement ses performances. Dans tous les cas étudiés, l'isolateur a toutefois considérablement atténué les effets des charges dynamiques, réduisant les charges internes et optimisant la stabilité de l'éolienne.

L'étude des déplacements et de l'absorption d'énergie a révélé un compromis critique : si l'isolateur LRB offre une protection supérieure en limitant les forces à la base, il entraîne une augmentation des déplacements au sommet de l'éolienne. Ce phénomène, bien que régi par le choix d'un taux d'amortissement approprié (compris entre 20 % et 30 %), nécessite une réflexion approfondie lors de la phase de conception afin d'éviter tout impact potentiel sur les performances et la durabilité des composants de l'éolienne, en particulier la nacelle et les pales.

Il a été démontré que l'augmentation du coefficient d'amortissement (ξ) des isolateurs LRB entraîne une diminution substantielle de la force transmise à la fondation, avec une réduction de 20,7 % observée lorsque l'amortissement variait de 0 % à 30 %. Cette diminution s'accompagne d'une réduction de la rigidité effective, confirmant le rôle dissipatif des LRB dans l'atténuation des charges dynamiques. Ces résultats soulignent l'efficacité des isolateurs LRB dans la dissipation de

l'énergie, l'atténuation des forces sismiques et l'amélioration de la résilience des éoliennes aux événements sismiques.

D'un point de vue pragmatique, ces résultats impliquent que l'intégration d'isolateurs LRB dans la configuration des éoliennes est une approche viable pour améliorer leur résilience dans les zones à forte activité sismique. Il a été démontré que la mise en place d'isolateurs, qui servent à découpler dans une certaine mesure les structures des mouvements du sol, permet de réduire les contraintes exercées sur les fondations. Cela permet à son tour d'atténuer le risque de défaillance et de prolonger la durée de vie des installations. Cette innovation offre de nouvelles perspectives pour l'ingénierie des éoliennes, notamment en ce qui concerne l'optimisation des fondations et le développement de nouveaux systèmes d'amortissement passif pour les structures élancées. En résumé, la présente étude souligne l'efficacité des isolateurs LRB en tant que solution pionnière pour la protection sismique des éoliennes. La mise en œuvre de ces systèmes dans l'industrie éolienne représente une avancée considérable dans l'amélioration de la sécurité et de la fiabilité des structures de grande hauteur lors d'événements de magnitude extrême.

Conclusion général

Ce travail de recherche a entrepris d'étudier l'influence déterminante de l'interaction sol-structure sur le comportement sismique des éoliennes et d'évaluer l'efficacité de l'isolation sismique à la base comme stratégie de protection innovante. Les investigations menées, s'appuyant sur des modélisations numériques avancées validées expérimentalement, des analyses paramétriques systématiques et des développements théoriques substantiels, ont permis d'apporter des réponses concrètes aux défis scientifiques et techniques identifiés, tout en ouvrant des perspectives prometteuses pour la conception parasismique des éoliennes.

Les résultats obtenus démontrent de manière concluante que la négligence de l'interaction sol-structure dans l'analyse sismique des éoliennes conduit à une estimation inexacte et potentiellement non conservatrice de leur réponse dynamique. L'étude a mis en évidence que la flexibilité introduite par le sol modifie significativement les périodes fondamentales de la structure, pouvant amplifier ou atténuer les réponses selon les conditions géotechniques rencontrées. Les sols mous, en allongeant la période de vibration, peuvent exposer la structure à des phénomènes de résonance dangereux avec le contenu fréquentiel du séisme, tandis que les sols rigides tendent à transmettre plus directement les sollicitations sismiques. L'analyse paramétrique approfondie a permis de quantifier l'influence déterminante du diamètre et de la longueur des pieux, ainsi que du module de réaction du sol, sur les déplacements, les accélérations et les efforts internes, avec des variations pouvant atteindre plusieurs ordres de grandeur selon les configurations étudiées. Le bilan énergétique réalisé a par ailleurs révélé de manière originale comment différents types de sol et configurations de fondation affectent la dissipation et la distribution de l'énergie sismique, un paramètre fondamental pour une conception parasismique performante.

