

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A.MIRA-BEJAIA
Faculté Technologie
Département Génie civil
Laboratoire Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE).

THÈSE

Présentée par

BOUCHALA Fahem

Pour l'obtention du grade de

DOCTEUR EN SCIENCES

Filière : Génie civil
Option : Matériaux et Structures

Thème

**Investigation numérique des effets d'interaction fluide-sol-structure
sur les performances sismiques des réservoirs surélevés**

Soutenue le : 07 juillet 2025

Devant le Jury composé de :

Mr MAZA	Mustapha	Professeur	Univ. Bejaia	Président
Mr SEGHIR	Abdelghani	Professeur	Univ. Bejaia	Rapporteur
Mr BECHEUR	Abdelhamid	Professeur	Univ. Bejaia	Examineur
Mr BOUZERD	Hamoudi	Professeur	Univ. Skikda	Examineur
Mr BOUZIANE	Salah	Professeur	Univ. Skikda	Examineur
Mr AMARA	Lyes	MCA	Univ. Jijel	Examineur

Année Universitaire : 2024/2025

Dédicaces

A la mémoire de mon défunt père

A ma très chère mère

A ma très chère femme et toute sa famille

A mes deux adorables enfants, Aris et Acyl

A mes chers frères Amar et Salim

A mes chères sœurs et leurs maris

A mes adorables neveux et nièces

A tous ceux qui me sont très chers

Remerciements

Pour commencer, je tiens à manifester toute ma plus vive gratitude à mon encadreur Mr SEGHIR Abdelghani, d'avoir été toujours disponible pour moi et de m'avoir guidé, suivi et encouragé tout au long de mon travail de thèse. Je vous remercie infiniment pour tout à Chikhe.

Mes sincères remerciements vont également aux membres du jury, à Mr Maza Mustapha de m'avoir fait l'honneur de présider le jury. A Mr BECHEUR Abdelhamid et Mr AMARA Lyes d'avoir accepté d'examiner et de commenter cette thèse. A Mr Bouzerd Hamoudi et à Mr BOUZIANE Salah, d'avoir accepté d'examiner cette thèse ainsi que pour leurs déplacements à Béjaia. Je suis très reconnaissant à tous les membres du jury d'avoir accepté de donner de leur temps.

Résumé

Cette thèse a pour but de mener une investigation numérique des effets d'interaction fluide-sol-structure sur les performances sismiques des réservoirs d'eau en béton surélevés. Dans un premier temps, le comportement dynamique linéaire d'un cas de réservoir surélevé est étudié en tenant compte des effets de l'interaction sol-structure et de la masse d'eau stockée. Ensuite, une analyse statique non linéaire pushover est utilisée et la demande sismique du réservoir surélevé est évaluée en utilisant la méthode N2. Enfin, en utilisant une analyse pushover et plusieurs analyses dynamiques incrémentales (IDA) sous l'effet de plusieurs accélérogrammes, les performances et les dommages sismiques, sont étudiés en considérant les effets d'interaction fluide-sol-structure et en tenant compte aussi bien du comportement non linéaire des matériaux constitutifs que du décollement de la fondation. Un indice d'endommagement global basé sur l'allongement des deux périodes, impulsive et convective ainsi que leurs valeurs ultimes est proposé.

Mots clés : Interaction fluide-sol-structure, performances sismiques, comportement dynamique linéaire, pushover, méthode N2, analyses dynamiques incrémentales, comportement non linéaire, indice d'endommagement, périodes impulsive et convective.

Abstract

This thesis aims to carry out a numerical investigation of the effects of fluid-soil-structure interaction on the seismic performance of elevated reinforced concrete water tanks. Firstly, the linear dynamic behaviour of elevated concrete tanks is studied considering the effects of soil-structure interaction and the mass of stored water. Then, nonlinear static pushover analysis is conducted, and the seismic demand of the elevated tank is evaluated using the N2 method. Finally, using a pushover analysis and several incremental dynamics analyses (IDA) under the effect of several accelerograms, seismic performance and damage, are studied by considering the nonlinear behaviour of the constitutive materials as well as the effects of fluid-soil-structure interaction and foundation uplifting. A global damage index based on the lengthening and the ultimate values of the impulsive and the convective periods is proposed.

Keywords: fluid-soil-structure interaction, seismic performance, linear dynamic behaviour, pushover, N2 method, incremental dynamics analyses, nonlinear behaviour, damage index, impulsive and convective periods.

ملخص

تهدف هذه الأطروحة إلى إجراء بحث عددي لتأثيرات التفاعل بين السائل والتربة والهيكل على الأداء الزلزالي لخزانات المياه الخرسانية المرتفعة. أولاً، تمت دراسة السلوك الديناميكي الخطي للخزانات الخرسانية المرتفعة مع الأخذ بعين الاعتبار تأثيرات التفاعل بين التربة والهيكل وكتلة المياه المخزنة. بعد ذلك، استخدم تحليل بالدفع الساكن غير الخطي وتم تقييم الطلب الزلزالي للخزان المرتفع باستخدام طريقة (N2) أخيراً، باستخدام تحليل بالدفع التدريجي والعديد من التحليلات الديناميكية التدرجية (IDA) تحت تأثير العديد من تسجيلات التسارع الزلزالية، تمت دراسة الأداء والأضرار الزلزالية، مع الأخذ بعين الاعتبار السلوك غير الخطي للمواد المكونة، من خلال النظر في تأثيرات تفاعلات بين السائل والتربة والهيكل وانفصال الأساس. تم اقتراح مؤشر الضرر الشامل يعتمد على طول الدورات الاهتزازية للكتلة الاندفاعية والكتلة الموجية وكذلك قيمهما النهائية.

الكلمات المفتاحية : التفاعل بين السائل و التربة والهيكل، خزانات المياه الخرسانية المرتفعة، السلوك الديناميكي الخطي، الدفع الساكن، طريقة (N2)، التحليلات الديناميكية التدرجية، السلوك الغير الخطي، مؤشر ضرر، الدورات الاهتزازية للكتلة الاندفاعية والكتلة الموجية.

Table des matières

Liste des figures	iv
Liste des tableaux	viii
Liste des symboles utilisés	ix
Introduction générale	1
1 Généralités et revue de la littérature	7
1.1 Introduction	7
1.2 Interaction sol-structure (ISS)	7
1.3 Interaction Fluide-structure (IFS)	9
1.4 Modèles à plasticité concentrée dans les portiques en béton armé	10
1.5 Modèles fibres dans les structures en béton armé	16
1.5.1 Modèles de comportement du béton	18
1.5.2 Modèles de comportement de l'acier	23
1.6 Capacité sismique des structures	26
1.6.1 Méthode statique non linéaire Pushover	26
1.6.2 Méthode d'analyse dynamique non linéaire	27
1.6.3 Méthode d'analyse dynamique incrémentale (IDA)	28
1.7 Performance sismique	29
1.8 Indice d'endommagement	30
1.9 Conclusion	32
2 Effet de l'interaction sol-structure et de la masse d'eau stockée sur le comportement sismique des réservoirs surélevés	34

2.1	Introduction	34
2.2	Modélisation de l'interaction fluide-sol-structure	35
2.2.1	Modélisation de l'interaction sol-structure (ISS)	35
2.2.2	Méthodes de prise en compte de l'interaction fluide-structure	40
2.3	Applications	46
2.3.1	Description du réservoir surélevé étudié	46
2.3.2	Modélisation	47
2.3.3	Comportement du réservoir en vibrations libres	50
2.3.4	Réponse du réservoir surélevé sous excitation horizontale harmonique	52
2.3.5	Réponse du réservoir surélevé sous excitation sismique	54
2.4	Conclusion	56
3	Évaluation de la demande sismique du réservoir surélevé à base fixe	58
3.1	Introduction	58
3.2	Performance sismique selon la méthode N2	59
3.2.1	Procédures de la méthode N2	60
3.2.2	Définition de la demande sismique à travers le déplacement cible	64
3.3	Définition du point de performance	64
3.4	Applications	65
3.4.1	Détermination du point de performance du réservoir surélevé avec base fixe par l'utilisation de la méthode N2	65
3.4.2	Examen de l'état de déformation de la structure de support du réservoir surélevé	70
3.5	Conclusion	73
4	Performances sismiques des réservoirs surélevés et indice d'endommagement global	74
4.1	Introduction	74
4.2	Modèle numérique	74
4.3	Prise en compte de l'interaction sol structure et du décollement de la fondation	76
4.4	Analyse modale et validation	77
4.5	Capacité sismique	80

4.6	Indice d'endommagement global	87
4.6.1	Indice de Ansari et Agrawal basé sur la période naturelle fondamentale	88
4.6.2	Indice d'endommagement global proposé sur la base de la période impulsive et la période convective	88
4.7	Conclusion	91
	Conclusion générale	93
	Bibliographie	96

Table des figures

1.1	Schéma du cycle d'interaction fluide-structure [94]	10
1.2	Éléments de plasticité concentrée : Modèle parallèle de Clough et Johnston [31].	11
1.3	Éléments de plasticité concentrée : Modèle en série de Giberson [72].	11
1.4	Dégradation inélastique d'un portique béton armé sous flexion bi axiale et force axiale : (a) Élément en portique; (b) modèle d'élément; (c) Élément inélastique [102].	12
1.5	Schéma du concept de la rotule plastique [144]	13
1.6	Profil de déplacement et la rotation plastique selon le concept de rotule plastique [144].	14
1.7	Réponse Moment-Courbure [143].	14
1.8	Modèle d'élément fibre [113]	16
1.9	Modèle contrainte-déformation de Mander et al (1988) proposé pour le chargement monotone du béton confiné et non confiné [118]	19
1.10	Noyau efficacement confiné par des cerces [118].	21
1.11	Noyau efficacement confiné par des cadres rectangulaires [118].	21
1.12	Modèle de Menegotto-Pinto pour l'acier d'armature. [124].	24
1.13	Courbe contrainte-déformation de l'acier proposée par Park and Paulay [133].	25
2.1	Prise en compte de l'ISS par la méthode directe [152]	37
2.2	Approche de réduction du domaine [138].	38
2.3	Sous structure [138, 152].	39
2.4	Théorème de superposition de Kausel [91, 138]	40
2.5	Approche de la masse ajoutée [136, 178]	42

2.6	Modélisation d'un réservoir d'eau par le système mécanique équivalent de Housner [83]	43
2.7	Détails du réservoir étudié [108] et le modèle 3D en éléments finis	46
2.8	Modèles simplifiés. (a) Modèle à un degré de liberté, (b) Modèle mécanique équivalent, (c) Modèle à deux degrés de liberté sans interaction sol-structure et (d) Modèle à deux degrés de liberté avec interaction sol-structure	47
2.9	Évolution de l'effort tranchant à la base du modèle 3D avec et sans prise en compte de la masse d'eau stockée.	52
2.10	Évolution de l'effort tranchant à la base du modèle d'éléments finis 3D et des modèles de Housner et de l'Eurocode 8	53
2.11	Évolution de l'effort tranchant à la base du modèle d'éléments finis 3D pour les trois types de sol considérés	53
2.12	Accélération sismique : Composante Nord-Sud de l'enregistrement à la station Dar El Beida du séisme de Boumerdes 21/05/2003	54
2.13	Évolution de l'effort tranchant à la base du modèle d'éléments finis 3D avec et sans prise en compte de l'eau	55
2.14	Evolution de l'effort tranchant à la base du modèle d'éléments finis 3D et des modèles à deux degrés de liberté	55
2.15	Évolution de l'effort tranchant à la base du modèle d'éléments finis 3D avec Sol de type S_2	56
2.16	Évolution de l'effort tranchant à la base du modèle d'éléments finis 3D avec Sol de type S_3	56
2.17	Évolution de l'effort tranchant à la base du modèle d'éléments finis 3D avec Sol de type S_4	56
3.1	Déplacement cible du système équivalent à 1DDL dans l'analyse statique non linéaire : a) Intervalles de moyenne et longue période; b) Intervalles des périodes courtes	63
3.2	Courbe élastique parfaitement plastique obtenue par la linéarisation de la courbe de capacité	63
3.3	Le modèle fibre [154].	65
3.4	Courbe non linéaire de pushover	67
3.5	Courbe de capacité au format accélération-déplacement	67
3.6	Idéalisation de la courbe de capacité en une courbe bilinéaire	67

3.7	Spectre de réponse de calcul obtenu au format accélération-déplacement . . .	69
3.8	Réduction du spectre élastique	69
3.9	Détermination du point de performance	69
3.10	État de la structure de support à $X = 0.05$ m	70
3.11	État de la structure de support à $X = 0,07$ m	70
3.12	État de déformation de la structure de support à un déplacement au sommet $X = 0.09$ m	71
3.13	État de la structure de support à un déplacement au sommet de $X = 0.11$ m	71
3.14	État de la structure de support à un déplacement au sommet de $X = 0.27$ m	72
3.15	État de la structure de support au point de performance correspondant à un déplacement au sommet de $X = 0.31$ m	72
4.1	Modèle d'éléments finis 3D du réservoir surélevé étudié	75
4.2	Schématisation de la forme des trois premiers modes propres dont le taux de participation massique est plus élevé. Les périodes et les taux de participation massique (MPR) sont donnés pour le cas à base fixe sans ISS	80
4.3	Spectres de réponse des accélérogrammes utilisés- Normalisés à $1g$	81
4.4	Déplacement au sommet et Effort tranchant à la base sous l'excitation Imperial Valley-03 (El Centro Array 9)	82
4.5	Déplacement vertical Force verticale du côté gauche de la fondation sous l'excitation Imperial Valley-03 (El Centro Array 9)	83
4.6	Décollement de la fondation du modèle en éléments finis 3D sous l'excitation Imperial Valley-03 (El Centro Array 9)	84
4.7	Courbes de capacité de la structure avec et sans ISS	85
4.8	Localisation et notation des fibres. Béton de couleur bleue et acier de couleur verte	85
4.9	État de la rotule plastique et comportement des fibres dans le sommet du poteau centrale à $(x = \pm R, y = 0)$ sous l'excitation Imperial Valley-03 (El Centro Array 9) réduit à $0.8 g$	86
4.10	État de la rotule plastique et comportement des fibres dans le sommet du poteau centrale à $(x = y = \pm R/\sqrt{2})$ sous l'excitation Imperial Valley-03 (El Centro Array 9) réduit à $0.8 g$	87
4.11	Évolution des périodes Impulsive (a) et Convective (b) avec et sans prise en compte de l'ISS	91

4.12 (a) Indice d'endommagement global du réservoir surélevé avec ISS
(couleur noire avec marques circulaires) et avec base fixe (couleur rouge
avec marques triangulaires) (b) Gain en stabilité du réservoir surélevé dû
à l'effet conjugué de l'ISS et du décollement de la fondation 91

Liste des tableaux

1.1	Notation des paramètres du modèle d'élément fibre	17
2.1	Formules des coefficients de raideur équivalents pour le cas d'une fondation circulaire rigide [108, 181]	36
2.2	Valeurs des premiers modes impulsifs et convectifs en fonction du rapport entre la hauteur de remplissage et du rayon du réservoir (h/R) [53]	46
2.3	Caractéristiques des modèles mécaniques simplifiés 1DDL et 2DDL selon l'Eurocode 8[53] et les expressions de Housner[83]	49
2.4	Propriétés des sols et impédances utilisées	50
2.5	Périodes de vibration des modèles à 2DDL	50
2.6	Périodes de vibration obtenues avec la prise en compte de l'effet de la flexibilité du sol	52
3.1	Périodes caractéristiques associées au type de site	68
3.2	Coefficient d'accélération de zone à appliquer en fonction de la zone sismique	68
4.1	Paramètres de modélisation du fluide	76
4.2	Paramètres de modélisation du sol	77
4.3	Résultats obtenus avec le présent modèle 3D et avec un calcul manuel . . .	79
4.4	Périodes (sec) et MPR (%) obtenus avec base fixe et avec ISS	80
4.5	Caractéristiques des six excitations sismiques utilisées	81
4.6	Exemple de la déformation maximale(en ‰) des fibres pour un PGA=0.3g	90

Liste des symboles utilisés

Notations

V_s	vitesse des ondes de cisaillement
M	Moment
ϕ	Rotation
L_p	Longueur de la rotule plastique
L_{sp}	Longueur de pénétration de la déformation
Δ_y	Déplacement élastique
Δ_p	Déplacement plastique
φ_y	Courbure élastique idéale
φ_u	Courbure ultime
Δ'_y	Déplacement élastique en prenant en compte de l'écroutissage
φ'_y	Courbure élastique en prenant en compte de l'écroutissage
H	Hauteur
ε_{ic}	Déformation de la fibre numéro i du béton
ε_{is}	Déformation de la fibre numéro i de l'acier
N	Effort normal sur la section
ε^{sect}	Déformation axiale de la section
ϕ_x^{sect}	Courbures de la section sur l'axe x
ϕ_y^{sect}	Courbures de la section sur l'axe y
M_x	Moment dans l'axe x
M_y	Moment dans l'axe y
ic	Numéro de la fibre de béton
nc	Nombre de fibres de béton
is	Numéro de la fibre d'acier
ns	Nombre de fibres d'acier
x_{ic}, y_{ic}	Coordonnées de la fibre de béton
x_{is}, y_{is}	Coordonnées de la fibre d'acier
A_{ic}	Section de la fibre de béton
A_{is}	Section de la fibre d'acier
σ_{ic}	Contrainte dans la fibre numéro i de béton
σ_{is}	Contrainte dans la fibre numéro i d'acier

E_{ic}^t	Module de Young de la fibre de béton
E_{is}^t	Module de Young de la fibre d'acier
f_c	Résistance à la compression du béton
ε_c	Déformation de compression longitudinale du béton
ε_{cc}	Déformation du béton confiné
f'_{c0}	Résistance à la compression du béton non confiné
ε_{c0}	Déformation du béton non confiné
E_c	Module d'élasticité tangent du béton
E_{sec}	Module d'élasticité sécant du béton
f'_{cc}	Résistance à la compression du béton confiné
f'_l	Pression latérale de confinement effective
f_l	Pression latérale de confinement
k_e	Coefficient d'efficacité du confinement
f_y	Limite élastique de l'acier.
f_t	Contrainte longitudinale de la traction du béton
ε_t	Déformation longitudinale du béton en traction
σ_y	Contrainte à la plastification initiale de l'acier
ε_y	Déformation à la plastification initiale de l'acier
f_{su}	Contrainte ultime de l'acier
E_s	Module d'élasticité de l'acier
ε_{sh}	Déformation d'écrouissage de l'acier
ε_{su}	Déformation ultime de l'acier
G	Module de cisaillement du sol
ν	Coefficient de Poisson du sol
ξ	Coefficient d'amortissement
T	Période fondamentale de la structure
k_v	Rigidité verticale du sol
k_h	Rigidité horizontale du sol
k_θ	Rigidité rotationnelle du sol
k_α	Rigidité à la torsion du sol
\ddot{U}_f	Accélération au niveau de l'interface sol-fondation
\ddot{U}_{cl}	Accélération au champ libre
g	Accélération gravitationnelle
ω	Pulsation
m_i	Masse impulsive
m_c	Masse convective
m_e	Masse totale de l'eau
K_c	Raideur du mode convectif
h_i	Hauteur de la masse impulsive
h_c	Hauteur de la masse convective

T_i	Période impulsive
T_c	Période convective
r	Rayon de la fondation
K_s	Rigidité de la structure
μ_ε	Ductilité en déformation
μ_φ	Ductilité en courbure
μ_θ	Ductilité de rotation
S_{de}	Déplacement spectral élastique
S_{ae}	Accélération spectrale élastique
S_a	Accélération spectrale inélastique
S_d	Déplacement spectral inélastique
μ	Facteur de ductilité en terme de déplacement
R_μ	Facteur réducteur dû à la dissipation d'énergie hystérétique
ϕ	Vecteur modal
ψ	Forme de la distribution du chargement latéral
m^*	Masse du système 1DDL équivalent
F^*	Force du système 1DDL équivalent
D^*	Déplacement du système 1DDL équivalent
α	Facteur de participation modal
T^*	Période du système 1DDL équivalent
ϕ^T	Transposée du vecteur modal
F_y^*	Force élastique limite du système 1DDL équivalent
D_y^*	Déplacement élastique limite du système 1DDL équivalent
I	Vecteur unité
$d_i^*(S_d)$	Déplacement cible
T_1	Période caractéristique associée à la catégorie de site
T_2	Période caractéristique associées à la catégorie de site
A	Coefficient d'accélération sismique de zone
V_{base}	Effort tranchant à la base
M_{base}	Moment à la base
$U_{sommets}$	Déplacement au sommet
D	Coefficient d'amplification dynamique
Q	Facteur de qualité
W	Poids total du réservoir plein
R	Facteur de comportement global de la structure
R_z	Réaction verticale
U_{z+}	Déplacement vertical
T_{iu}	Période impulsive ultime
T_{cu}	Période convective ultime

Abréviations

IFS	Interaction Fluide-Structure
ISS	Interaction Sol-Structure
IFSS	Interaction Fluide-Sol-Structure
SAFVD	Semi-Active Fluid Viscous Dampers
ASCE	American Society of Civil Engineers
PGA	Peak Ground Acceleration
$P - \Delta$	effets du 2 ^{ème} ordre
IDA	Incremental Dynamic Analysis
FEMA	Federal Emergency Management Agency
ATC	Applied Technology Council
RPA	Règles Parasismiques Algériennes
3D	Tridimensionnel
MPA	Modal Pushover Analysis
DI	Damage Index
MEF	Méthode des Eléments Finis
DDL	Degrés De Liberté
PDDL	Plusieurs Degrés De Liberté
PMM	Effort axial-Moment biaxial

Introduction générale

Les réservoirs de stockage de liquides sont utilisés dans de nombreux domaines d'ingénierie tels que la distribution d'eau, le stockage de produits chimiques et de produits pétroliers raffinés, le transport et le stockage d'énergie.