La modélisation de l'interaction pieu-sol par la méthode de Winkler, implémentée avec des éléments non linéaires (courbes p-y, t-z, q-z), s'est avérée être un outil particulièrement efficace et équilibré entre précision et coût de calcul. La validation rigoureuse des modèles numériques développés sous SAP2000 par rapport à des données expérimentales et à des études antérieures sur des éoliennes de 65 kW et 5 MW a conféré une crédibilité solide aux simulations réalisées sur l'éolienne de référence de 8 MW, permettant ainsi la réalisation d'analyses paramétriques

Conclusion général

approfondies qui seraient difficilement envisageables avec des modèles 3D pleinement couplés extrêmement lourds en termes de ressources computationnelles.

L'un des apports majeurs de cette thèse réside dans la démonstration déterminante du potentiel des isolateurs en caoutchouc fretté avec noyau en plomb (LRB) pour la protection parasismique des éoliennes. Les résultats sont clairs : l'intégration d'un système LRB à la base de la tour permet de réduire drastiquement les efforts sismiques transmis à la superstructure, avec des diminutions de l'ordre de 68% pour l'accélération à la base et jusqu'à 86% pour le moment de flexion, tout en prolongeant significativement la période fondamentale de l'éolienne et en la décalant ainsi hors des plages fréquentielles riches de la majorité des séismes. L'isolateur dissipe activement l'énergie sismique via l'hystérésis du noyau de plomb, avec une efficacité croissante avec le taux d'amortissement, pouvant atteindre jusqu'à 17% de l'énergie totale absorbée pour un amortissement de 30%. Cependant, cette stratégie introduit un compromis fondamental que le concepteur doit maîtriser : la réduction des forces s'accompagne d'une augmentation des déplacements relatifs au niveau de l'isolateur et en tête de tour, nécessitant un dimensionnement minutieux de l'isolateur non seulement pour sa capacité portante, mais aussi pour sa course maximale, afin d'éviter tout risque de collision ou d'instabilité.

L'étude a innové en analysant conjointement les effets de l'isolation à la base et de l'ISS, démontrant que la flexibilité du sol module l'efficacité des LRB. Bien que l'impact relatif de l'isolateur soit légèrement atténué dans le cas d'un sol souple par rapport à une base rigide, son bénéfice global reste très substantiel, confirmant l'intérêt de cette approche même dans des conditions géotechniques défavorables. La combinaison de ces deux phénomènes doit donc être intégrée systématiquement dans les méthodologies de conception pour une évaluation réaliste de la performance sismique.

Les présents travaux ouvrent plusieurs voies de recherche particulièrement prometteuses pour approfondir et étendre les résultats obtenus. Une prolongation naturelle consisterait à intégrer l'action simultanée des charges opérationnelles (vent, vagues) et sismiques dans le cadre d'analyses aéro-servo-hydro-élasto-géotechniques couplées, permettant ainsi une vision plus complète et réaliste du comportement des éoliennes en conditions extrêmes. L'utilisation de modèles de sol plus sophistiqués, capables de simuler des phénomènes complexes tels que la liquéfaction, le

Conclusion général

comportement cyclique dégradant ou la rupture locale, permettrait d'affiner significativement l'analyse, en particulier pour les séismes de forte intensité où les non-linéarités deviennent prépondérantes. Des études dédiées d'optimisation multi-objectif des systèmes d'isolation pourraient chercher à optimiser simultanément les paramètres des LRB (rigidité, amortissement, course) pour minimiser à la fois les accélérations, les déplacements et les coûts, en considérant différentes classes de séismes représentatifs de l'aléa sismique local. La validation expérimentale à grande échelle par des essais sur table vibrante ou le monitoring in situ d'éoliennes isolées soumises à des séismes réels serait d'une valeur inestimable pour confirmer définitivement les prédictions numériques et asseoir la crédibilité de cette approche innovante. Enfin, les résultats de cette thèse peuvent servir de base solide à l'élaboration de recommandations techniques ou de pré-normes pour la conception parasismique des éoliennes intégrant explicitement l'ISS et/ou l'isolation à la base, contribuant ainsi à l'amélioration des pratiques professionnelles.

En conclusion, cette thèse a mis en lumière le rôle crucial de l'interaction sol-structure et a démontré de manière convaincante la faisabilité et l'efficacité de l'isolation sismique à la base pour protéger les éoliennes contre les séismes. Elle fournit aux ingénieurs et aux chercheurs des méthodes robustes, des données quantitatives précieuses et des preuves tangentes pour améliorer la résilience de ces infrastructures énergétiques critiques. En contribuant à une conception plus sûre et plus fiable des éoliennes dans les zones sismiques, ce travail participe activement, à son échelle, à l'objectif global de transition vers un mix énergétique décarboné et durable, en assurant la pérennité des investissements et la sécurité des personnes, tout en ouvrant la voie à de nouvelles recherches fondamentales et appliquées dans ce domaine stratégique pour la transition énergétique mondiale.

Perspective

Les travaux réalisés dans cette thèse ouvrent de nombreuses perspectives de recherche tant fondamentales qu'appliquées :

1. Extension aux chargements combinés environnementaux et sismiques.
2. Modélisation avancée du comportement non-linéaire du sol.
3. Optimisation des systèmes de protection parasismique.
4. Validation expérimentale.
5. Développement de méthodes de conception innovantes.
6. Élargissement aux nouvelles technologies éoliennes.

Référence

- Abdel-Rahman, K. and M. Achmus (2005). Finite element modelling of horizontally loaded monopile foundations for offshore wind energy converters in Germany. International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG), Perth, Australia, Taylor & Francis London.
- AbdelAziz, M. H. (2024). "Comprehensive Study of Soil Subgrade Reaction Using Different Constitutive Soil Models." Fayoum University Journal of Engineering **7**(2): 10-20.
- AFPS, C. (2012). "Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous action sismique." Guide technique. Presses des Ponts.
- Aiken, I. D., D. K. Nims and J. M. Kelly (1992). "Comparative study of four passive energy dissipation systems." Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering **25**(3): 175-192.
- Andersen, L. V., T. L. Andersen and L. Manuel (2018). "Model uncertainties for soil-structure interaction in offshore wind turbine monopile foundations." Journal of Marine Science and Engineering **6**(3): 87.
- Asareh, M.-A. (2015). Dynamic behavior of operational wind turbines considering aerodynamic and seismic load interaction, Missouri University of Science and Technology.
- Ashour, M. and G. Norris (2000). "Modeling lateral soil-pile response based on soil-pile interaction." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering **126**(5): 420-428.
- Association, E. W. E. (2009). The economics of wind energy, EWEA.
- Bhattacharya, S. (2014). "Challenges in design of foundations for offshore wind turbines." Engineering & Technology Reference(2014).
- Bhattacharya, S., R. De Risi, D. Lombardi, A. Ali, H. Demirci and S. Haldar (2021). "On the seismic analysis and design of offshore wind turbines." Soil Dynamics and Earthquake Engineering **145**: 106692.
- Blanco, M. I. (2009). "The economics of wind energy." Renewable and sustainable energy reviews **13**(6-7): 1372-1382.
- Bong-Suk Kim, M.-E. H., Joon-Keun Lee (2011). WO/2011/129629. Vibration isolator of wind turbine system. Korea.
- BOUCHAREB, M. and A. CHOUIHAT (2020). Maintenance des machines tournantes par diagnostic vibratoire, université Ghardaia.