Leur stabilité sismique et leur sécurité sont donc d'une grande importance [50], en effet, l'approvisionnement en eau est essentiel immédiatement après un tremblement de terre. De plus, le risque d'effondrement des réservoirs contenant des produits inflammables peut conduire à un incendie à grande échelle et tout déversement de produits chimiques peut causer des dommages environnementaux considérables et peut même affecter des zones urbaines.

Du fait, qu'une plus grande partie du poids soit concentrée à leur sommet avec un système de support relativement mince, les réservoirs d'eau en béton surélevés sont particulièrement soumis au risque de dommages sismiques [129]. La structure porteuse des réservoirs surélevés est donc la partie la plus vulnérable; les éléments clés de ces systèmes de support sont les poutres et les poteaux qui supportent les charges jusqu'aux fondations [121].

En raison du manque de la maîtrise du comportement du système de support lorsqu'il est entraîné par les déplacements couplés réservoir-eau, certains réservoirs surélevés se sont effondrés ou fortement endommagés lors d'un séisme [119]. De ce fait, la conception de nouveaux réservoirs et l'évaluation de la stabilité des réservoirs existants doivent donc être réalisées avec un haut niveau de précision. Le comportement sismique des réservoirs surélevés est jugé complexe en raison de l'effet combiné des interactions fluide-structure et sol-structure (IFS et ISS). En effet, lorsque le réservoir surélevé est soumis à des vibrations sismiques qui sont transférées du sol au fluide par le mouvement de la structure, la déformation du réservoir est générée par les forces d'inertie du fluide agissant sur ses parois [182]. Ces forces d'inertie qui sont engendrées par les mouvements du liquide peuvent provoquer des dommages structurels sévères et irréversibles sur le réservoir et en conséquence, ce phénomène est l'un des sujets les plus cruciaux pour de nombreuses recherches, d'ingénierie et d'applications industrielles, il est donc nécessaire de prendre en compte l'IFS pour effectuer une modélisation précise lors de l'analyse

dynamique des systèmes de stockage de liquides [95, 121].

L'effet de l'interaction fluide-structure(IFS) sur la réponse sismique des réservoirs d'eau a fait l'objet de nombreuses études dans le passé. Plus tôt, Werstergaard [178] avait été le premier à proposer une formulation de la pression hydrodynamique supplémentaire engendrée par le mouvement sismique sur la face amont du barrage, au moyen d'une approximation parabolique. En supposant que le réservoir est suffisamment rigide et que le liquide est non visqueux, irrotationnel et incompressible, un modèle masse-ressort simplifié a été construit par Housner [83] qui est un modèle traditionnel de simulation de l'interaction fluide-réservoir. Dans cette représentation, la masse du liquide est remplacée par des masses convectives et impulsives équivalentes. Un concept commun est utilisé dans l'Eurocode 8 [53] qui démontre l'efficacité du modèle masse-ressort basé sur l'analogie proposée par Housner [83] pour les réservoirs surélevés.

Par la suite, des procédures d'analyse sismique simplifiée pour les réservoirs surélevés prenant en compte l'interaction fluide-structure-sol ont été proposées dans l'étude de Livaoğlu et Doğangün [108]; où une bonne revue de la modélisation des réservoirs est fournie. Dans ce travail de recherche, les auteurs ont mené une étude comparative entre huit modèles considérant l'IFS dans deux cas, l'un incluant l'interaction sol-structure(ISS) et l'autre avec une hypothèse de base fixe. Trois d'entre eux sont réalisés en utilisant le concept simplifié masses-ressorts recommandé dans [83] et [53]. Tandis que, les cinq autres ont été réalisés à l'aide d'une modélisation par éléments finis avec l'approche des masses ajoutées soit groupées ou distribuées.

Récemment, à titre d'exemple de recherches utilisant des modèles par éléments finis dans lesquels le liquide est modélisé à l'aide du modèle équivalent masses-ressorts, Mansour et al [121] ont évalué la vulnérabilité sismique des réservoirs surélevés avec un modèle d'étage variable intégrant l'interaction fluide-structure. Sur la base de la même méthode de modélisation du fluide, Tripathi et al [166] ont étudié les performances sismiques des réservoirs surélevés avec la variation de la hauteur de remplissage et les capacités de stockage du réservoir surélevé. L'efficacité des stratégies de contrôle semi-actif utilisant des amortisseurs fluides-visqueux (SAFVD) pour l'atténuation sismique des réservoirs surélevés en béton armé de stockage de liquides est étudiée par Manisha et al [120], qui a considéré l'IFS en utilisant le modèle de Housner. Ces recherches ne sont que quelques exemples du large éventail d'études publiées traitant de la réponse dynamique des réservoirs surélevés où le fluide est dans la plupart des cas représenté par des masses. En revanche, très peu d'études ont été réalisées en modélisant le fluide comme milieu continu ou en utilisant une discrétisation numérique complète. À titre d'exemple d'une telle modélisation, Ying et al [182] ont dérivé un potentiel de vitesse convective pour le domaine fluide en utilisant des sous-domaines fluides et des interfaces artificielles. Ils ont proposé un modèle équivalent avec des oscillateurs

masse-ressort pour décrire les mouvements de ballotement du liquide contenu. Également dans les travaux de Livaoğlu et Doğangün [109], l'interaction fluide-structure a été prise en compte à l'aide d'une approche lagrangienne.

D'un autre côté, l'interaction sol-structure (ISS) a également un effet important sur le comportement sismique des réservoirs d'eau [87]. En effet, la prise en compte de ses effets dans la modélisation augmente aussi bien la période de vibration de la structure que le déplacement au sommet et diminue l'effort tranchant à la base [71], notamment lorsqu'il s'agit des structures élancées comme les réservoirs surélevés. Ces effets sont d'autant plus importants qu'une grande partie de la masse du réservoir soit concentrée au sommet et que ses fondations sont sujettes à d'éventuels soulèvements. Veletsos et al [168] ont montré que l'ISS peut réduire de manière significative l'effet des parties impulsives sur la réponse d'un réservoir cylindrique, mais cela a un effet négligeable sur les composantes convectives. Livaoğlu et Doğangün [109] ont utilisé la modélisation par éléments finis avec des limites visqueuses pour inclure une interaction réservoir surélevé-fondation-sol ; ils ont étudié les effets de l'encastrement des fondations sur les comportements dynamiques des réservoirs surélevés sous six types de sols différents. Sur la base de ce travail, une évaluation numérique et empirique des performances structurelles des réservoirs surélevés en tenant compte des effets de l'ISS a été menée dans [112].

Dans la plupart des études prenant en compte l'ISS, le décollement de la fondation n'est pas pris en compte dans les analyses sismiques des réservoirs surélevés. Néanmoins, le décollement des fondations est un phénomène courant lors d'un séisme sévère, les cas pour lesquels l'interaction sol-structure et le décollement de la fondation doivent être pris en compte sont identifiés par exemple dans [59]. Dolatshahi et al [42] ont montré que le décollement des fondations engendre des ratios de déplacement sismique plus importants dans les régimes élastiques et inélastiques par rapport aux conditions sans décollement autorisé. Hamidia et al [77] ont, à leur tour, réalisé une étude des ratios de déplacement sismique des systèmes structure-pile-sol permettant le décollement. Une comparaison des ratios obtenus grâce aux effets élevés d'interaction structure-pile-sol et au faible indice de traction, avec ceux du code ASCE41 [6] pour les fondations peu profondes à base fixe, a été présentée par les auteurs. Ils ont conclu que les ratios de déplacement sont jusqu'à deux fois supérieurs à ceux des prédictions des codes. De même, Jafarieh et Ghannad [85] ont étudié les performances sismiques des systèmes sol-structure non linéaires situés sur des sols meubles en tenant compte du décollement des fondations et de la déformation du sol ; ils ont montré que le soulèvement des fondations et l'élasticité du sol peuvent réduire la ductilité de la structure en tant que partie du système sol-structure. En outre, l'effet du décollement des semelles et de la déformation plastique du sol sur le développement d'une rotule plastique dans les structures a été étudié expérimentalement par Qin et al [145] en utilisant un modèle réduit soumis, avec le décollement autorisé, à des excitations

de table vibrantes.

Il existe un manque flagrant de références bibliographiques relatives aux études considérant à la fois l'effet de l'ISS, de l'IFS et du décollement des fondations sur la réponse non linéaire des réservoirs surélevés. De plus, contrairement à d'autres structures telles que les bâtiments et les ponts [74, 177], l'évaluation et l'identification des états de dommages pour les réservoirs d'eau surélevés avec structure de support ne sont disponibles que dans peu de travaux de recherches [103, 121]. Des états limites de la structure de support en béton armé des réservoirs d'eau surélevés correspondant à différents états de dommages sismiques en utilisant les indices d'endommagement de Park et Ang [135] ont été proposées par Lakhade et al [103]. Les états limites relatifs entre étages et les états limites admissibles sont couramment utilisés comme base pour définir un indice d'endommagement simple, comme cela a été fait dans [127].

D'autre part, Mansour et al [121] ont réalisé une étude de la vulnérabilité sismique des réservoirs d'eau surélevés avec un modèle variable en tenant compte l'interaction fluide-structure et des courbes de fragilité ont été générées. Dans ces études, la fondation est supposée fixe et l'interaction sol-structure est négligée. Selon la recherche dans la littérature exposée dans [103], qui est relativement très récente, on ne trouve pas de travail recherche qui traite à la fois l'interaction sol-structure et l'évaluation de l'endommagement des réservoirs surélevés.

Par conséquent, les conclusions tirées à partir de ce présent travail de thèse, contribuent à combler cette lacune dans le domaine de la recherche. L'objectif de cette thèse est de mener une investigation numérique des effets d'interaction fluide-sol-structure sur les performances sismiques des réservoirs d'eau en béton surélevés. En tenant compte du comportement non linéaire des matériaux constitutifs, les performances sismiques sont étudiées dans les deux cas, sous hypothèse de base fixe et en considérant les effets d'interaction fluide-sol-structure et du décollement de la fondation. A l'issue des résultats obtenus, un nouvel indice d'endommagement global basé sur l'allongement des deux périodes, impulsive et convective ainsi que leurs valeurs ultimes est proposé.

Le manuscrit se compose de quatre chapitres. Le premier chapitre est dédié à la présentation des notions utilisées dans l'étude des performances sismiques des réservoirs en béton surélevés, et à relater les travaux les plus importants publiés dans la littérature. Les notions d'interactions fluide-structure et sol structure sont exposées ainsi que les travaux qui ont mis en évidence les effets de ces interactions notamment sur le comportement des réservoirs surélevés. Sont aussi exposées, les méthodes liées à la modélisation de la non-linéarité dans les structures à travers des modèles à plasticité concentrée et des modèles à plasticité distribuée qui permettent de prendre en compte la non linéarité des matériaux constituant les poteaux et les poutres. Trois méthodes non linéaires utilisées pour l'étude de la réponse et de la capacité sismique des structures

sont décrites. Enfin, la notion d'indice d'endommagement a été relatée, et quelques indices d'endommagement développés dans la littérature sont présentés.

Dans le deuxième chapitre, une analyse du comportement sismique des réservoirs surélevés en béton armé est réalisée en tenant compte des effets de l'eau stockée, de l'interaction sol-structure et de l'effet de la masse convective. Dans ce travail une étude comparative a été réalisée en traitant un modèle 3D en éléments finis et des modèles mécaniques simplifiés à deux degrés de liberté tenant compte du ballotement de la partie convective du fluide ainsi qu'un modèle à un degré de liberté tenant compte uniquement du mode impulsif du liquide. Le ballotement du fluide est considéré avec deux méthodes dans les modèles simplifiés, la première méthode consiste à l'utilisation de l'Eurocode 8 [53] quant à la deuxième méthode les expressions suggérées par Housner [83] ont été employées. La modélisation du sol par des ressorts qui agissent en rotation et en translation a permis de prendre en compte l'interaction du sol avec la structure. Le modèle tridimensionnel est obtenu en discrétisant la structure par des éléments finis, et une masse ajoutée équivalente est employée pour représenter le fluide. L'étude des variations des périodes propres, de la réponse fréquentielle et sismique est réalisée afin de mettre en évidence l'importance des effets de l'interaction sol-structure et du l'eau contenue dans le réservoir.

Le troisième chapitre s'intéresse à l'évaluation de la demande sismique des réservoirs surélevés sous l'hypothèse de base fixe. A cet effet, la méthode statique non linéaire (pushover) a été employée, le point de performance est obtenu en utilisant la méthode N2. Pour ce faire, la structure de support du réservoir surélevé est étudiée ; le poids du réservoir ainsi que celui de l'eau stockée sont répartis sur les poteaux du modèle en éléments finis 3D. Pour la prise en compte de la non-linéarité des matériaux, des éléments fibres ont été utilisés et l'atténuation par hystérésis a été systématiquement prise en compte dans leurs formulations. La demande sismique du réservoir surélevé a été évaluée en termes de déplacement au sommet de sa structure de support et l'état de déformation est constaté en examinant toutes les fibres au fur et à mesure qu'on exerce un chargement monotone.

Dans le dernier chapitre, une étude portant sur les performances et l'endommagement sismique d'un réservoir en béton surélevé est réalisée en considérant simultanément l'ISS, l'IFS et le décollement de la fondation. Le comportement et la capacité sismique du réservoir surélevé sont étudiés, en effectuant une analyse pushover et plusieurs analyses dynamiques et incrémentales (IDA) sous l'effet de plusieurs accélérogrammes. Des modèles à plasticité concentrée sont employés et l'état des rotules plastiques (Hinge) dans la structure de support est examiné en détail pour plusieurs niveaux d'intensité du PGA (Peak Ground Acceleration). Les limites ultimes de stabilité sont déduites en termes de déplacement au sommet et des valeurs des périodes de vibration. Ensuite, des analyses modales sont réalisées pour différents niveaux de dégradation de la rigidité du réservoir, ce qui conduit à déterminer les courbes d'allongement des périodes en fonction

de la moyenne des niveaux des PGA. Tous ces travaux sont également menés pour le cas de l'hypothèse de base fixe afin d'évaluer l'effet de l'ISS et du décollement de la fondation. Sur la base des résultats obtenus, un indice d'endommagement global combinant l'allongement des périodes impulsive et convective est proposé. Il permet de quantifier le gain en sécurité des réservoirs dû à l'interaction sol-structure.

Enfin, le manuscrit est clôturé par une conclusion générale relatant l'ensemble des résultats obtenus lors des études effectuées et décrites dans les chapitres 2, 3 et 4.

Généralités et revue de la littérature

1.1 Introduction

Tout calcul et dimensionnement d'un ouvrage en génie civil doit être rigoureux. A cet effet, une bonne connaissance et analyse approfondie du problème s'imposent, notamment pour les constructions classées de grandes importances tel que les réservoirs [148]. Alors, l'ingénieur doit prendre en compte l'ensemble des facteurs qui peuvent affecter de manière non négligeable les résultats de ces calculs. Parmi ces facteurs, on trouve l'interaction sol-structure et l'interaction fluide-structure qui constituent des problèmes très réputés en génie civil. Les réservoirs de stockages constituent un problème typique d'interaction conjuguée fluide-sol-structure.

Ce chapitre est consacré à la présentation des notions utilisées dans l'étude des performances sismiques des réservoirs en béton surélevés, et à relater les travaux les plus importants publiés dans la littérature. Les notions d'interactions fluide-structure et sol-structure sont exposées ainsi que les travaux qui ont mis en évidence les effets de ces interactions notamment sur le comportement des réservoirs surélevés. Sont aussi exposées, les méthodes liées à la modélisation de la non-linéarité dans les structures à travers des modèles à plasticité concentrée et des modèles à plasticité distribuée. Ces modèles simplifiés, permettent de prendre en compte la non linéarité des matériaux constituant les poteaux et les poutres (acier et béton), en utilisant des modèles de comportement non linéaire du béton et de l'acier comme le modèle de Mander et al [118] pour le béton, et les modèles de Park et al [133] et de Menegotto-Pinto [124] pour l'acier. Trois méthodes non linéaires utilisées pour l'étude de la réponse et de la capacité sismique des structures sont décrites. Enfin, quelques indices d'endommagement développés dans la littérature sont présentés.

1.2 Interaction sol-structure (ISS)

L'étude de la réponse sismique d'un ouvrage, nécessite de le considérer comme partie intégrante d'un ensemble comprenant le sol et les structures avoisinantes. En effet, la réponse dynamique d'une structure est influencée par la nature du sol sur lequel elle est implantée, de même que par la présence de la structure la réponse du sol d'assise est

influencée. Ce phénomène est appelé interaction sol-structure (ISS). Cette interaction est bien entendu plus ou moins importante suivant la nature du sol, les caractéristiques de l'ouvrage et le type de la fondation sur laquelle il repose.

Selon l'Eurocode 8 [53], l'étude des effets de l'interaction sol-structure est nécessaire dans les cas suivants :

- Structures pour lesquelles les effets $P - \Delta$ (effets du 2^{ème} ordre) jouent un rôle significatif.
- Structures avec fondations massives ou profondes, comme les piles de ponts, les silos ou tout ouvrage industriel équivalent.
- Structures hautes et élancées, comme les tours et les cheminées.
- Structures supportées par des sols très mous, avec des vitesses des ondes de cisaillement de $V_{S_{\max}} < 100$ m/s.

Certains codes para-sismiques, entre autres, le code américain FEMA 450 [63] suggèrent la considération de l'ISS dans la conception sismique des structures. Le code para-sismique ATC-3 [7] propose également, une simple formule pour l'estimation de la période fondamentale et du coefficient d'amortissement des structures fondées sur un demi-espace homogène.

A l'instar des autres règlements, le règlement para-sismique Algérien (RPA) [148], suggère de prendre en considération l'ISS dans la réponse sismique des structures, en proposant une classification des catégories de site au nombre de quatre, fonction des propriétés des sols qui les constituent. Chaque catégorie de site est associé à un spectre de réponse élastique calculé en fonction des caractéristiques du site considéré et de celles de la structure étudiée.

Par ailleurs, le phénomène d'interaction sol-structure a fait l'objet de plusieurs travaux de recherches [167–170, 179–181, 184], qui ont abouti à un certain nombre de solutions sophistiquées, de techniques mathématiques et des codes informatiques élaborés pour prendre en compte les effets de l'ISS pour les bâtiments et autres structures de stockage de liquides. Bien que les réservoirs surélevés soient très sensibles quant aux effets de l'ISS, par le fait qu'une grande partie de leur masse soit regroupée à une certaine hauteur à partir de leur base, et leur fondation étant appuyée sur une surface relativement petite, peu de travaux ont été réalisés pour le cas des réservoirs surélevés avec prise en compte de l'ISS jusqu'à la fin du siècle passé [38]. La plupart des travaux menés sur les réservoirs surélevés concernaient l'évaluation du comportement du fluide et de la structure de support avec l'hypothèse de base fixe [45–47]. Par la suite, une attention particulière a été donnée aux études des réservoirs surélevés en prenant en compte de l'ISS notamment par Livaoglu et al([105–112] et dans d'autres travaux de recherche [44, 48, 87, 121, 164, 165, 173]. Dans toutes ces études citées ci-dessus, qui portent sur l'étude des réservoirs surélevés en prenant compte de l'ISS, le décollement de la fondation n'est pas pris en considération. Néanmoins, le décollement des fondations est un phénomène courant lors d'un séisme

sévère. Comme il a été déjà signalé dans l'introduction générale de ce présent manuscrit, il existe un manque flagrant de références bibliographiques relatives aux études considérant à la fois l'effet de l'ISS, IFS et du décollement des fondations sur la réponse non linéaire des réservoirs surélevés. Dans une partie des travaux réalisés dans le cadre de cette thèse, le décollement de la fondation est pris en considération et son effet conjugué avec l'ISS sur les performances sismiques des réservoirs surélevés compte tenu de l'eau stockée est étudié.

1.3 Interaction Fluide-structure (IFS)

Lorsqu'une structure est en contact avec un fluide au repos ou en écoulement, son comportement dynamique subit des changements considérables. La chute importante des fréquences constatée lors de l'interaction du fluide avec la structure peut même affecter la stabilité dynamique du système.

En effet, l'interaction fluide-structure est un phénomène qui traduit les effets réciproques de deux milieux continus, fluide et solide. Le couplage des deux milieux est imposé par un ensemble de conditions qui contraignent leurs mouvements relatifs de telle sorte que l'évolution de chaque milieu dépend de celle de l'autre.

D'autre part, selon De Langre [36], l'interaction fluide-structure se manifeste dès qu'un fluide et une structure sont en contact et que la dynamique de l'un modifie celle de l'autre. Ce phénomène est caractérisé par des échanges instantanés et sans délai d'énergie mécanique entre une structure déformable ou/et mobile et un écoulement de fluide environnant ou interne. Afin que le fluide et le solide soient correctement modélisés, il est nécessaire d'utiliser conjointement la mécanique des solides et la mécanique des fluides. Le terme de couplage pour ce type de phénomènes est justifié par le fait que la dynamique de chacun des deux milieux continus dépend de celle de l'autre. D'une part le fluide exerce des efforts hydrodynamiques sur la structure, ce qui modifie sa dynamique, et d'autre part la structure par le déplacement de son interface avec le fluide modifie localement l'écoulement. La figure ci-après (figure 1.1) illustre le cycle de l'interaction fluide-structure [94].

Il est bien connu que cette interaction peut modifier fortement les caractéristiques dynamiques des structures en contact avec un fluide [129, 152].

Par ailleurs, les effets de l'interaction du fluide sur la réponse sismique des réservoirs d'eau ont fait l'objet de plusieurs études dans les années passées [9, 49, 97, 105, 108, 109, 129, 155]. Cependant, parmi ces études, peu d'entre elles qui s'intéressaient à l'effet de l'interaction du fluide sur les réservoirs surélevés, tandis que, un grand nombre de ces recherches se sont concentrées sur l'effet de l'interaction du fluide sur des réservoirs d'eau

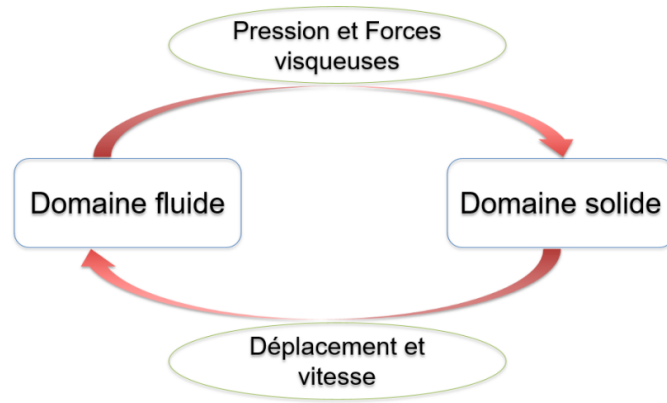


Figure 1.1 : Schéma du cycle d'interaction fluide-structure [94]

cylindriques posés au sol. La majorité de ces travaux de recherches ont utilisé un modèle simplifié pour représenter l'interaction fluide structure [13, 41, 83, 178]. Livaoğlu et al [108] ont proposé une procédure analytique simple pour l'analyse sismique du système fluide-réservoir surélevé-fondation-sol. Dans leur étude, Haroun et al [123] ont développé un modèle prenant en compte les modes de ballonnement du fluide pour évaluer l'effet de la flexibilité des parois du réservoir sur la réponse sismique des réservoirs surélevés. Il existe quelques travaux qui sont menés sur le comportement sismique des réservoirs surélevés, en utilisant uniquement une seule excitation sismique [9, 47, 105, 109, 155]. En utilisant six enregistrements sismiques, Panchal et al [132], ont étudié la réponse sismique d'un réservoir en acier de stockage de liquide isolé avec un système pendulaire à friction variable. Omidinasab et al [129], ont étudié le comportement non linéaire d'un réservoir surélevé à base fixe en utilisant sept excitations sismiques.

Dans plusieurs travaux de recherches récents sur les réservoir surélevés [86, 121, 156, 166, 171, 172], la modélisation simplifiée du fluide en le décomposant en deux masses distinctes, une dite "impulsive" et une autre dite "convective" (modèle de Housner [83]), ne cesse d'être utilisée dans les modèles 3D. De la même manière de modéliser le fluide dans le modèle en éléments finis 3D, une partie du présent travail de thèse est réalisée.

1.4 Modèles à plasticité concentrée dans les portiques en béton armé

Dans des conditions de chargement sismique, le comportement non linéaire des portiques en béton armé tend à être concentré aux extrémités des poutres ou des poteaux, tandis que, dans le cas de conditions de chargement statique, le comportement non linéaire est concentré à mi-portée. La modélisation de ce comportement par l'utilisation des rotules plastiques (plastic hinge) de longueur égale à zéro en tant que ressorts non linéaires situés

aux endroits critiques et reliés par des éléments élastiques linéaires, était un des premiers moyens adopté.

Le premier modèle aux composantes parallèles permettant une relation moment-rotation ($M-\phi$) bilinéaire, a été introduit par Clough et Johnston [29, 31], comme montré sur figure 1.2, cet élément se compose de deux éléments parallèles : un élastique-parfaitement plastique pour simuler la plastification et l'autre parfaitement élastique pour représenter l'écroutissement.

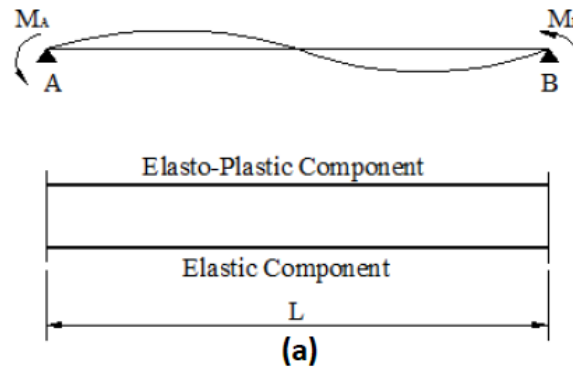


Figure 1.2 : Éléments de plasticité concentrée : Modèle parallèle de Clough et Johnston [31].

Par la suite, Takizawa [162] a généralisé ce modèle au comportement monotone multilinéaire pour tenir compte de la fissuration du béton.

Giberson.[72] a formellement introduit le modèle en série. Comme présenté dans la figure 1.3.

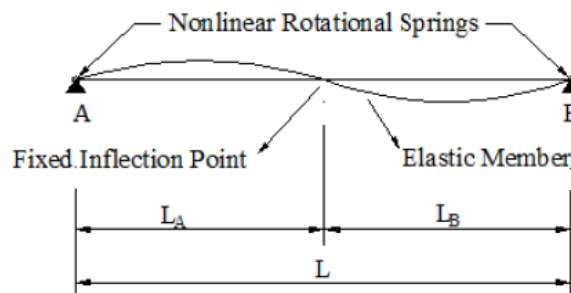


Figure 1.3 : Éléments de plasticité concentrée : Modèle en série de Giberson [72].

Ce modèle est constitué d'un élément élastique linéaire avec un ressort équivalent en rotation non linéaire attaché à chaque extrémité et dans lequel sont concentrées les déformations inélastiques de l'élément. Il peut décrire un comportement hystérétique plus complexe par la sélection de relations de moment-rotation appropriées pour les ressorts des extrémités.

Initialement, les modèles à plasticité concentrée ont été utilisés pour l'analyse statique des portiques en béton armé, puis ces modèles ont été développés avec différents niveaux de

non-linéarité pour l'analyse cyclique ou dynamique des portiques en béton armé soumis à des charges de gravité et aux charges sismiques.

Il existe des modèles à plasticité concentrée qui prennent en compte la dégradation de la rigidité cyclique en flexion et en cisaillement [23, 30, 161]. La fissuration due au cisaillement et au glissement des armatures a été également prise en compte dans les travaux de Banon et al [11] et de Brancaloni et al [23]. La prise en compte des rotations aux extrémités fixes à l'interface du noeud poteau-poutre dues au glissement des armatures a été proposé par Otani [130] et par Filippou et al [67].

Le développement de ces modèles à plasticité concentrée rencontre deux problèmes fondamentaux :

- Les paramètres du modèle dépendent non seulement des caractéristiques de la section, mais aussi de l'histoire de la charge et de la déformation, ce qui limite la généralisation de cette approche.
- Une méthode cohérente et rationnelle pour la sélection des paramètres du modèle nécessite des algorithmes spéciaux pour assurer un ajustement entre les résultats numériques et les données expérimentales.

Un modèle de rotule en fibre a été proposé par Lai et al [102] afin de palier à certaines limitations de la théorie de la plasticité classique concernant l'interaction entre la force axiale et les moments de flexion. Ce modèle est constitué d'un élément élastique linéaire couvrant toute la longueur de l'élément en béton armé et un élément inélastique à chaque extrémité. Chaque élément inélastique est constitué d'un ressort inélastique à chaque coin de section qui représente l'armature longitudinale et d'un ressort central en béton qui est efficace uniquement en compression, tel que montré sur la figure 1.4.

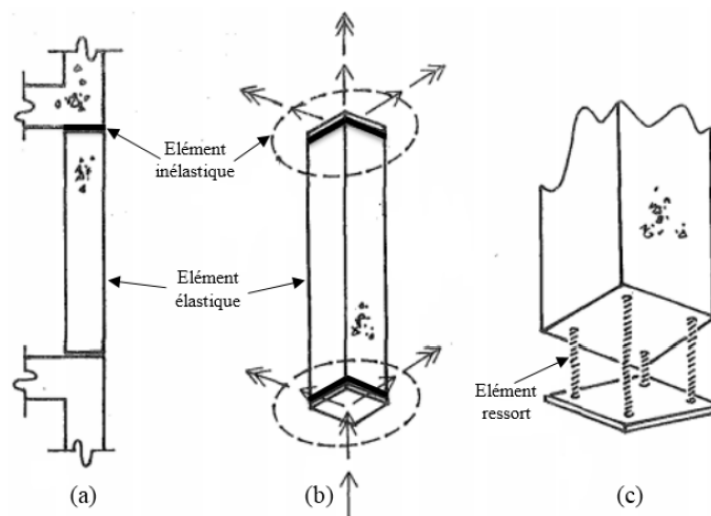
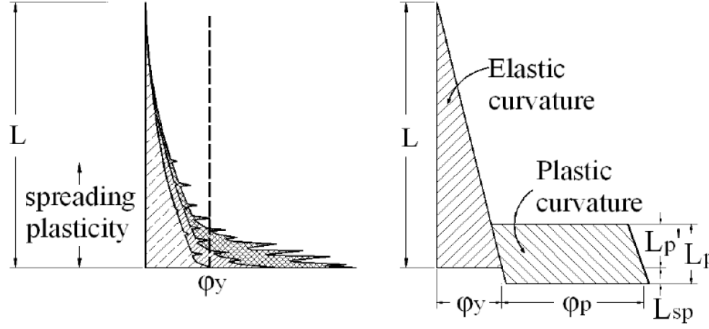


Figure 1.4 : Dégradation inélastique d'un portique béton armé sous flexion bi axiale et force axiale : (a) Élément en portique; (b) modèle d'élément; (c) Élément inélastique [102].

La théorie classique de la plasticité, est capable de simuler l'interaction force axiale-moment de flexion bi-axial dans les éléments en béton armé d'une manière plus rationnelle que possible en discrétisant les sections d'extrémité par cinq ressorts [163].

En vue d'analyser d'une manière efficace la réponse non linéaire des éléments en béton armé, les chercheurs ont représenté la région de la rotule plastique par une longueur constante, appelée la longueur de la rotule plastique (L_p) [133, 144]. Comme le montre la figure 1.5 .



(a) Répartition de la courbure réelle (b) Distribution approximative de la courbure

Figure 1.5 : Schéma du concept de la rotule plastique [144]

Cette représentation simplifie la répartition réelle de la courbure en deux segments les parties élastiques et plastiques. La hauteur de la partie plastique (L_p), est la somme des courbures plastiques au-dessus de la base du poteau (L'_p) et celles qui pénètrent dans le pied du poteau, appelée la longueur de pénétration de la déformation (L_{sp}). De par sa simplicité de déterminer les déplacements, cette approche est largement utilisée. De même pour la courbure, le déplacement final au sommet d'un poteau en porte-à-faux peut être défini par la somme de ses composants élastiques et plastiques :

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p \quad (1.1)$$

avec : Δ_y , Δ_p sont, respectivement, les déplacements élastique et plastique, tel que montré dans la figure 1.6.

Le déplacement élastique ainsi que le déplacement plastique sont calculés à partir des quantités de réponse sectionnelles et les composants de la rotule plastique, ces deux déplacements sont donnés comme suit :

$$\Delta_y = \frac{\varphi_y(L + L_{sp})^2}{3} \quad (1.2)$$

$$\Delta_p = (\varphi_u - \varphi_y)L_pH \quad (1.3)$$

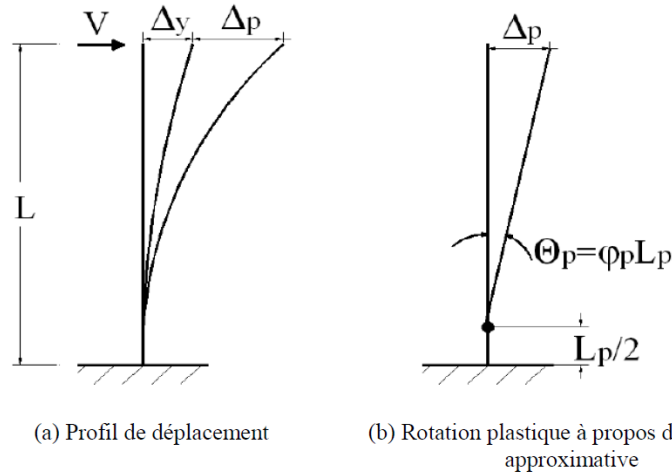


Figure 1.6 : Profil de déplacement et la rotation plastique selon le concept de rotule plastique [144].

où :

$$H = L - \frac{L_p}{2} \quad (1.4)$$

φ_y et φ_u sont la courbure élastique idéale et la courbure ultime, respectivement.

Priestley et al [143] ont proposé une méthode plus raffinée qui rend possible l'estimation des déplacements par la prise en compte de l'écroutissage au lieu de supposer une réponse bilinéaire. (voir la figure 1.7).

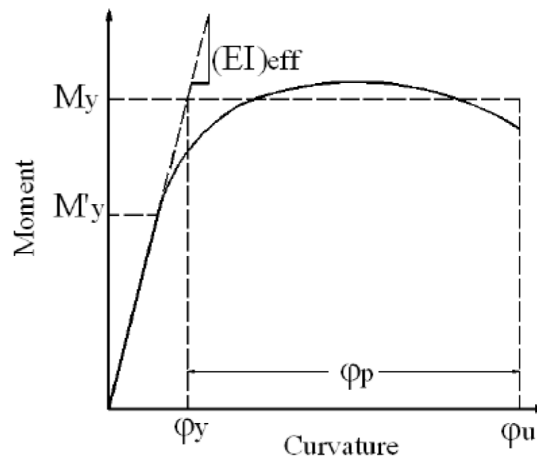


Figure 1.7 : Réponse Moment-Courbure [143].

Les expressions suivantes sont utilisées dans ce cas [143] :

$$\Delta'_y = \frac{\varphi'_y (L + L_{sp})^2}{3} \quad (1.5)$$

$$\Delta_p = \Delta'_y \frac{M}{M_y} + \left(\varphi_u - \varphi'_y \frac{M}{M_y} \right) L_p H \quad (1.6)$$

avec : Δ'_y , φ'_y sont respectivement, le déplacement élastique et la courbure élastique, en prenant en compte de l'écroûissage. Toute déformation plastique est supposée se produire dans la rotule plastique, avec des rotations qui se produisent uniquement au milieu de la longueur de la rotule plastique (voir la figure 1.6.(b)). Selon Priestley et al [143], il est aussi acceptable de supposer que les rotations se produisent à la base plutôt qu'au milieu de la rotule plastique et par conséquent, de l'équation 1.4, H serait égal à la longueur du poteau ($H = L$).