- BOUROUAH, W. (2019). Influence de la nature des sols sur la réponse dynamique des structures, Université de Jijel-Mohammed Seddik Ben yahia.
- Bozyigit, B. (2021). "Seismic response of pile supported frames using the combination of dynamic stiffness approach and Galerkin's method." Engineering Structures **244**: 112822.
- Bozyigit, B., I. Bozyigit and L. J. Prendergast (2025). "Rapid assessment of seismic performance of large monopile-supported offshore wind turbines under scour." European Journal of Mechanics-A/Solids **109**: 105451.
- Burton, T., N. Jenkins, D. Sharpe and E. Bossanyi (2011). Wind energy handbook, John Wiley & Sons.
- Cao, G., Z. Chen, C. Wang and X. Ding (2020). "Dynamic responses of offshore wind turbine considering soil nonlinearity and wind-wave load combinations." Ocean Engineering **217**: 108155.
- Chang, K., T. Soong, S.-T. Oh and M. Lai (1995). "Seismic behavior of steel frame with added viscoelastic dampers." Journal of structural engineering **121**(10): 1418-1426.
- Chen, X. and D. Wang (2020). "Multi-pulse characteristics of near-fault ground motions." Soil Dynamics and Earthquake Engineering **137**: 106275.
- Chopra, A. K. (2014). Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering, International Edition: Angshuman Chakraborty.
- Dai, K., H. Huang, Y. Lu, J. Meng, Z. Mao and A. Camara (2021). "Effects of soil–structure interaction on the design of tuned mass damper to control the seismic response of wind turbine towers with gravity base." Wind Energy **24**(4): 323-344.
- Das, B. M. (2019). Advanced soil mechanics, CRC press.
- Davidovici, V. and S. Lambert (2013). Fondations et procédés d'amélioration du sol: guide d'application de l'Eurocode 8 (parasismique), Editions Eyrolles.
- De Risi, R., S. Bhattacharya and K. Goda (2018). "Seismic performance assessment of monopile-supported offshore wind turbines using unscaled natural earthquake records." Soil Dynamics and Earthquake Engineering **109**: 154-172.
- Demirci, H. E., S. Jalbi and S. Bhattacharya (2022). "Liquefaction effects on the fundamental frequency of monopile supported offshore wind turbines (OWTs)." Bulletin of Earthquake Engineering **20**(7): 3359-3384.
- Deng, Z.-W., Z.-J. Fan, Y.-M. Zhou and P.-Y. Deng (2022). "Study on Dynamic Response Characteristics of Circular Extended Foundation of Large Wind Turbine Generator." Sustainability **14**(21): 14213.

- Derecho, A. T. and A. A. Huckelbridge (1991). "Soil-Structure Interaction--A Brief Overview." Special Publication **127**: 239-260.
- Desmond, C., J. Murphy, L. Blonk and W. Haans (2016). Description of an 8 MW reference wind turbine. Journal of Physics: Conference Series, IOP Publishing.
- Desmond, C., J. Murphy, L. Blonk and W. Haans (2016). Description of an 8 MW reference wind turbine. Journal of Physics: Conference Series, IOP Publishing.
- Dorrell, J. and K. Lee (2020). "The cost of wind: Negative economic effects of global wind energy development." Energies **13**(14): 3667.
- Durante, M. G., A. L. Simonelli, L. Di Sarno and C. Mancuso (2015). "Experimental and numerical assessment of dynamic soil-pile-structure interaction." Diss. Ph. D. Thesis, Università degli Studi di Napoli Federico II.
- Ebadi-Jamkhaneh, M. and D.-P. N. Kontoni (2024). "Dynamic response of offshore wind turbine with a new monopile foundation under different lateral and seismic loadings." Shock and Vibration **2024**(1): 2329389.
- EC8, E. (1994). Structures in seismic regions, Part 5: foundations, retaining structures, and geotechnical aspects, Commission of the European Communities Brussels.
- Elias, S., M. Beer and H. Mahmoud (2025). "Assessments of seismic response and energy harvesting of offshore wind turbines equipped with tuned mass damper inerter." Journal of Structural Engineering **151**(10): 04025145.
- Esteban, M. D., J. J. Diez, J. S. López and V. Negro (2011). "Why offshore wind energy?" Renewable energy **36**(2): 444-450.
- Feng, T.-t., Y.-s. Yang, Y.-h. Yang and D.-d. Wang (2017). "Application status and problem investigation of distributed generation in China: The case of natural gas, solar and wind resources." Sustainability **9**(6): 1022.
- Fitzgerald, B., D. Igoe and S. Sarkar (2020). A comparison of soil structure interaction models for dynamic analysis of offshore wind turbines. Journal of Physics: Conference Series, IOP Publishing.
- Fleming, K., A. Weltman, M. Randolph and K. Elson (2008). Piling engineering, CRC press.
- Gazetas, G. (1991). "Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations." Journal of geotechnical engineering **117**(9): 1363-1381.
- Guizani, L. (2003). Sur l'isolation sismique des ponts au Canada. 10e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art.