La longueur de la rotule plastique fut un sujet de recherche de plusieurs chercheurs. En effet, divers modèles ont été proposés pour la conception de la rotule plastique, ces modèles sont calibrées à partir des données expérimentales ; et tous ont convenu que la longueur de la rotule plastique dépend de la longueur du poteau et de la quantité d'acier et/ou du niveau de charge axiale. Parmi ces modèles de conception de la longueur de la rotule plastique, on cite le modèle de Priestley et Park [142], dans ce modèle, une approche alternative a été développée en considérant les relations moment-courbure pour différentes sections le long de la hauteur du poteau, au lieu d'obtenir la longueur de la rotule plastique à l'aide d'une distribution de courbure élastique linéaire le long du poteau.

Paulay et Priestley [137], ont proposé un modèle qui est une révision du modèle proposé par Priestley et al [142], les auteurs ont montré, que les valeurs théoriques pour la longueur de la rotule plastique équivalente basée sur l'intégration de la distribution de courbure pour les éléments typiques dépendent de la hauteur du poteau. Cependant, les valeurs de la longueur de la rotule plastique qui sont nécessaires pour calculer un déplacement latéral, n'étaient pas compatibles avec les longueurs des rotules mesurées expérimentalement, d'où, la révision en considérant l'effet de l'armature de flexion avec différentes résistances sur la longueur d'une rotule plastique formée en bas d'un poteau en porte-à-faux.

De nombreuses autres recherches ont été menées au sujet de la longueur de la rotule plastique, et de nouvelles expressions ont été proposées par les auteurs [10, 17, 131], en tenant compte de différents paramètres à savoir : La limite élastique de l'acier, la résistance à la compression du béton, la quantité d'armature longitudinale, la charge axiale et le rapport entre les deux dimensions de l'élément en béton armé. Tous ces paramètres influent sur la longueur de la rotule plastique, toutefois, les chercheurs ne se sont pas mis d'accord sur le degré d'influence de ces paramètres. Ainsi, la signification de tous ces paramètres, ainsi que la proposition d'un modèle sophistiqué au détriment de la simplicité reste un sujet de discussion au sein de la communauté des chercheurs.

1.5 Modèles fibres dans les structures en béton armé

La réponse non-linéaire des structures soumises à des excitations sismiques est reproduite par deux approches principales :

- Par un modèle à non-linéarité répartie dans lequel la section transversale des éléments peut être discrétisée en fibres. Le comportement de la section peut alors être formulé par des relations contraintes-déformations axiales des fibres (acier, béton confiné et non confiné)
- Par un modèle à plasticité concentrée dans lequel la non-linéarité est introduite aux extrémités des éléments [88].

Les modèles fibres sont des modèles simplifiés, basés sur la théorie des barres. Ils permettent de modéliser les éléments d'un portique (poteaux-poutres) par des éléments poutres, et leurs sections sont divisées en fibres individuelles [104, 113, 159, 163] comme montré sur la figure 1.8 .

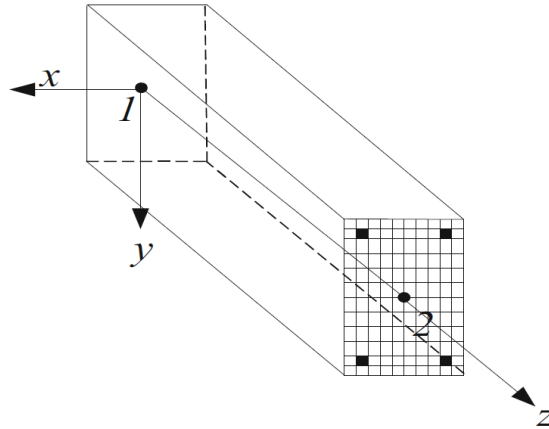


Figure 1.8 : Modèle d'élément fibre [113]

Les équations clés du modèle d'élément poutre multi-fibres s'écrivent comme suit [113] :

$$\varepsilon_{ic} = \varepsilon^{\text{sect}} + \phi_x^{\text{sect}} y_{ic} - \phi_y^{\text{sect}} x_{ic} \quad (1.7)$$

$$\varepsilon_{is} = \varepsilon^{\text{sect}} + \phi_x^{\text{sect}} y_{is} - \phi_y^{\text{sect}} x_{is} \quad (1.8)$$

$$N = \sum_{ic=1}^{nc} \sigma_{ic} A_{ic} + \sum_{is=1}^{ns} \sigma_{is} A_{is} \quad (1.9)$$

$$M_x = \sum_{ic=1}^{nc} \sigma_{ic} A_{ic} y_{ic} + \sum_{is=1}^{ns} \sigma_{is} A_{is} y_{is} \quad (1.10)$$

$$M_y = \sum_{ic=1}^{nc} \sigma_{ic} A_{ic} (-x_{ic}) + \sum_{is=1}^{ns} \sigma_{is} A_{is} (-x_{is}) \quad (1.11)$$

où : $\varepsilon^{\text{sect}}$ est la déformation axiale de la section ; ϕ_x^{sect} et ϕ_y^{sect} sont les courbures de la section sur les axes x et y , respectivement. N est l'effort normal sur la section, M_x et M_y sont les moments dans l'axe x et y , respectivement (figure 1.8), n est le nombre de fibres. Les autres notations des paramètres sont données dans le tableau suivant :

Tableau 1.1 : Notation des paramètres du modèle d'élément fibre

	Béton	Acier
Numéro et nombre total des fibres	ic, nc	is, ns
Coordonnées de la fibre	x_{ic}, y_{ic}	x_{is}, y_{is}
Section de la fibre	A_{ic}	A_{is}
Déformation de la fibre	ε_{ic}	ε_{is}
Contrainte dans la fibre	σ_{ic}	σ_{is}
Module de Young de la fibre	E_{ic}^t	E_{is}^t

Chaque élément fibre dans une section, possède sa propre loi constitutive uni-axiale et est soumis à l'hypothèse qu'une section plane reste plane après déformation. Ce modèle simplifié peut simuler le couplage effort axial-flexion des portiques en béton armé, et peut s'adapter à différentes formes de section et il prend en compte la flexibilité sur la longueur de l'élément [64, 114].

Néanmoins, l'un des problèmes critiques du modèle d'élément de poutre en fibres est de savoir comment calculer les contraintes des fibres de béton et d'acier à partir de leurs déformations [113]. Il est à noter que de nombreux modèles contrainte-déformation ont été proposés pour l'élément de poutre en fibres [159, 163, 175, 176].

Sachant que les fibres de béton sont plus fragiles à la rupture par cisaillement ou par torsion qu'à la rupture par flexion, l'un des défis de ce modèle à fibres réside dans sa capacité à simuler avec précision le cisaillement ou la torsion non linéaire. Une solution simplifiée à ce problème a été proposée par Lu et al [113] dans laquelle, lorsque la force de cisaillement interne ou le moment de torsion dépasse la résistance au cisaillement ou à la torsion prescrite de l'élément de poutre en fibres, la résistance et la rigidité de l'élément sont supposées chuter brusquement à zéro.

1.5.1 Modèles de comportement du béton

Les premières études sur le béton armé étaient basées sur la théorie de résistance ultime [147], la théorie élastique a été généralement admise, en grande partie, parce qu'elle était déjà utilisée pour les autres matériaux de construction. Les essais ont montré que le dimensionnement avec la théorie élastique sous condition de choisir des valeurs adéquates pour les contraintes admissibles conduit à des structures ayant un bon comportement. Cependant, cette théorie élastique avait beaucoup d'inconvénients dont l'économie n'était pas la moindre. De plus, sous de grandes charges, les sections en béton armé ont un comportement non élastique, la théorie élastique ne peut donc pas prévoir un comportement exact du béton armé en raison de l'apparition de déformations non élastiques. Par conséquent, la réflexion était orientée vers l'analyse non linéaire des structures en béton armé, cette analyse a conduit à une bonne connaissance de la ductilité des structures. La considération donc de la non-linéarité physique c'est-à-dire celle due aux lois de comportement des matériaux, était à la base de plusieurs recherches effectuées, cela a conduit à la proposition de quelques modèles permettant d'inclure les phénomènes d'endommagement et de rupture du béton.

Kent et Park [93] ont proposé un simple modèle contrainte-déformation applicable pour un béton confiné en se basant sur les résultats expérimentaux des poteaux carrés avec des résistances de béton jusqu'à 60 MPa et confiné à l'aide des cadres transversaux. Dans ce modèle, les auteurs ont considéré que l'effet de confinement pourra influencer la phase plastique seulement. Scott et al [151] et Park et al [134] ont par la suite modifié le modèle de Kent et Park [93] pour inclure un facteur d'amélioration qui dépend du taux et de la limite élastique des armatures transversales. Sheikh et al [157] ont développé le premier modèle qui a considéré l'influence de la disposition des armatures longitudinales et la méthode de configuration des cadres transversaux sur la pression latérale.

Mander et al [118] ont proposé un modèle de confinement qui est capable de prédire les avantages de confinement dans les poteaux circulaires ou rectangulaires sous un chargement cyclique ou monotone; pour tenir compte de l'observation expérimentale que toute la section du béton n'est pas effectivement confinée, les auteurs réduisent la pression de confinement latérale par un coefficient calculé en divisant la section de béton confinée effective par la section totale du béton.

Dans le travail de Cusson et Paultre [34], le modèle de béton confiné est développé et calibré sur la base des résultats expérimentaux sur cinquante poteaux de grandes dimensions en béton à haute performance testés sous un chargement centré. Dans leur modèle, les effets de la résistance en compression du béton, des limites élastiques des aciers utilisés, de la quantité, de la disposition et l'espacement des étriers, et de la quantité d'armatures longitudinales sont pris en considération.

En se basant sur d'anciens modèles, Samani et Attard [150] ont proposé un modèle qui permet de prédire le comportement d'un béton ordinaire et à haute résistance avec et sans confinement.

Deux formules pour prédire la déformation et la contrainte maximale d'un béton confiné avec armatures transversales, ont été proposées par Halima et al [1] en se basant sur une analyse basée sur une large base de données expérimentales de plusieurs chercheurs. Les deux formules proposées par les auteurs sont applicables pour un béton ayant une résistance jusqu'à 200 MPa. Dans la majorité des modèles proposés, il a été montré que la pression latérale due au confinement a un effet positif sur le comportement du béton.

Plusieurs modèles de béton confiné avec armatures transversales ont également été proposés et continuent d'être développés apportant chacun des améliorations ou des modifications aux lois de comportement du béton.

Dans ce qui suit, le modèle de Mander et al [118] va être développé car il servira dans la modélisation du réservoir en béton surélevé étudié dans le cadre du présent travail.

Modèle de Mander

Dans le modèle de Mander et al [118] une relation contrainte-déformation a été proposée pour béton confiné et non confiné. Pour le cas du béton confiné la résistance a été améliorée en raison de la pression latérale exercée par les armatures transversales sur le béton comme illustré sur la figure 1.9.

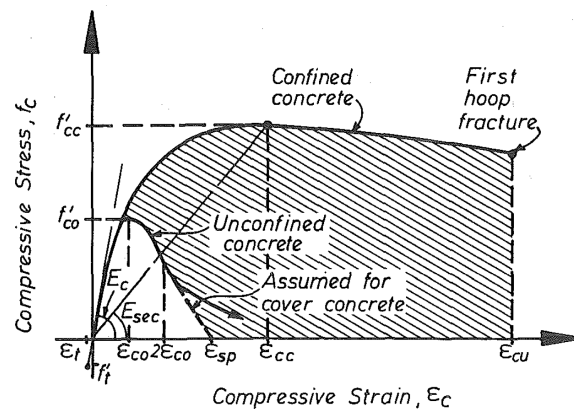


Figure 1.9 : Modèle contrainte-déformation de Mander et al (1988) proposé pour le chargement monotone du béton confiné et non confiné [118]

Pour un chargement monotone et une vitesse de déformation lente, la résistance à la compression du béton f_c est donnée par :

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (1.12)$$

Où :

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (1.13)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (1.14)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (1.15)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{c0}} \quad (1.16)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (1.17)$$

ε_c est la déformation de compression longitudinale, ε_{cc} est la déformation du béton confiné, f'_{c0} est la résistance à la compression du béton non confiné, ε_{c0} est la déformation du béton non confiné (généralement sa valeur est prise égale à 0.002). E_c et E_{sec} représentent, respectivement, les modules d'élasticité tangent et sécant du béton.

La résistance à la compression du béton confiné f'_{cc} s'exprime en fonction de la pression latérale exercée par les armatures transversales par :

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(2.254 \sqrt{\frac{1 + 7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} - 1.245 \right) \quad (1.18)$$

f'_l est la pression latérale de confinement effective, elle s'exprime comme suit :

$$f'_l = k_e f_l \quad (1.19)$$

f_l est la pression latérale de confinement. est le coefficient d'efficacité du confinement, il tient compte de la géométrie de la section et de la configuration des armatures longitudinales et transversales.

Dans le cas de sections circulaires comme montré sur la figure 1.10, f_l est donnée par :

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_s f_{yh} \quad (1.20)$$

Le coefficient d'efficacité du confinement k_e est donné pour le cas d'armatures circulaires (cerces) par :

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s} \right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (1.21)$$

Pour les armatures spirales, le coefficient d'efficacité du confinement est donné par :

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (1.22)$$

où d_s est le diamètre de la spirale (centre à centre). s' et s sont, l'espacement nette et l'espacement entre centres des cerces, respectivement.

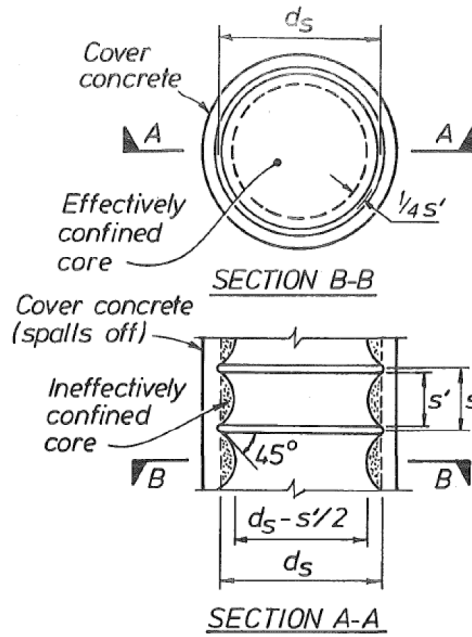


Figure 1.10 : Noyau efficacement confiné par des cerces [118].

Le coefficient k_e est s'exprime pour des sections rectangulaires (Figure 1.11) par :

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w'_i}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (1.23)$$

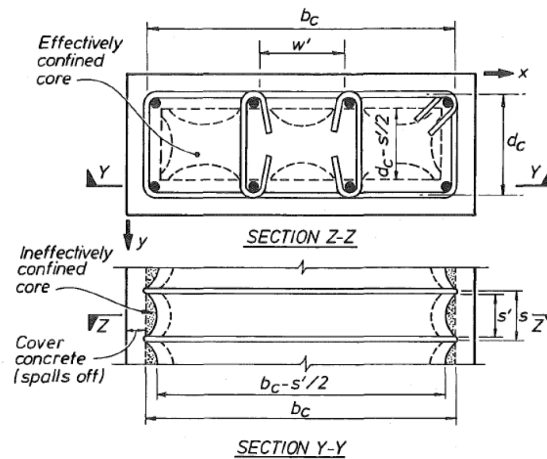


Figure 1.11 : Noyau efficacement confiné par des cadres rectangulaires [118].

avec : b_c et d_c sont les dimensions du cadre extérieur mesurées à partir du centre de la barre dans les directions x et y , respectivement. w'_i est la distance nette entre deux barres longitudinales et s' est l'espacement net des cadres. ρ_{cc} est le rapport entre la section des armatures longitudinales et la section du béton confiné.

Dans le cas où, des éléments rectangulaires en béton armé ont des quantités différentes en terme d'acier de confinement transversal dans les deux directions x et y . Les pressions latérales de confinement effective sont données par :

$$f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh} \quad (1.24)$$

$$f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh} \quad (1.25)$$

avec, f_{yh} est la limite élastique des armatures transversales. ρ_x et ρ_y sont les pourcentages des armatures transversales dans les deux directions, x et y , respectivement. Ils représentent, dans chaque direction, le rapport du volume d'acier de confinement transversal au volume du noyau du béton confiné et sont donnés comme suit :

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{sd_c} \quad (1.26)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{sb_c} \quad (1.27)$$

A_{sx} et A_{sy} sont les surfaces totales des barres transversales qui fonctionnent dans les directions x et y , respectivement, et s est l'espacement des cadres du centre au centre.

Pour une description complète de la loi de comportement, il est nécessaire de déterminer la déformation ultime ε_{cu} qui peut être exprimée par :

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 f_y \rho_s \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (1.28)$$

avec, ε_{su} est la déformation ultime de l'acier d'armature. ρ_s est le rapport volumétrique de l'acier de confinement, il est égal à $(\rho_x + \rho_y)$ pour les sections rectangulaires et à $(4A_s/d_s s)$ pour les cerces, A_s étant la section des armatures transversales.

Le béton non confiné suit la même courbe que le béton confiné (équation (1.18)) avec une pression de confinement latérale effective nulle ($f'_l = 0$). La partie de la branche descendante pour des déformations supérieures à $2 \varepsilon_{c0}$ est supposée être une ligne droite qui atteint zéro à la déformation d'éclatement du béton non confiné ε_{sp} , comme illustré sur la figure 1.9 .

En traction, une relation linéaire contrainte-déformation est supposée jusqu'à la résistance

ultime à la traction, à condition que cette dernière ne soit pas dépassée. La contrainte longitudinale de la traction du béton f_t est donnée par :

$$f_t = \begin{cases} E_c \varepsilon_t, & \text{quand } f_t < f'_t \\ 0, & \text{Si non} \end{cases} \quad (1.29)$$

ε_t est la déformation longitudinale du béton en traction, et f'_t est la résistance à la traction.

1.5.2 Modèles de comportement de l'acier

Plusieurs modèles représentatifs de la relation contrainte-déformation dans l'acier ont été proposés. On cite comme exemple, le modèle développé par Gomes et Appleton [73], qui est une modification de la relation contrainte-déformation de l'acier proposée par Menegotto et al [124], tenant compte de l'effet du flambement inélastique des barres d'acier dans le béton armé. Ce modèle numérique a été validé en se basant sur des résultats expérimentaux.

Un autre modèle a été également développé par Dhakal et Maekawa [37], qui est une modification du modèle de Menegotto-Pinto [124], cette modification permet de tenir compte de l'effet du flambement, à cet effet, un modèle constitutif cyclique complet dépendant du chemin est obtenu en combinant les équations représentant les deux enveloppes monotones et les boucles cycliques; une comparaison avec les résultats des tests de barres nues a montré que le modèle proposé pourrait raisonnablement prédire le comportement cyclique des barres d'armature, y compris les boucles de post-flambement.

Dans le cadre de la présente thèse, les modèles de Menegotto-Pinto [124] et de Park et Paulay [133] qui sont très connus, seront utilisés pour deux parties distinctes de l'étude du réservoir en béton surélevé. Ces deux modèles sont décrits dans ce qui suit.

Modèle de Menegotto-Pinto

Dans le modèle de Menegotto-Pinto [124], la loi constitutive contrainte-déformation de l'acier d'armature est donnée comme suit :

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \left[\frac{1-b}{(1+(\varepsilon^*)^R)^{1/R}} \right] \varepsilon^* \quad (1.30)$$

Les coordonnées (ε, σ) sont la déformation et la contrainte au point étudié, $(\varepsilon_r, \sigma_r)$ sont les coordonnées du dernier point d'inversion de déformation dans le plan de contrainte-déformation et $(\varepsilon_0, \sigma_0)$ représentent les coordonnées des deux intersections asymptotes

tel que montré sur la figure 1.12. Ces paramètres sont actualisés après chaque inversion de la déformation.

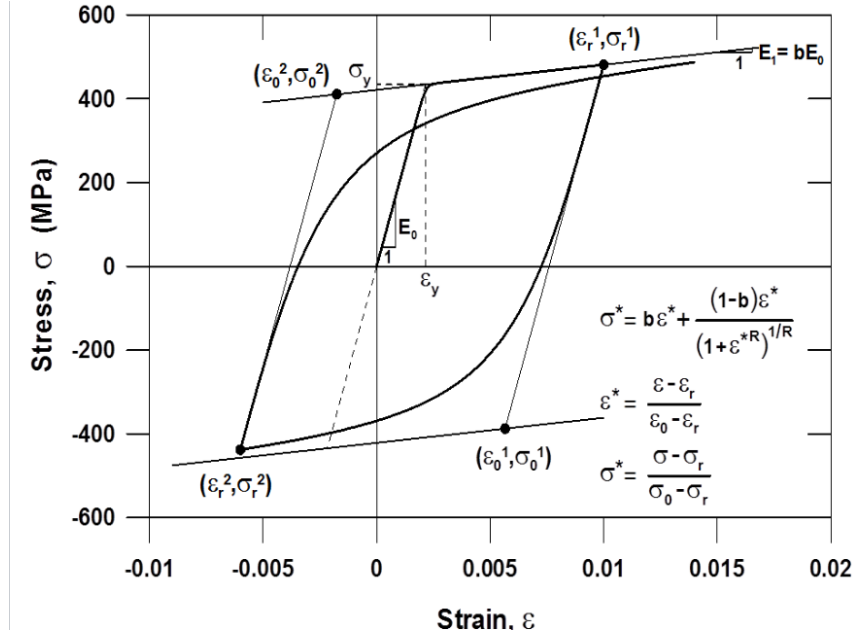


Figure 1.12 : Modèle de Menegotto-Pinto pour l'acier d'armature. [124].

Le paramètre b représente le taux de durcissement, R détermine la courbure de la courbe de transition; il est actualisé après chaque inversion de la déformation par la relation suivante :

$$R = R_0 - \frac{R_1 \xi}{R_2 + \xi} \quad (1.31)$$

où : ξ est appelée excursion plastique normalisée, il est également actualisée après chaque inversion de la déformation. R_0 , R_1 et R_2 sont des constantes matérielles qui contrôlent la courbure des branches hystérétiques. L'écrouissage isotrope peut être incorporé dans ce modèle en introduisant le décalage de contrainte suivant σ_{shift} , qui déplace la position de l'asymptote de plastification et elle est actualisée après chaque inversion de la déformation.

$$\frac{\sigma_{shift}}{\sigma_y} = \text{Max} \left[a_1 \left[\frac{\varepsilon_{max}}{\varepsilon_y} - a_2 \right], 0 \right] \quad (1.32)$$

avec : σ_y et ε_y désignent la contrainte de plastification initiale et la déformation correspondante, respectivement. ε_{max} est la déformation maximale absolue à l'instant de l'inversion de déformation, a_1 détermine l'amplitude du décalage de contrainte, a_2 est le seuil pour $(\varepsilon_{max}/\varepsilon_y)$, au-dessus duquel la contrainte de décalage est activée. La contrainte de plastification initiale (σ_y) et la déformation (ε_y), sont obtenues à partir des essais de traction effectués sur des échantillons de barres d'armature.

Dans cette relation contrainte-déformation, les branches de chargement et de

déchargement de la loi de comportement uni-axiale suivent une courbe de transition à partir de deux asymptotes linéaires, comme illustré dans la figure 1.12.

Modèle de Park et Paulay

Le modèle proposé par Park et Paulay [133] est illustré sur la figure 1.13, sous forme de relation contrainte-déformation, cette loi de comportement présente globalement trois régions.

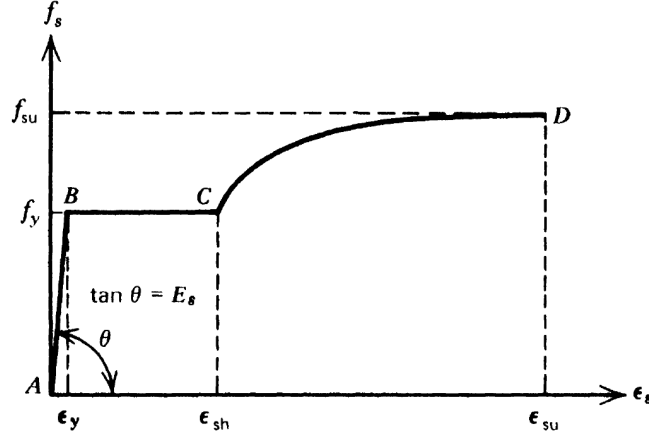


Figure 1.13 : Courbe contrainte-déformation de l'acier proposée par Park and Paulay [133].

Pour chaque région, les équations utilisées pour développer les lois constitutives dans ce modèle sont les suivantes :

Région AB : $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad (1.33)$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (1.34)$$

Région BC : $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$

$$f_s = f_y \quad (1.35)$$

Région CD : $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$

$$f_s = f_y \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad (1.36)$$

$$\varepsilon_{sh} = 16\varepsilon_y \quad (1.37)$$

avec :

$$\begin{cases} m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y}\right) (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \\ r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \end{cases} \quad (1.38)$$

Tous ces paramètres utilisés dans ces équations sont montrés sur la figure 1.13, où : f_y est la limite d'élasticité de l'acier, f_{su} est la contrainte ultime de l'acier, E_s est le module d'élasticité, ε_y et ε_{sh} sont, respectivement, la déformation élastique limite et la déformation d'érouissage, et ε_{su} est la déformation ultime de l'acier.

1.6 Capacité sismique des structures

On entend par la capacité sismique d'une structure, sa capacité à résister au mouvement du sol auquel elle est soumise [139]. Autrement dit, quand un chargement sismique se produit, il provoque des forces internes sur la structure, la manière dont la structure se comporte est appelée capacité sismique. Celle-ci est représentée sous forme d'une courbe force-déplacement, appelée courbe de capacité, qui relie l'effort tranchant à la base auquel la structure peut résister en fonction des déformations exprimées en termes de déplacement au sommet qu'elle peut supporter [88, 140].

Cette courbe de capacité est obtenue à travers les analyses non-linéaires statiques et dynamiques, les méthodes utilisées dans les travaux réalisés dans le cadre de cette présente thèse sont : la méthode statique non linéaire Pushover, la méthode dynamique non linéaire et la méthode d'analyse dynamique incrémentale (IDA).

1.6.1 Méthode statique non linéaire Pushover

La méthode statique non linéaire est aujourd'hui utilisée pour l'évaluation de la performance sismique des bâtiments existants ou à réaliser. Cette méthode consiste à exercer des forces latérales croissantes de façon monotone sur la structure jusqu'à ce que le déplacement cible, qui est généralement localisé au sommet, est atteint [60]. Le terme pushover provient de ce que le fondement de la méthode consiste à établir une courbe effort-déplacement unique pour caractériser le comportement de la structure en « poussant » dessus, de plus en plus intensément, jusqu'à ce qu'elle atteigne son déplacement maximal [27]. Cette méthode est relativement simple, elle permet d'estimer la demande sismique et la capacité d'une structure avec une précision acceptable. Les deux hypothèses sur lesquelles est basée la procédure statique non linéaire sont :

- La réponse de la structure est contrôlée par le mode fondamental.
- La forme du mode ne change pas quand la structure se déforme (entre dans la

phase inélastique).

Il est à noter qu'après la déformation de la structure, ces deux hypothèses sont approximatives. De plus, la précision de cette procédure statique non linéaire est limitée aux structures de faible et moyenne hauteur, pour lesquelles l'action inélastique est répartie sur toute la hauteur de la structure [99]. Plusieurs procédures améliorées d'analyse pushover ont été développées pour palier aux limitations de la procédure statique non linéaire dans la distribution de forces invariantes, qui ne prend pas en compte la contribution des modes supérieurs à la réponse, ou de la redistribution des forces d'inertie en raison de la déformation de la structure [51]. Parmi ces procédures améliorées, la procédure d'analyse pushover modale (MPA), basée sur la théorie de la dynamique structurelle et qui conserve la simplicité de la procédure pushover et proposée par Chopra et al [27]. Dans cette procédure améliorée, les contributions des modes supérieurs sont incluses, ce qui donne une précision supérieure dans l'estimation des demandes sismiques. Toutefois, les distributions des forces latérales invariables sont toujours adoptées dans cette procédure. Pour y remédier, Mao et al [122] ont amélioré la procédure MPA en considérant la redistribution des forces d'inertie après que la structure se déforme [122].

1.6.2 Méthode d'analyse dynamique non linéaire

Cette méthode d'analyse dynamique non linéaire évalue les performances sismiques structurelles en appliquant une ou plusieurs accélérations des mouvements de sol à la structure pour représenter le séisme de conception [137]. Pour l'évaluation et la conception sismique, cette méthode est considérée comme la plus précise. En effet, elle permet d'évaluer la réponse dynamique temporelle de la structure et évite l'utilisation des facteurs de comportement qui peuvent ne pas prendre en compte correctement la ductilité de la structure. L'utilisation de cette méthode nécessite trois étapes qui sont nécessaires pour sélectionner l'accélération sismique. En premier lieu, le spectre de réponse de conception doit être spécifié en fonction du code sismique réglementaire lié à la zone d'implantation du bâtiment, ensuite, plusieurs accélérogrammes sont sélectionnés correspondant aux caractéristiques aussi bien du site qu'au spectre de conception sismique. Enfin, les accélérogrammes sélectionnés sont chargés puis, en considérant un cas de chargement, ces accélérogrammes sont appliqués à la structure pour évaluer sa performance sismique. Par ailleurs, il est nécessaire d'utiliser un ensemble d'enregistrements sismiques, et de calculer les réponses moyennes ou maximales afin d'obtenir des résultats plus fiables en raison de la dispersion des résultats due à la complexité du comportement non linéaire des structure. Cependant, du fait d'effectuer plusieurs analyses, cela entraîne une augmentation du temps de calcul et de l'espace de stockage des résultats.

1.6.3 Méthode d'analyse dynamique incrémentale (IDA)

L'idée de l'analyse dynamique incrémentale (IDA) a été proposée pour la première fois par Bertero [18] en 1977, cette analyse a par la suite, été développée et améliorée par de nombreux chercheurs à la fin du dernier siècle et au début de ce siècle [14, 39, 115, 116]. Cette méthode d'analyse a été adoptée est considérée comme la méthode la plus pertinente pour estimer de manière plus approfondie la performance d'une structure soumise à des excitations sismiques [26]. Dans cette analyse, un modèle structurel correctement défini est soumis à une série d'analyse dynamique non linéaires, en utilisant un (ou plusieurs) enregistrement(s) de mouvement du sol avec des niveaux d'intensité progressives jusqu'à ce que la structure passe de l'état élastique à l'état non linéaire suivi d'un effondrement structurel, ainsi, une (ou plusieurs) courbe(s) de réponse paramétrée(s) sont obtenues en fonction du niveau d'intensité de ces séismes [39].

Cette analyse permet d'obtenir des courbes qui visualisent les réponses structurelles et décrivent le comportement des structures soumises aux charges sismiques. La conception de ces courbes nécessite de choisir au préalable deux paramètres essentiels [26] :

- Les paramètres de la réponse sismique qui peut être représentée par le déplacement maximal au sommet, l'effort tranchant à la base ou bien la rotation maximale.
- La mesure de l'intensité du séisme, ce paramètre peut être défini par l'accélération maximale au sol « PGA (Peak Ground Acceleration) » ou l'accélération spectrale correspondante à la période fondamentale de la structure.

A partir de ces courbes obtenues par l'analyse dynamique incrémentale, la capacité sismique de la structure peut être exprimée sous la forme d'une courbe de capacité sismique IDA. Chaque point de cette courbe est déterminé en sélectionnant le déplacement maximal au sommet de la structure atteint durant un niveau d'analyse et l'effort tranchant à la base maximal correspondant. Cette capacité sismique de la structure, est valide uniquement pour l'accélérogramme considéré. De ce fait, il est nécessaire de considérer une courbe de capacité sismique moyenne en utilisant un nombre suffisant d'enregistrement du mouvement du sol.

Par ailleurs, bien que cette méthode d'analyse incrémentale dynamique présente beaucoup d'avantages, son utilisation nécessite un temps de calcul et un stockage des données important. L'un des aspects clés de la méthode IDA, est le choix des accélérogrammes à utiliser, qui peuvent être des accélérogrammes réels présentant des enregistrements sismiques réels ou des accélérogrammes artificiels présentant un spectre de réponse moyen cohérent avec le spectre de conception.

1.7 Performance sismique

Deux éléments clés, sont nécessaires pour la conception et l'évaluation basées sur les performances sismiques d'une structure; la capacité sismique et la demande sismique qui décrit les effets d'un séisme sur une structure. L'évaluation de la performance est faite de sorte que la capacité sismique d'une structure soit supérieure à sa demande sismique [8]. Cette évaluation est effectuée à travers un point appelé point de performance ou déplacement cible, qui désigne l'intersection de la courbe de capacité et du spectre de demande [60, 62]. Le point de performance permet de vérifier la performance d'une structure par rapport à ces niveaux de performance. Il peut être soit un état ou une condition limite des dommages, décrit par les déformations physiques à l'intérieur d'une structure et la capacité de fonctionnement d'une structure après un séisme.

Vu leur grande importance, notamment pour assurer l'approvisionnement en eau après un tremblement de terre; les réservoirs surélevés ont fait l'objet de plusieurs travaux de recherches, visant à comprendre et améliorer leur comportement sismique et d'assurer leur performance sismique. On cite par exemple, l'étude réalisée par Ghosh et al [28] qui a été conduite en faisant une comparaison du comportement sismique de deux conceptions de réservoirs en béton surélevés, dans la première conception, la structure de support est faite en portique (poteaux et poutres) tandis que dans la deuxième conception, la structure de support est d'une forme en fût. Leur étude a révélé que le réservoir surélevé avec une structure de support en portique est plus résistante au séisme. Ils ont également suggéré de prendre en compte de la force du vent dans le dimensionnement des réservoirs surélevés. Soroushnia et al [158] ont étudié les causes des dommages causés aux réservoirs d'eau lors de tremblements de terre précédents, dans le but d'identifier et de fournir des modèles pour les types de dommages qui se produisent dans ces structures. La recherche a révélé que les réservoirs surélevés en béton armé ayant une structure de support en poteaux et poutres présente un meilleur comportement sismique comparativement au cas du réservoir avec une structure de support en fût. De plus, dans leur étude effectuée sur les performances sismiques d'un réservoir surélevé d'une capacité de stockage de $900 m^3$, les auteurs ont déterminé les modes de rupture dominants dus aux forces de cisaillement dans les poutres ainsi que les modes de rupture dus aux forces axiales qui sont dominant dans ce réservoir.

La performance sismique des réservoirs surélevés, en tenant compte de l'interaction sol-structure (ISS), a été étudiée par Kumar et al [100]. Les auteurs ont évalué l'effet de l'ISS sur les performances sismiques du réservoir surélevé, ils ont aussi évalué l'efficacité de la technique d'isolation de la base pour améliorer les performances sismiques des réservoir surélevé. Dans leur étude, il est montré que la fragilité sismique de la structure du réservoir dépend largement de la rigidité du sol ainsi que de la rigidité de la structure de support. De

plus, le système d'isolation s'est avéré efficace pour améliorer les performances sismiques des réservoirs surélevés.

Mansour et al [121] ont réalisé des analyses dynamiques non linéaires sur les réservoirs surélevés en béton armé en tenant compte de l'interaction fluide-structure. Les auteurs ont examiné trois variantes de la structure de support composée de poteaux et poutres, afin d'évaluer l'effet de la forme de la structure de support sur les performances sismique du réservoir surélevé, des courbes de fragilité ont été générées selon trois états limites de performance spécifiés dans Vision 2000 [174] et basés sur les résultats d'analyses dynamiques incrémentales pour chaque modèle. Enfin, les ratios de marge d'effondrement ont été quantifiés pour évaluer la marge de sécurité sismique par rapport à l'effondrement des réservoirs surélevés. Les résultats de l'analyse, ont montré que les réservoirs d'eau surélevés ayant une structure de support composée de poteaux et poutres formant des croix, ont une meilleure performances sismique.

Omidinasab et al [129], ont également étudié le comportement non linéaire d'un réservoir surélevé à base fixe en variant la hauteur de remplissage.

Par ailleurs, la revue de littérature a révélé qu'il y a encore plusieurs travaux de recherches effectués sur l'évaluation des performances sismiques des réservoirs surélevés, cependant, peu de ces travaux de recherches ont examiné le comportement sismique non linéaire en tenant compte des interactions fluide-sol-structure (IFSS).

Dans les travaux de recherche réalisés dans le cadre de cette présente thèse, des études sur le comportement sismique non linéaire des réservoirs en béton surélevés sont effectuées avec et sans interactions fluide-sol-structure (IFSS).

1.8 Indice d'endommagement

Un indice d'endommagement sismique est un paramètre qui permet d'évaluer numériquement le degré de détérioration d'une structure ou d'un élément de la structure après un tremblement de terre. Ce paramètre sert comme outil de support pour la conception de structures résistantes aux séismes ou pour la réparation des structures endommagées [101]. Il permet aussi d'étudier la fiabilité des structures existantes et les scénarios de dommages sismiques, sur la base desquels il est possible de prendre la décision si une structure doit être renforcée ou non (renforcement pré-séisme). Du fait qu'il peut fournir des prévisions de performance sismique pour de nouveaux types de structures, en particulier celles de grande importance, ces prévisions peuvent constituer une aide précieuse pour la conception sismique de ces structures [90]. Cependant, il existe des incertitudes dans le calcul d'endommagement, en particulier dans les hypothèses de modélisation pour l'analyse structurelle et dans le choix des accélérations

sismiques. De plus, les résistances réelles des matériaux et des éléments structurels peuvent être très différentes de celles supposées pour l'analyse. Il est également difficile d'identifier les caractéristiques du mouvement du sol qui décrivent la puissance destructrice d'un tremblement de terre [141].

La quantification des critères de performance sismique, nécessite d'exprimer les dommages de manière quantitative, en utilisant des indices d'endommagement sismique. Ces indices sont représentés par une quantité qui varie de 0 à 1 (ou de 0 à 100%) dont la valeur est nulle lorsqu'aucun dommage ne se produit et dont la valeur égale à l'unité 1 (ou 100%) lorsqu'un l'endommagement total se produit [90]. Ces indices d'endommagement sont basés sur un paramètre de dommage, ou sur une combinaison de deux paramètres de dommage ou plus. En général, ces paramètres peuvent être basés sur une valeur maximale unique, une plage maximale ou une valeur cumulative. Lorsque le paramètre de dommage est basé sur la force ou la demande en énergie, une valeur maximale unique semble être la plus appropriée, et s'il est basé sur des déformations inélastiques, il est préférable d'utiliser une valeur cumulative [141].