- Haitem, T. (2017). "Etude de l'effet de l'interaction sol structure ISS sur la réponse dynamique des structures en béton armé. Doctorat thesis (2017), Université de Batna 2."
- Harte, M., B. Basu and S. R. Nielsen (2012). "Dynamic analysis of wind turbines including soil-structure interaction." Engineering structures **45**: 509-518.
- He, W. and A. Takahashi (2025). "Dynamic response analysis of monopile-supported offshore wind turbine on sandy ground under seismic and environmental loads." Soil Dynamics and Earthquake Engineering **189**: 109105.
- Heier, S. (2014). Grid integration of wind energy: onshore and offshore conversion systems, John Wiley & Sons.
- Hussan, M., M. S. Rahman, F. Sharmin, D. Kim and J. Do (2018). "Multiple tuned mass damper for multi-mode vibration reduction of offshore wind turbine under seismic excitation." Ocean Engineering **160**: 449-460.
- James, M. and S. Haldar (2022). Seismic vulnerability of jacket supported large offshore wind turbine considering multidirectional ground motions. Structures, Elsevier.
- Jang, J.-J. and C.-W. Chien (2010). Damage caused by typhoon and design of wind turbine towers. ISOPE International Ocean and Polar Engineering Conference, ISOPE.
- Jonkman, J., S. Butterfield, W. Musial and G. Scott (2009). Definition of a 5-MW reference wind turbine for offshore system development, National Renewable Energy Lab.(NREL), Golden, CO (United States).
- Ju, S.-H. and Y.-C. Huang (2019). "Analyses of offshore wind turbine structures with soil-structure interaction under earthquakes." Ocean Engineering **187**: 106190.
- Kampitsis, A., K. Kapasakalis and L. Via-Estrem (2022). "An integrated FEA-CFD simulation of offshore wind turbines with vibration control systems." Engineering Structures **254**: 113859.
- Kausel, E. (2010). "Early history of soil–structure interaction." Soil Dynamics and Earthquake Engineering **30**(9): 822-832.
- Kaynia, A. M. (2019). "Seismic considerations in design of offshore wind turbines." Soil Dynamics and Earthquake Engineering **124**: 399-407.
- Kelly, J. M. (1993). Earthquake-resistant design with rubber, Springer.
- Khalil, L. (2009). Influence de l'interaction sol-structure sur le comportement sismique des bâtiments: analyse dans les domaines linéaire et non linéaire.
- Khan, M. A. (2013). Earthquake-Resistant Structures: Design, Build, and Retrofit, Butterworth-Heinemann.