Pour évaluer un indice d'endommagement sismique, une analyse statique ou dynamique non linéaire est nécessaire afin d'estimer les dommages sismiques des éléments qui sont entrés dans la phase plastique de leur réponse (la réponse non linéaire de la structure). Par conséquent, il est idéal d'utiliser l'analyse dynamique non linéaire [90, 141]. D'autres types d'analyse moins exigeants peuvent être utilisés, tels que l'analyse statique non linéaire (Pushover). D'autre part, il existe des indices d'endommagement qui peuvent être estimés de manière empirique, sans effectuer d'analyses, en utilisant des formules simples qui mettent en corrélation les mesures d'un séisme, telles que la magnitude ou l'intensité, aux dommages causés à différents types de structures [90].

Dans la littérature, il existe plusieurs propositions d'indices d'endommagement qui concernent des structures en béton armé soumises à l'action sismique. Ces propositions sont le produit d'une large expérience du comportement de ces structures sous chargement sismique, issue aussi bien de l'observation de séismes réels que des expériences menées en laboratoire [101]. Ces indices d'endommagement peuvent être classés, en fonction de la partie de la structure dont on décrit les dommages, en trois catégories : les indices locaux, intermédiaires et globaux; selon qu'ils se réfèrent à un seul élément, à une partie de la structure (sous-structure comme un étage d'un bâtiment), ou à la structure entière, respectivement [90]. Selon Negulscu et al [128], les indices d'endommagement peuvent être classés en deux catégories, en fonction des paramètres utilisés pour les définir, nommés indices d'endommagement modaux et non modaux qui sont basés sur des paramètres modaux et non modaux, respectivement. Parmi ces indices on peut citer : les indices d'endommagement basés sur une combinaison de ductilité définie en termes de déplacement et de la dissipation d'énergie

proposés par Ansari et Agrawal [5], et par Park et al [135]. Un indice d'endommagement basé sur le concept de la fatigue cyclique est proposé par Krawinkler et al [80]. D'autres travaux comme ceux dans [5, 40, 128], ont proposé des indices d'endommagement basés sur la période élastique, inélastique, et celle d'endommagement d'une structure.

Récemment, Benkhellat et al [16] ont proposé un indice d'endommagement global basé sur le déplacement cible et la dégradation de la rigidité afin d'évaluer les différents états de dommage d'un silo de stockage en béton armé.

Par ailleurs, pour le cas des réservoirs en béton surélevés avec une structure de support composée de poteaux et de poutres, il existe très peu de travaux traitant l'endommagement sismique [103, 121], afin de contribuer au comblement de cette lacune, un indice d'endommagement global basé sur l'allongement des deux périodes impulsive et convective ainsi que leurs valeurs ultimes a été proposé par Bouchala et al [21] afin d'évaluer les différents états de dommage d'un réservoir surélevé compte tenu de l'interaction fluide-sol-structure et du décollement de la fondation.

1.9 Conclusion

Ce premier chapitre qui est dédié aux généralités et à la revue de la littérature, a permis d'introduire les notions qui vont servir dans la modélisation des réservoirs surélevés en tenant compte des effets conjugués des interactions fluide-sol-structure (IFSS) ainsi que les méthodes utilisées pour évaluer leur capacité sismique, dans les chapitres dédiés aux applications. En effet, la modélisation et l'évaluation des performances sismiques des réservoirs en béton surélevés de façon adéquate, nécessitent de prendre en compte aussi bien l'interaction du fluide avec le réservoir que l'interaction de sa fondation avec le sol. De plus, l'analyse du comportement non-linéaire des structures nécessite d'introduire des lois représentatives du comportement réel. Lors de la modélisation des structures en béton armé, la non-linéarité peut être introduite de manière répartie à travers des modèles à fibres qui sont dotées de lois de comportement uni-axiales, ou bien à travers des modèles à plasticité concentrée permettant la formation de rotules plastiques. Les modèles, de Mander et al pour le béton et les deux modèles de Menegotto-Pinto et de Park et Paulay pour l'acier, fournissent une représentation satisfaisante du comportement non-linéaire des structures en béton armé.

En outre, la capacité sismique d'une structure peut être déterminée en faisant des analyses statiques non linéaire (pushover) ou dynamiques non linéaire. Il est bien connu que l'analyse dynamique non linéaire permet d'obtenir des résultats plus précis que l'analyse statique non linéaire, cependant, du fait d'effectuer plusieurs analyses, cela entraîne une augmentation du temps de calcul et de l'espace de stockage des résultats.

Enfin, la revue de la littérature des différents travaux de recherches effectués sur les performances sismiques des réservoirs en béton surélevés, a révélé qu'il existe très peu de travaux portant à la fois sur l'évaluation du comportement sismique non linéaire, et la quantification des dommages sismiques que peut subir un réservoir en béton surélevé, en tenant compte des effets conjugués des interactions fluide-sol-structure.

Effet de l'interaction sol-structure et de la masse d'eau stockée sur le comportement sismique des réservoirs surélevés

2.1 Introduction

Les interactions dynamiques aussi bien entre le mouvement du fluide et la déformation des parois du réservoir qu'entre la flexibilité du sol et la fondation, rendent l'analyse dynamique des réservoirs plus complexe. En effet, plusieurs travaux de recherches ont révélé que les interactions fluide-structure (IFS) et sol-structure (ISS) ont un effet très important sur le comportement dynamique de ces structures [160].

Les phénomènes d'interaction sont très présents dans le domaine industriel impliquant simultanément trois sous domaines : fluide, sol et structure. L'interaction fluide-sol-structure continue donc de faire l'objet de plusieurs travaux de recherche [108].

En raison de la complexité de l'analyse dynamique tridimensionnelle qui nécessite une connaissance approfondie des techniques numériques de couplage du fluide avec la structure et qui prend un temps de calcul et un espace mémoire très importants [153]. L'utilisation des modèles simplifiés permet donc la résolution du problème d'une manière globale avec une prise en compte approximative mais satisfaisante, des interactions avec simplicité et rapidité. Le modèle de Housner [83] qui est un modèle mécanique simplifié dans lequel le fluide stocké est représenté par deux masses; l'une impulsive qui est supposée bouger à l'unisson avec le réservoir et une autre masse dite convective ayant un mouvement découplé de celui du réservoir. Deux hypothèses essentielles sont à signaler dans ce modèle à savoir : les parois sont infiniment rigides, le fluide est incompressible qui subit des déplacements petits. Dans ce modèle, la modélisation du réservoir surélevé peut être réalisée en utilisant un modèle discret à deux degrés de libertés (2DDL) [83], dans lequel les valeurs des masses et leurs positions ainsi que les expressions des ressorts sont en fonction de la hauteur de remplissage et des caractéristiques géométriques du réservoir. Dans l'Eurocode 8 [53] les caractéristiques du modèle à 2DDL sont données dans un tableau en fonction de la hauteur de remplissage et du rayon du réservoir.

Dans le présent chapitre, nous présentons une analyse du comportement sismique des réservoirs surélevés en béton armé que nous avons réalisée en tenant compte des effets de

l'eau stockée, de l'interaction sol-structure et de l'effet de la masse convective. Dans ce travail une étude comparative a été réalisée en traitant un modèle 3D en éléments finis et des modèles mécaniques simplifiés à deux degrés de liberté tenant compte du ballotement de la partie convective du fluide ainsi qu'un modèle à un degré de liberté tenant compte uniquement du mode impulsif du liquide. Le ballotement du fluide est considéré avec deux méthodes dans les modèles simplifiés, la première méthode consiste à l'utilisation de l'Eurocode 8 [53] quant à la deuxième méthode les expressions suggérées par Housner [83] ont été employées. La modélisation du sol par des ressorts qui agissent en rotation et en translation a permis de prendre en compte l'interaction du sol avec la structure. Le modèle tridimensionnel est obtenu en discrétisant la structure par des éléments finis, et une masse ajoutée équivalente est employée pour représenter le fluide. L'étude des variations des périodes propres, de la réponse fréquentielle et sismique est réalisée afin de mettre en évidence l'importance des effets de l'interaction sol-structure et de l'eau contenue dans le réservoir.

Dans ce travail, une étude comparative est conduite en mettant en œuvre quatre modèles ; trois sont des modèles mécaniques simplifiés (voir figure 2.8), et un modèle 3D en éléments finis qui est montré dans la figure 2.7.

2.2 Modélisation de l'interaction fluide-sol-structure

Quelques méthodes de prise en compte de l'interaction fluide-sol-structure sont exposées dans cette partie à savoir : La méthode globale, la méthode de sous-structuration et la méthode des impédances pour le cas d'interaction sol-structure. Pour le cas d'interaction fluide-structure, la méthode de la masse ajoutée de Westergaard [178] et la méthode de Housner [83] ainsi que la méthode de calcul dans l'Eurocode 8 sont exposées.

2.2.1 Modélisation de l'interaction sol-structure (ISS)

De nombreuses approches ont été développées pour modéliser l'interaction entre le sol et la structure. Parmi ces approches, la méthode de sous-structuration est particulièrement adaptée aux cas de structures reposant sur des fondations rigides implantées sur un sol homogène. Cette technique consiste à décomposer le système global en deux ou trois sous-ensembles, selon que l'on considère ou non la fondation et le sol environnant. En revanche, lorsqu'il s'agit de sols flexibles, cette méthode montre ses limites, en effet, les effets d'interaction les plus marqués peuvent engendrer des comportements non linéaires, rendant la superposition des réponses moins efficace. Dans ces situations, la méthode globale, qui traite le problème couplé dans son ensemble, est souvent utilisée. Par ailleurs, en complément des méthodes numériques telles que les éléments finis ou de frontière, il

existe également des méthodes simplifiées utilisant des systèmes à ressorts [65, 138, 152].

Modélisation à l'aide de l'impédance de fondation

La manière la plus élémentaire pour modéliser l'effet du sol dans les calculs des structures consiste à le représenter par des ressorts reliant un ou plusieurs points à une base rigide soumise à un mouvement imposé. Par exemple, dans un modèle en deux dimensions et dans le cas d'une fondation superficielle, l'interaction avec une semelle isolée peut être modélisée à l'aide de deux ressorts l'un agit en translation et l'autre en rotation. Lorsqu'il s'agit d'une fondation rigide soumise à un mouvement quelconque, celle-ci peut être décrite à partir de la relation entre le torseur des forces exercées (comprenant trois composantes de forces et trois de moments) et les déplacements rigides correspondants de la fondation [44, 92]. Si le sol présente un comportement linéaire, qu'il soit élastique ou viscoélastique, cette relation est définie par une matrice 6×6 , appelée matrice d'impédance de la fondation [24].

Pour le cas d'une semelle filante ou d'un radier, le sol peut aussi être modélisé par une série de ressorts et d'amortisseurs, tant horizontaux que verticaux, disposés en un ensemble de nœuds qui servent de points pour les calculs ou la discrétisation.

Les caractéristiques dynamiques du sol étant généralement mal comprises, on a souvent recours à des hypothèses simplificatrices pour estimer les impédances à partir des données expérimentales. Les formules permettant de calculer les coefficients de raideur k_v , k_h , k_θ et k_α qui sont reprises dans le tableau 2.1

Tableau 2.1 : Formules des coefficients de raideur équivalents pour le cas d'une fondation circulaire rigide [108, 181]

Mouvement	Formules des ressorts équivalents
Vertical	$k_v = 4Gr/(1 - \nu)$
Translation	$k_h = 8Gr/(2 - \nu)$
Rotation	$k_\theta = 8Gr^3/3(1 - \nu)$
Torsion	$k_\alpha = 16Gr^3/3(1 - \nu)$

G : Module de déformation du sol en cisaillement
 ν : Coefficient de Poisson
 r : Rayon de la fondation

Ces formules sont présentes dans la majorité des ouvrages consacrés à la dynamique des sols et des structures. [60, 65, 70, 138, 181].

Prise en compte de l'interaction sol-structure par la méthode globale

Cette approche dite globale (ou directe) consiste à résoudre l'équation dynamique [138] en une seule étape :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = -MI\ddot{u}_g \quad (2.1)$$

Où : U : Représente le vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à l'assise, I : Un vecteur unitaire, donnant la direction de la sollicitation \ddot{u}_g et M, K, C sont respectivement : Les matrices de masse, de raideur et d'amortissement du système.

Dans la plupart des cas, la méthode de résolution repose sur la technique des éléments finis, qui offre une grande flexibilité et qui permet également de prendre en compte des phénomènes non linéaires, tels que l'inélasticité du comportement des matériaux, le glissement ou décollement des fondations [138].

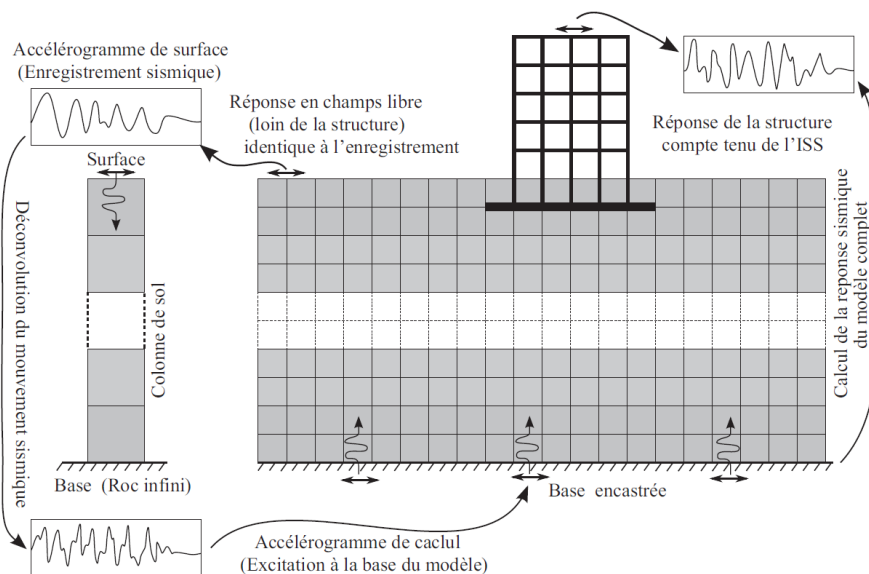


Figure 2.1 : Prise en compte de l'ISS par la méthode directe [152]

Le principal défi que représente cette méthode directe concerne le calcul de la charge sismique équivalente à appliquer au modèle numérique. La méthode de déconvolution du mouvement sismique peut être utilisée, comme illustré dans la figure 2.1 :

- A la surface du sol, en champ libre, le mouvement sismique de dimensionnement est spécifié.
- A une profondeur suffisante, le mouvement est calculé à la base inférieure du modèle de tel sorte que l'existence d'une structure en surface ne peut pas modifier ce mouvement ; cette étape est appelée déconvolution du mouvement sismique.
- D'une manière uniforme, sur la base du système sol-structure, le mouvement déconvolué est imposé.

Par ailleurs, une autre problématique de la méthode directe, réside dans la détermination

des conditions aux limites du sol afin d'éviter la réflexion des ondes de contrainte pouvant se propager vers le domaine intérieur et modifier les réponses qui seront contradictoires au cas physique réel [15].

Méthode de réduction de domaine

Cette approche dynamique consiste à réduire la dimension du sol. Elle est développée en particulier pour l'analyse sismique [20, 33, 183, 185], cette réduction du domaine induit des gains en ressources du système. Elle permet également l'utilisation directe du mouvement du sol en champ libre à l'interface structure-sol.

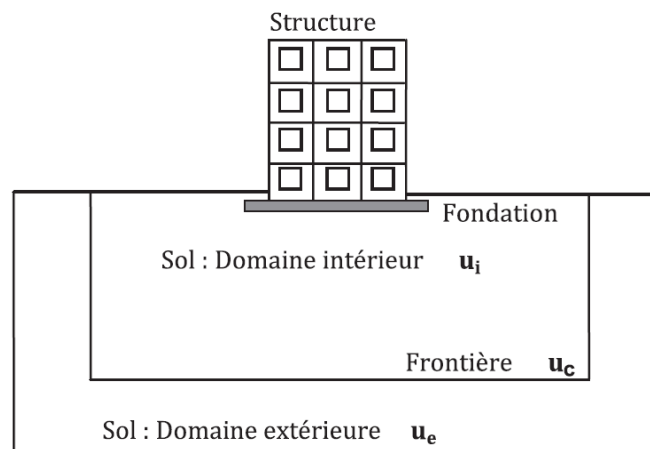


Figure 2.2 : Approche de réduction du domaine [138].

Cette méthode consiste principalement à décomposer le système en deux domaines, un domaine proche (ou interne) et un domaine lointain (ou extérieur), tel que montré sur la figure 2.2

- Le domaine intérieur désigné par la lettre "i" comprend la structure et d'une portion du sol proche ayant une grande dimension.
- Le reste du domaine est désigné par la lettre "e". Cette partie est considérée comme milieu extérieur du fait de son éloignement. Elle peut donc être tronquée. Le contour désigné par la lettre "c" représente la frontière fictive entre les deux parties intérieure et extérieure.

Cette méthode permet de ramener les efforts qui agissent sur le système global à une surface continue qui entoure la structure et une petite portion du sol [152]. De ce fait, la méthode est considérée comme une variante de la méthode globale ayant comme avantage la réduction du domaine sol.

Méthode de sous structure

Le principe de cette méthode, consiste à séparer le problème d'interaction sol-structure en deux étapes puis superposer les solutions. [65, 138]

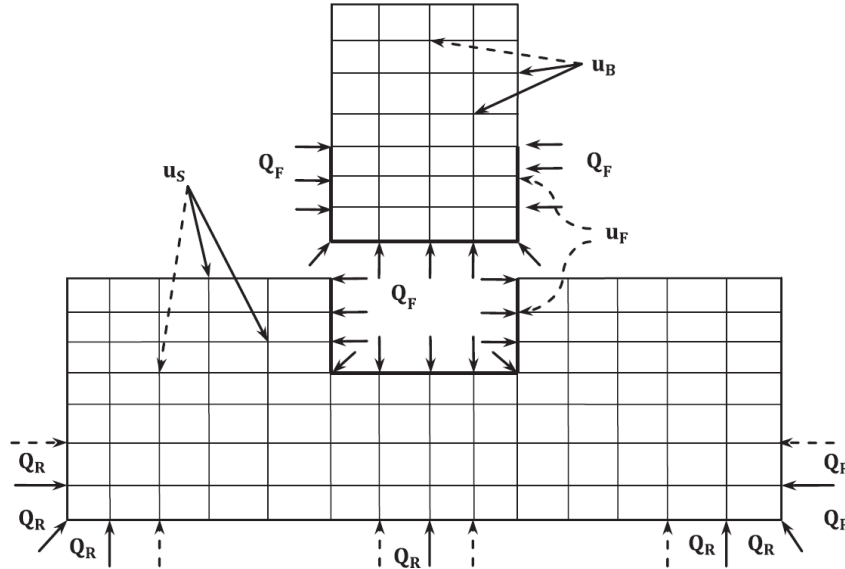


Figure 2.3 : Sous structure [138, 152].

Le système global est subdivisé en deux parties désignées par sous-structures qui concernent la structure elle-même et le sol sur lequel elle est implantée (Figure 2.3).

Chaque sous-structure peut être analysée individuellement et la réponse globale est déterminée par l'addition des contributions des deux réponses à l'interface de connexion des deux sous-structures [138].

Etape 1 : considérer le sol+fondation+structure sans poids.

- L'interface entre le sol et la fondation est supposée d'une rigidité infinie.
- Utiliser l'accélérogramme sur le rocher et calculer l'accélération à l'interface entre le sol et la fondation (\ddot{U}_f).
- Dans le cas où l'accélération (\ddot{U}_f) est différente de celle du champ libre (\ddot{U}_{cl}) ; cela se justifie par la modification du mouvement sismique par la présence de la fondation, cette variation est baptisée : L'interaction cinématique.

Etape 2 : calculer la réponse du système sol+fondation+structure avec masse soumis à (\ddot{U}_f), c'est l'interaction inertielle ; elle provient de l'action des forces d'inertie associées à (\ddot{U}_f) .

- Examiner les impédances dynamiques au niveau de la fondation.
- La réponse de la structure sous (\ddot{U}_f) est calculée en supposant qu'elle est connectée à des ressorts qui correspondent aux impédances dynamiques au niveau

de la fondation tel que illustré sur la figure 2.4.

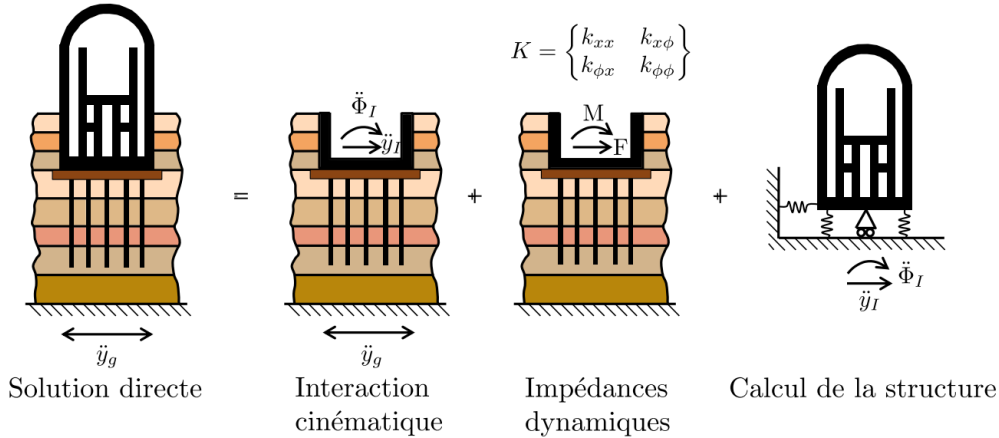


Figure 2.4 : Théorème de superposition de Kausel [91, 138]

Cette approche diminue de manière significative la taille du problème, ce qui la rend donc plus rapide que la méthode directe. Cependant, son fondement sur le principe de superposition limite son utilisation au cas de comportement linéaire. De ce fait, Elle ne convient pas aux problèmes d'interactions qui prennent en compte la non linéarité du comportement des matériaux [152].

2.2.2 Méthodes de prise en compte de l'interaction fluide-structure

Approche de masse ajoutée

Initialement développée par Westergaard [178] pour les barrages, cette technique peut également être utilisée sur d'autres ouvrages hydrauliques qui sont soumis à un mouvement sismique [2, 108]. A titre d'exemple, l'étude menée par Livaoglu et Dogangun [108] sur les réservoirs surélevés illustre bien cette approche.

Cette technique efficace et simplifiée est basée sur la solution analytique du problème à deux dimension de vibration du réservoir, en supposant que le barrage est infiniment rigide, d'un réservoir rectangulaire semi-infini et d'une excitation sismique horizontale harmonique décrite par l'expression :

$$\ddot{x} = a g \cos\left(\frac{2\pi}{T}t\right) \quad \text{à } x = 0 \quad (2.2)$$

avec a est le coefficient d'accélération sismique, g constante de gravité, $2\pi/T$ désigne la pulsation et t est le temps.

La forme du réservoir de hauteur (H) est associée à un système de coordonnées (xOy),

où l'axe Ox est orienté suivant le fond et l'axe Oy avec la paroi du barrage rigide. On suppose que la pression hydrodynamique est égale à zéro à la surface libre et à travers tout le domaine éloigné de l'interface entre le barrage et le réservoir. En outre, on suppose que le fond du réservoir n'a pas de mouvement vertical. Ces conditions sont formulées de la manière suivante :

$$\begin{cases} p(x, y = H) = 0 \\ \lim_{x \rightarrow \infty} p(x, y) = 0 \\ u_y(x, y = 0) = 0 \\ u_x(x = 0, y) = -a g \frac{T^2}{4\pi^2} \cos\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \end{cases} \quad (2.3)$$

L'évolution temporelle des composantes de déplacement $u_x(x, y, t)$ et $u_y(x, y, t)$ est donnée par la résolution du problème. Par la suite, la pression hydrodynamique est calculée en utilisant la relation de compressibilité linéaire : $p = K \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} \right)$. Cette pression s'exprime comme suit [152] :

$$p(x, y, t) = \frac{8a\rho g H}{\pi^2} \cos\left(\frac{2\pi}{T}t\right) \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left(\frac{1}{n^2 c_n} e^{-q_n x} \sin\left(n\pi \frac{H-y}{2H}\right) \right) \quad (2.4)$$

où q_n et C_n sont données par :

$$q_n = \frac{n\pi c_n}{2H} \quad ; \quad c_n = \sqrt{1 - \frac{16H^2}{n^2 c^2 T^2}} \quad (2.5)$$

avec $c = \sqrt{K/\rho}$ désigne la vitesse des ondes de pression dans l'eau. La pression à l'interface entre le barrage et le réservoir (où $x=0$) devient maximale quand $t = kT$, k entier, Elle est donnée par :

$$p_{\max}(y) = p(0, y, kT) = \frac{8a\rho g H}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left(\frac{1}{n^2 c_n} \sin\left(n\pi \frac{H-y}{2H}\right) \right) \quad (2.6)$$

Cette formule donne lieu à une configuration de l'allure de pression en forme de quart d'ellipse. Sa valeur maximale est atteinte au fond du réservoir et s'annule au niveau de la surface libre. En se référant à l'équation 2.4 où la pression a les mêmes pulsations et phases que l'excitation sismique, Westergaard avait suggéré de remplacer l'expression 2.6 par une autre équation plus pratique qui donne un effet inertiel équivalent en prenant en compte une certaine masse d'eau qui vibre à l'unisson avec le parement amont, ce qui permet d'introduire le concept de la masse ajoutée. La largeur b de cette masse ajoutée change en fonction de la hauteur de la manière suivante :

$$b = \frac{7}{8} \sqrt{H(H-y)} \quad (2.7)$$

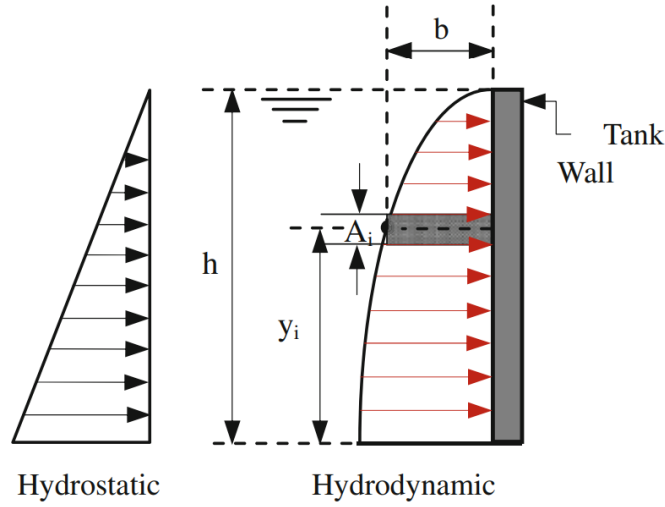


Figure 2.5 : Approche de la masse ajoutée [136, 178]

L'approche de masse ajoutée est fréquemment employée dans la résolution pratique lié aux problèmes d'interaction entre fluide et structure. L'équation 2.7 est d'une grande simplicité, elle permet d'intégrer l'effet du réservoir sur la dynamique du barrage avec l'ajout d'une masse fictive dépourvue de rigidité. Ce concept de Westergaard 2.4 est applicable si les valeurs de c_n sont réelles, c'est-à-dire :

$$1 - \frac{16H^2}{n^2 c^2 T^2} \geq 0$$

ce qui conduit à :

$$T > \frac{4H}{nc} \quad ; \quad n = 2i - 1, i = 1, 2, 3, \dots$$

L'expression :

$$T_i = \frac{4H}{(2i-1)c} \quad (2.8)$$

est la période du réservoir au mode propre i . Ainsi, l'approche de masse ajoutée n'est applicable que si la période fondamentale du réservoir $T_1 = 4H/c$ est plus courte que la période de l'excitation sismique.

Système mécanique équivalent de Housner

Cette technique de Housner [83], largement reconnue, conduit à des formulations relativement plus simples des efforts résultants, où la masse du liquide stocké est divisée

en deux composantes :

- Une composante passive entraînant des efforts d'impulsion.
- Une composante convective entraînant des efforts d'oscillation.

Les forces d'impulsion sont générées par une portion de la masse du fluide également appelée « masse passive », qui réagit à la translation des parois du réservoir par inertie. On aura un système mécanique équivalent en prenant en compte d'une masse (m_i), fixée rigidement au réservoir à une hauteur (h_i) qui applique sur les parois les mêmes contraintes horizontales que la masse du liquide équivalent. En ce qui concerne les forces d'oscillation, elles sont générées par la portion du fluide appelée « masse active » qui se met en ballonnement sous l'effet du mouvement sismique. On peut obtenir son équivalent mécanique en tenant compte d'une masse m_c , maintenue par un ressort de rigidité (K_c) à un niveau h_c . Ce ballonnement génère les mêmes vibrations que la masse dynamique du fluide, et la rigidité K_c est calculée en fonction de la pulsation.

$$\omega = \sqrt{\frac{K_c}{m_c}}$$

Sur la base du concept de Housner, le réservoir d'eau surélevé est représenté par un modèle équivalent comme illustré dans la figure 2.6

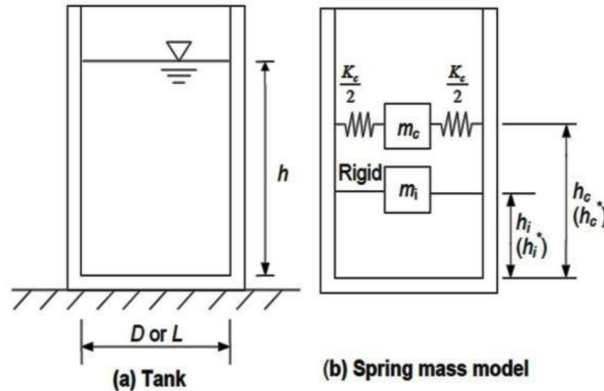


Figure 2.6 : Modélisation d'un réservoir d'eau par le système mécanique équivalent de Housner [83]

Selon la forme géométrique du réservoir, les masses impulsive et convective m_i , m_c , la raideur du ressort K_c , ainsi que les hauteurs respectives des masses impulsive et convective h_i et h_c , sont données par les formules suivantes [83] :

- Cas d'un réservoir de forme cylindrique d'un rayon R , de masse totale de l'eau m_e , et d'une hauteur de remplissage h :

$$m_i = m_e \frac{\tanh\left(\frac{1.7R}{h}\right)}{\frac{1.7R}{h}} \quad (2.9)$$

$$m_c = 0.6m_e \frac{\tanh\left(\frac{1.8h}{R}\right)}{\frac{1.8h}{R}} \quad (2.10)$$

$$K_c = 5.4m_c^2 \frac{gh}{m_e R^2} \quad (2.11)$$

$$h_i = \frac{3}{8}h \left\{ 1 + \alpha \left[\frac{m_e}{m_c} \left(\frac{R}{h} \right)^2 - 1 \right] \right\} \quad (2.12)$$

$$h_c = h \left[1 - 0.185 \left(\frac{m_e}{m_c} \right) \left(\frac{R}{h} \right)^2 - 0.56\beta \frac{R}{h} \sqrt{\left(\frac{m_e R}{3m_c h} \right)^2 - 1} \right] \quad (2.13)$$

avec

$$\beta = 2.0 \quad \alpha = 1.33$$

- Cas d'un réservoir de forme rectangulaire d'une longueur $2L$, de masse totale de l'eau m_e , et d'une hauteur de remplissage h :

$$m_i = m_e \frac{\tanh(1.7L/h)}{1.7L/h} \quad (2.14)$$

$$m_c = m_e \frac{0.83 \tanh \frac{1.6h}{L}}{\frac{1.6h}{L}} \quad (2.15)$$

$$K_c = 3 \frac{m_c^2 gh}{m_e L^2} \quad (2.16)$$

$$h_i = \frac{3}{8}h \left\{ 1 + \alpha \left[\frac{m_e}{m_c} \left(\frac{L}{h} \right)^2 - 1 \right] \right\} \quad (2.17)$$

$$\alpha = 1.33$$

$$h_c = h \left[1 - \frac{1}{3} \frac{m_e}{m_c} \left(\frac{L}{h} \right)^2 - 0.63\beta \frac{L}{h} \sqrt{0.28 \left(\frac{m_e L}{m_c h} \right)^2 - 1} \right] \quad (2.18)$$

$$\beta = 2$$

Où :

g : Accélération gravitationnelle. h_i , h_c : Hauteur associée à la masse m_i et m_c , respectivement.

Système mécanique équivalent selon l'Eurocode 8

En fonction des conditions d'excitation, on observe, selon Eurocode 8 [53], plusieurs types de pressions hydrodynamiques qui s'exercent sur un réservoir :

1- Sous une accélération horizontale du sol, on observe :

- (1-1) Une pression hydrodynamique impulsive rigide
- (1-2) Une pression hydrodynamique convective rigide
- (1-3) Une pression hydrodynamique impulsive flexible
- (1-4) Une pression hydrodynamique convective flexible

2- Sous une accélération verticale du sol, on observe :

- (2-1) Une pression hydrodynamique impulsive rigide
- (2-2) Une pression hydrodynamique convective rigide
- (2-3) Une pression hydrodynamique impulsive flexible
- (2-4) Une pression hydrodynamique convective flexible

Toutefois, sur la base des hypothèses et des recherches antérieures, uniquement les pressions (1-1), (1-2), (1-3), (2-1) et (2-3) sont prises en considération dans les normes en vigueur. Selon les recherches précédentes, les pressions (1-4), (2-2) et (2-4) génèrent des effets minimales et peuvent par conséquent être ignorées [22].

Selon l'Eurocode 8 [53], les périodes impulsives et convectives pour le cas d'un réservoir cylindrique sont calculées à partir des expressions suivantes :

$$T_i = C_i \frac{\sqrt{\rho_l}}{\sqrt{t_w/R}} \frac{h}{\sqrt{E}} \quad (2.19)$$

$$T_c = C_c \sqrt{R} \quad (2.20)$$

avec :

T_i : est la période du mode impulsif [s], T_c : est la période du mode convectif [s], C_i est C_c : sont respectivement des coefficients associés aux composantes impulsives et convectives, qu'on obtient à partir du tableau 2.2 en fonction de la hauteur de remplissage sur le rayon du réservoir (h/R). h : est la hauteur de remplissage, R : est le rayon de la cuve, t_w : est l'épaisseur de la paroi de la cuve, ρ_l : est la densité du liquide et E : est le module de Young du matériau.

Tableau 2.2 : Valeurs des premiers modes impulsifs et convectifs en fonction du rapport entre la hauteur de remplissage et du rayon du réservoir (h/R) [53]

h/R	C_i	C_c	m_i/m_e	m_c/m_e	h_i/h	h_c/h
0.3	9.28	2.09	0.176	0.824	0.400	0.521
0.5	7.74	1.74	0.300	0.700	0.400	0.543
0.7	6.97	1.6	0.414	0.586	0.401	0.571
1.0	6.36	1.52	0.548	0.452	0.419	0.616
1.5	6.06	1.48	0.686	0.314	0.439	0.690
2.0	6.21	1.48	0.763	0.237	0.448	0.751
2.5	6.56	1.48	0.810	0.190	0.452	0.794
3.0	7.03	1.48	0.842	0.158	0.453	0.825

2.3 Applications

2.3.1 Description du réservoir surélevé étudié

Le réservoir d'eau surélevé en béton armé considéré dans cette étude, est reproduit à l'identique de celui étudié dans [108], ses dimensions sont détaillées dans la figure 2.7. La hauteur du réservoir est de 32.3 m, la cuve est d'une capacité de 900 m³, sa hauteur est de 9.4 m, son épaisseur est de 40 cm et son rayon varie linéairement de 4.3 m à 6 m sur les hauteurs de 21.2 m et 24.15 m respectivement, ensuite il reste constant jusqu'à la hauteur de 30.6 m.

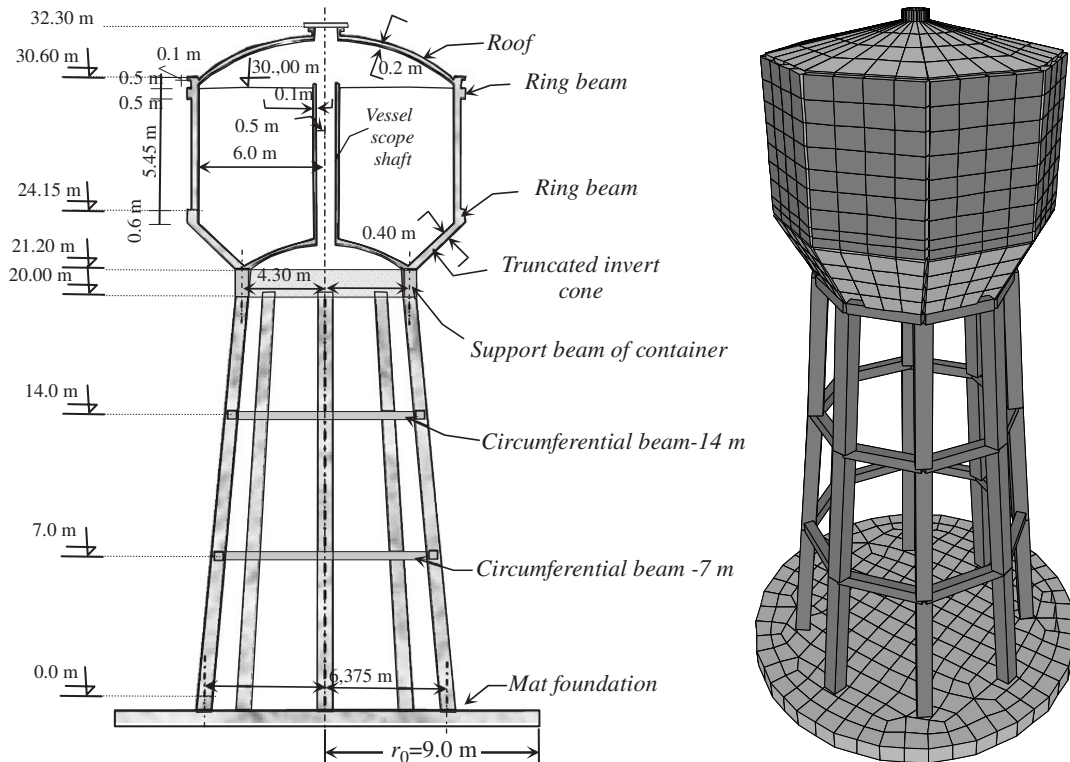


Figure 2.7 : Détails du réservoir étudié [108] et le modèle 3D en éléments finis

Le réservoir est supporté par huit poteaux d'une section carrée liés entre eux par des poutres circonférentielles à des niveaux de 7 m et 14 m de hauteur. Les dimensions des poteaux et des poutres sont $75 \times 75 \text{ cm}^2$ et $55 \times 50 \text{ cm}^2$, respectivement. Les poteaux sont renforcés par des barres d'armature en acier de $12\phi 25$, les poutres par $8\phi 25 + 8\phi 20$. Le module d'élasticité et la densité du béton armé sont pris comme suit : $E = 32164.2 \text{ MPa}$ et $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$, respectivement. La masse volumique de l'eau est de 1000 kg/m^3 . Les poteaux sont fixés à la base à l'aide d'un radier circulaire d'un rayon de 9 m, considéré comme une plaque rigide en contact avec le sol.