- Kjørlaug, R. A. and A. M. Kaynia (2015). "Vertical earthquake response of megawatt-sized wind turbine with soil-structure interaction effects." Earthquake Engineering & Structural Dynamics **44**(13): 2341-2358.
- Kjørlaug, R. A., A. M. Kaynia and A. Elgamal (2014). Seismic response of wind turbines due to earthquake and wind loading. Proceedings of the 9th international conference on structural dynamics, EUROLYN.
- Liu, Q., X. Lei, Y. Lai, M. Qin, X. Zhang, L. Ma, K. Dai, Y. Yang and M. Bashir (2024). "Analysis of dynamic response of offshore wind turbines subjected to earthquake loadings and the corresponding mitigation measures: A review." Ocean Engineering **311**: 118892.
- Matlock, H. (1970). Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay. Offshore technology conference, OTC.
- McClelland, B. and J. A. Focht Jr (1958). "Soil modulus for laterally loaded piles." Transactions of the american society of civil engineers **123**(1): 1049-1063.
- Mellas, N., K. Hebbache, A. Mabrouki and M. Mellas (2025). "A numerical investigation of soil-structure interaction effect on wind turbine behavior under seismic loading." Marine Georesources & Geotechnology: 1-17.
- Meng, J., K. Dai, Z. Zhao, Z. Mao, A. Camara, S. Zhang and Z. Mei (2020). "Study on the aerodynamic damping for the seismic analysis of wind turbines in operation." Renewable Energy **159**: 1224-1242.
- Murtagh, P., A. Ghosh, B. Basu and B. Broderick (2008). "Passive control of wind turbine vibrations including blade/tower interaction and rotationally sampled turbulence." Wind Energy: An International Journal for Progress and Applications in Wind Power Conversion Technology **11**(4): 305-317.
- Naeim, F. and J. M. Kelly (1999). Design of seismic isolated structures: from theory to practice, John Wiley & Sons.
- Ounis, H. M. (2014). Conception des systèmes d'isolation parasismiques des ouvrages en génie civil, Université Mohamed Khider Biskra.
- Pall, A. S. and C. Marsh (1982). "Response of friction damped braced frames." Journal of the Structural Division **108**(6): 1313-1323.
- Pecker, A. (2023). Dynamique des structures et des ouvrages, Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées.

- Pender, M. J. B. o. t. N. Z. S. f. E. E. (1993). "Aseismic pile foundation design analysis." **26**(1): 49-160.
- Pitilakis, D., M. Dietz, D. M. Wood, D. Clouteau and A. Modaressi (2008). "Numerical simulation of dynamic soil–structure interaction in shaking table testing." Soil dynamics and earthquake Engineering **28**(6): 453-467.
- Poulos, H. G. J. J. o. t. S. M. and F. Division (1971). "Behavior of laterally loaded piles: I-single piles." **97**(5): 711-731.
- Prowell, I. (2011). An experimental and numerical study of wind turbine seismic behavior, University of California, San Diego.
- Prowell, I., A. Elgamal, C. M. Uang, J. Enrique Luco, H. Romanowitz and E. Duggan (2014). "Shake table testing and numerical simulation of a utility-scale wind turbine including operational effects." Wind Energy **17**(7): 997-1016.
- Prowell, I., T. Schmidt, A. Elgamal, C.-M. Uang, H. Romanowitz and J. E. Duggan (2011). Measuring global response of a wind turbine to simulated earthquake shaking assisted by point tracking videogrammetry. 52nd AIAA/ASME/ASCE/AHS/ASC Structures, Structural Dynamics and Materials Conference 19th AIAA/ASME/AHS Adaptive Structures Conference 13t.
- Prowell, I., M. Veletzos, A. Elgamal and J. Restrepo (2008). Shake table test of a 65 kW wind turbine and computational simulation. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Prowell, I., M. Veletzos, A. Elgamal and J. Restrepo (2009). "Experimental and numerical seismic response of a 65 kW wind turbine." Journal of Earthquake Engineering **13**(8): 1172-1190.
- Randolph, M. and S. Gourvenec (2017). Offshore geotechnical engineering, CRC press.
- Ricles, J., D. Gorini, F. Malik, S. Al-Subaihawi, Q. A. Kassab, M. Suleiman and R. Sause (2024). "Modeling Soil-Foundation Response of Offshore Wind Turbines Under Realistic Dynamic Loading using the Thermodynamic Inertial Macroelement." Interaction-CompDSSI: 32.
- Rostami, R. and A. Tombari (2023). "A novel reduced column section approach for the seismic protection of wind turbines." Engineering Structures **282**: 115807.
- Rouholamin, M., D. Lombardi and S. Bhattacharya (2022). "Experimental investigation of transient bending moment of piles during seismic liquefaction." Soil Dynamics and Earthquake Engineering **157**: 107251.
- RPA 2024, D. t. r. D.-B., Règles parasismiques Algériennes 2024. Centre National de Recherche Appliquée en Génie sismique (CGS), Alger, 224p.

- Safdar, N., I. S. Chaudhry and M. O. Chaudhry (2019). "Energy Consumption, Environmental Degradation and Economic Growth in Developing Countries." Pakistan Journal of Social Sciences (PJSS) **39**(2).
- Swan, S. and A. Hadjian (1988). The 1986 North Palm Springs earthquake: effects on power facilities, EQE, Inc., San Francisco, CA (USA); Bechtel Power Corp., Norwalk, CA (USA).
- Symans, M. D. and M. C. Constantinou (1999). "Semi-active control systems for seismic protection of structures: a state-of-the-art review." Engineering structures **21**(6): 469-487.
- Terzaghi, K. (1955). "Evaluation of coefficients of subgrade reaction." Geotechnique **5**(4): 297-326.
- Toossi, R. (2009). Energy and the Environment: Resources, Technologies, and Impacts, Verve Publishers.
- Van der Woude, C. and S. Narasimhan (2014). "A study on vibration isolation for wind turbine structures." Engineering Structures **60**: 223-234.
- Venture, N. C. J. (2012). "Soil-Structure Interaction for Building Structures (National Institute of Standards and Technology)."
- Vesić, A. B. (1961). "Bending of beams resting on isotropic elastic solid." Journal of the Engineering Mechanics Division **87**(2): 35-53.
- Vesić, A. B. J. J. o. t. E. M. D. (1961). "Bending of beams resting on isotropic elastic solid." **87**(2): 35-53.
- Winkler, E. (1867). Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit: mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik, für polytechnische Schulen, Bauakademien, Ingenieure, Maschinenbauer, Architecten, etc., H. Dominicus.
- Wolf, J. P. (1985). "Dynamic soil-structure interaction."
- Wong, H. and J. Luco (1976). "Dynamic response of rigid foundations of arbitrary shape." Earthquake engineering & structural dynamics **4**(6): 579-587.
- Xu, Y., Q. Ren, H. Zhang and W. Shi (2021). Collapse analysis of a wind turbine tower with initial-imperfection subjected to near-field ground motions. Structures, Elsevier.
- Yan, Y., Y. Yang, M. Bashir, C. Li and J. Wang (2022). "Dynamic analysis of 10 MW offshore wind turbines with different support structures subjected to earthquake loadings." Renewable Energy **193**: 758-777.
- Yoshioka, H., J. Ramallo and B. Spencer Jr (2002). "'Smart' base isolation strategies employing magnetorheological dampers." Journal of engineering mechanics **128**(5): 540-551.

- Zahle, F., A. Barlas, K. Lønbæk, P. Bortolotti, D. Zalkind, L. Wang, C. Labuschagne, L. Sethuraman and G. Barter (2024). "Definition of the IEA wind 22-megawatt offshore reference wind turbine."
- Zhang, R., Z. Zhao and K. Dai (2019). "Seismic response mitigation of a wind turbine tower using a tuned parallel inerter mass system." Engineering Structures **180**: 29-39.
- Zhao, Z., K. Dai, A. Camara, G. Bitsuamlak and C. Sheng (2019). "Wind turbine tower failure modes under seismic and wind loads." Journal of Performance of Constructed Facilities **33**(2): 04019015.
- Zheng, X. Y., H. Li, W. Rong and W. Li (2015). "Joint earthquake and wave action on the monopile wind turbine foundation: An experimental study." Marine Structures **44**: 125-141.
- Zhu, X., J. Li, G. Lin and R. Pan (2021). "Influence of vertical equivalent damping ratio on seismic isolation effectiveness of nuclear reactor building." Energies **14**(15): 4602.
- Zuo, H., K. Bi and H. Hao (2017). "Using multiple tuned mass dampers to control offshore wind turbine vibrations under multiple hazards." Engineering Structures **141**: 303-315.