2.3.2 Modélisation

Les modèles simplifiés masse-ressort à 1DDL et 2DDL sont illustrés dans la figure 2.8.

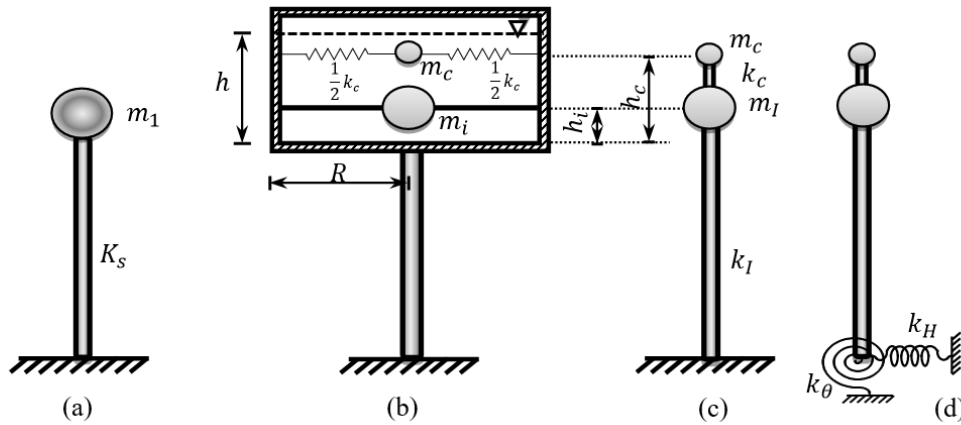


Figure 2.8 : Modèles simplifiés. (a) Modèle à un degré de liberté, (b) Modèle mécanique équivalent, (c) Modèle à deux degrés de liberté sans interaction sol-structure et (d) Modèle à deux degrés de liberté avec interaction sol-structure

Dans ces modèles mécaniques équivalents la masse m_1 est composée de : poids propre du container, maximum 66% du poids de la structure de support, et la masse totale de l'eau dans le cas du modèle à 1DDL ou la masse impulsive dans le cas du modèle à 2DDL [83]. Dans le cas du modèle à un degré de liberté montré sur la figure (2-a), le réservoir se comporte comme un pendule inversé de raideur k_s exprimée par :

$$K_s = \frac{3EI_c}{l_{cg}^3}$$

avec l_{cg} est la hauteur du centre de gravité de l'eau stockée par rapport à la base du réservoir, E désigne le module d'élasticité du matériau constituant le réservoir et I_c désigne le moment d'inertie de la structure qui supporte le réservoir [108].

Dans le modèle à deux degrés de liberté illustré sur la figure (2-b), la masse du fluide est composée d'une portion impulsive m_i ayant le même mouvement que la structure, et d'une

portion convective m_c liée aux parois du réservoir par des ressorts ayant une rigidité k_c . Les formules de Housner [83] qui sont également utilisées dans plusieurs études [84, 108], permettent de calculer ces deux masses :

$$m_c = m_e \frac{0.318R}{h} \tanh\left(\frac{1.84h}{R}\right) \quad ; \quad m_i = m_e \frac{h}{1.74R} \tanh\left(\frac{1.74R}{h}\right) \quad (2.21)$$

où m_e désigne masse totale de l'eau, R est le rayon du réservoir et h est la hauteur de remplissage. Ces masses impulsives et convectives sont placées respectivement aux hauteurs h_i et h_c données par :

$$h_i = \frac{3}{8}h \quad ; \quad h_c = h - \frac{R}{1.84} \frac{\cosh(1.84h/R) - 1}{\sinh(1.84h/R)} \quad (2.22)$$

La masse impulsive supposée se déplacer avec le conteneur est rigidement attachée aux parois, tandis que la masse convective représentant le ballonnement du liquide est liée aux parois par un ressort de rigidité $k_c = \omega_c^2 m_c$ avec ω_c comme fréquence du mode de ballonnement du liquide donnée par :

$$\omega_c^2 = (1.84g/R) \tanh(1.84h/R) \quad (2.23)$$

avec g est l'accélération de la pesanteur .

La structure de support du réservoir est d'une rigidité latérale k_1 qui est calculée en utilisant la méthode des éléments finis ou selon Dutta et al [46] par :

$$K_1 = \frac{12E_c I_c N_c}{Ch_p^3} \quad ; \quad C = \frac{2I_c N_p (4N_p^2 - 1)}{A_c R_s^2} + N_p + 2(N_p - 1) \frac{E_c I_c / h_p}{E_b I_b / L}$$

où A_c et I_c sont respectivement la section et le moment d'inertie des poteaux. E_c , E_b désignent les modules d'élasticité des matériaux constituant les poteaux et les poutres. N_c et N_p sont respectivement les nombres de poteaux et de panneaux. h_p est la hauteur du panneau, R_s est le rayon intermédiaire et L est la portée de la poutre.

Selon l'Eurocode 8 [53], si le réservoir surélevé prend la forme d'un cône tronqué inversé (ou s'en rapproche), on peut considérer un cylindre équivalent, qui possède le même volume de liquide que le réservoir en question. Le diamètre correspond alors à celui du cône au niveau du liquide. D'où, le cylindre équivalent est d'un rayon $R = 6m$, d'une hauteur de remplissage $h = 8m$ et d'un rapport $h/R = 1.333$.

Afin d'effectuer une évaluation des effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse dynamique du réservoir surélevé, la méthode des impédances de fondation a été adoptée. Les expressions des impédances dynamiques montrées sur la figure (2-d) k_y et k_θ sont exprimées selon FEMA368/369 [61] et selon Wolf [180, 181] par :

$$k_h = 8Gr/(2 - \nu) \quad ; \quad k_\theta = 8Gr^3/3(1 - \nu) \quad (2.24)$$

où : r désigne le rayon de la fondation circulaire, G , ν sont respectivement le module de cisaillement et le coefficient de poisson du sol.

Dans le quatrième modèle illustré sur la figure 2.7, on a effectué une discrétisation de la structure en éléments finis en trois dimensions. En utilisant des éléments de poutre de Bernoulli ayant 6 degrés de liberté par élément, les poteaux et les poutres sont modélisés tandis que le réservoir est modélisé par des éléments coques à 24 degrés de liberté par élément. Au poids volumique des parois s'ajoute la masse de l'eau qui est présumée inerte. De part ces avantages, la méthode des impédances de fondation est utilisée pour prendre en compte l'interaction entre le sol et la structure, pour éviter un grand nombre de degrés de liberté générés par la discrétisation du sol et les problèmes numériques associés, notamment à la troncature géométrique, l'application de l'accélération sismique et à la lenteur des calculs. Cette technique de prise en considération de l'ISS est acceptable, en supposant que le sol est traité comme un milieu semi-infini homogène ayant un comportement linéaire. Il convient de noter que la fondation présumée infiniment rigide est représentée en imposant aux points d'appui un comportement similaire à celui d'un corps rigide.

Les caractéristiques m_i , m_1 , m_c , h_i , h_c et k_c obtenues en utilisant les expressions aussi bien de Housner [83] que celles de l'Eurocode 8 [53] sont montrées dans le tableau 2.3.

Tableau 2.3 : Caractéristiques des modèles mécaniques simplifiés 1DDL et 2DDL selon l'Eurocode 8 [53] et les expressions de Housner [83]

Caractéristique	Housner	Eurocode 8
m_i ($10^6 kg$)	0.59	0.578
m_1 ($10^6 kg$)	1.213	1.194
m_c ($10^6 kg$)	0.212	0.325
h_c (m)	5.26	5.32
h_i (m)	3	3.456
k_c (kN/m)	628	963

Les valeurs des hauteurs h_i et h_c déterminées avec l'Eurocode-8 [53] sont légèrement plus élevées que celles calculées avec les formules de Housner [83]. Cependant, ce n'est pas le cas pour la rigidité K_c et la masse m_c , qui se révèlent être très supérieures à celles obtenues par Housner. Ces deux valeurs sont toutes deux augmentées d'un même pourcentage de 53%, ce qui aboutirait à des périodes assez proches. Le modèle à 1DDL est d'une masse de $m_1 = 1.52 \cdot 10^6$ kg et d'une rigidité de $k_s = 20507$ kN/m respectivement. La structure de support des modèles à 2DDL, avec ou sans ISS, est d'une rigidité de $k_1 = 43835$ kN/m.

Pour analyser l'effet de l'interaction sol-structure sur le comportement des réservoirs, les propriétés du sol sont diversifiées afin de représenter les différents sites identifiés dans

le règlement parasismique Algérien (RPA) [148] comme S_2 , S_3 et S_4 . Le fait que le site de type S_1 soit très ferme n'apporte guère de modifications par rapport au cas de base fixe. Le tableau 2.4 présente les caractéristiques choisies pour ces types de sols. Elles sont déterminées en fonction de la vitesse de propagation des ondes sismiques V_s . Pour les trois types de sols étudiés, nous avons fixé le coefficient de Poisson à $\nu=0.33$ et le poids volumique à $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$, respectivement.

Tableau 2.4 : Propriétés des sols et impédances utilisées

Type de sol	V_s (m/s)	G (MPa)	E (MN/m)	K_h (MN/m)	k_θ (MN.m)
S_2	600	733.944954	1952.29358	24611.3278	1001962.66
S_3	300	183.486239	488.073394	6152.83195	250490.666
S_4	150	45.8715596	122.018349	1538.20799	62622.6665

2.3.3 Comportement du réservoir en vibrations libres

Dans une première étude, on s'intéresse à l'évaluation du comportement du réservoir en vibrations libres. Le calcul des modes propres permet d'évaluer les périodes de vibrations de la structure seule encastrée à la base, avec et sans tenir compte de l'effet de l'eau et de la flexibilité du sol. Ces effets sont quantifiés en comparant notamment les valeurs de la période du mode fondamental.

Évaluation de l'effet de la masse d'eau stockée

La comparaison de la période de vibration propre du mode fondamental de la structure a permis d'examiner l'effet de la masse d'eau stockée. La totalité de cette masse d'eau stockée est présumée participer au comportement dynamique dans le modèle à un seul degré de liberté. En effet, sans tenir compte de l'eau stockée, la période de vibration calculée est de $T_s = 1.0925 \text{ s}$, tandis que si on tient compte de l'eau, la période de vibration calculée est de $T_{se} = 1.7106 \text{ s}$, soit une augmentation de 60%. Ce résultat est prévisible du fait que l'eau ne fait qu'augmenter la masse de la structure sans pour autant augmenter sa rigidité. Le modèle tenant compte du ballonnement, obtenu avec les formules de Housner ou avec l'Eurocode-8, a permis d'examiner aussi bien l'effet inertiel que le ballonnement de l'eau. Ainsi, on obtient deux périodes l'une convective T_c et l'autre impulsive T_i qui sont données dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5 : Périodes de vibration des modèles à 2DDL

Périodes (s)	Modèle de l'EC-08	Modèle de Housner
T_i	1.1506	1.1647
T_c	3.7313	3.6873

Bien que les masses et la rigidité des modèles à deux degrés de liberté évalués selon Housner et l'Eurocode-8 soient différentes, on constate qu'elles ont néanmoins abouti à des périodes quasiment identiques. Contrairement au modèle 1DDL où l'ensemble de la masse d'eau participe aux effets inertiels, dans ces modèles avec ballottement, la période impulsive est inférieure à T_{se} , ce qui indique que seulement une portion de la masse d'eau qui doit être prise en compte dans le calcul dynamique. La partie convective de l'eau a un mouvement différent de celui de la structure, avec une période T_c significativement plus étendue. Cette différence considérable entre la valeur de la période impulsive et celle de la période convective montre que les deux comportements sont plus ou moins découplés.

La masse équivalente de l'eau dans le modèle 3D en éléments finis est déterminée, d'une manière à obtenir une période de vibration du mode fondamental proche de la période impulsive T_i du modèle à deux degrés de liberté. Ainsi, la valeur de la masse d'eau équivalente est $m_{e3D} = 617\ 000$ kg, qui est répartie sur les parois du réservoir à partir du fond jusqu'à une hauteur de 6 m. Cette masse équivalente m_{e3D} égale à la masse impulsive m_i à laquelle s'ajoute une petite partie de la masse convective m_c qui est de l'ordre de 9 % dans le cas du modèle obtenu avec les expressions de Housner et de l'ordre de 12 % pour le modèle obtenu selon l'Eurocode-8.

$$m_{e3D} = m_{i_{Housner}} + 0.09 m_{c_{Housner}} \quad (2.25)$$

$$m_{e3D} = m_{i_{EC-08}} + 0.12 m_{c_{EC-08}} \quad (2.26)$$

Il est à noter que ces expressions dépendent du taux de remplissage du réservoir surélevé et de sa forme géométrique.

Évaluation de l'effet de la flexibilité du sol

L'interaction sol-structure (ISS) est mise en évidence en supposant que la structure n'est pas encastree à sa base. Dans ce cas, la radier est considéré rigide et posé sur un sol semi-infini homogène flexible, qui est représenté par des ressorts agissant à la translation et à la rotation. Comme indiqué dans le tableau 2.4, les propriétés mécaniques du sol ont été variées et selon chaque type de sol, les périodes de vibration ont été calculées en prenant en compte de l'effet de l'eau stockée. Ces périodes obtenues sont représentées dans le tableau 2.6.

Les périodes de vibration calculées par le modèle à deux degrés de liberté sont relativement proches de celles calculées par la modélisation en éléments finis 3D. Il est à noter également que l'ISS a pour effet d'accroître encore plus la période de vibration de la structure, cet allongement est proportionnel à la flexibilité du sol, toutefois, il est à signaler qu'il est

Tableau 2.6 : Périodes de vibration obtenues avec la prise en compte de l'effet de la flexibilité du sol

Type de sol	Modèle 2DDL			Modèle 3D en éléments finis		
	S_2	S_3	S_4	S_2	S_3	S_4
Période calculée (s)	1.1631	1.199	1.3345	1.1829	1.2242	1.3196

négligeable dans le cas du sol de type S_2 qui est un sol ferme.

2.3.4 Réponse du réservoir surélevé sous excitation horizontale harmonique

La réponse fréquentielle du réservoir surélevé est évaluée sous un chargement horizontale harmonique d'une pulsation ω et d'une amplitude unitaire, imposé à la base de la structure $\ddot{x}_g(t) = e^{i\omega t}$, $\omega = 2\pi/T$, T varie de 0 à 5 second. Selon chaque modèle considéré, la résolution de l'équation du mouvement dynamique de la structure est effectuée en déplacement $U = U_{(max)}e^{i\omega t}$, le taux d'amortissement critique est pris $\xi = 5\%$. Par la suite, l'évaluation de l'effort tranchant à la base en fonction de la période de vibration est effectuée puis tracée sur les figures 2.9 et 2.10.

Évaluation de l'effet de la masse d'eau stockée

En négligeant l'ISS, l'effort tranchant à la base du modèle en éléments finis 3D est évalué dans les deux cas avec et sans prise en compte de la masse d'eau stockée. Cette évolution de l'effort tranchant à la base (V_{base}) est tracée dans la figure 2.9.

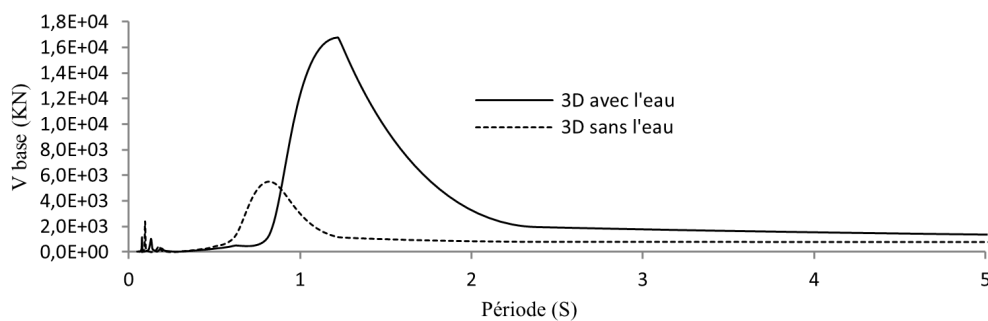


Figure 2.9 : Évolution de l'effort tranchant à la base du modèle 3D avec et sans prise en compte de la masse d'eau stockée.

Il est montré dans cette figure que la masse d'eau stockée a pour effet d'amplifier l'effort tranchant à la base du modèle et également de repousser le pic vers les grandes périodes de vibration, ces résultats concordent avec ceux obtenus du calcul des modes propres.

L'évolution de l'effort tranchant à la base en fonction des périodes pour les deux modèles à 2DDL et le modèle d'éléments finis 3D est représentée dans la figure 2.10. Les réponses

évaluées avec les trois modèles sont pratiquement les mêmes, en effet, le pic de chaque réponse des trois modèles correspond à la même période de vibration ce qui montre la fiabilité des résultats obtenus par le modèle d'éléments finis 3D. L'unique différence se trouve dans la valeur du pic de chaque réponse ; dans le modèle d'éléments finis 3D le pic est 20.94 % et de 57.68 % plus grand que celui des réponses des modèles de Housner et de l'Eurocode 8 respectivement.

On voit dans les deux figures 2.9 et 2.10 l'apparition de pics d'une amplitude faible qui correspondent aux modes supérieurs du modèle en éléments finis 3D, ces pics sont d'une contribution très faible à la réponse du modèle devant celle du premier mode.

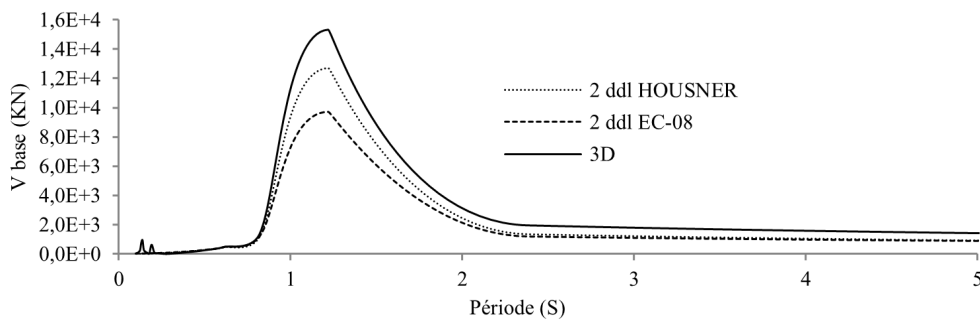


Figure 2.10 : Évolution de l'effort tranchant à la base du modèle d'éléments finis 3D et des modèles de Housner et de l'Eurocode 8

Évaluation de l'effet de la flexibilité du sol

La figure 2.11 illustre l'effet de l'ISS sur la réponse fréquentielle du réservoir surélevé, en présentant la réponse fréquentielle en termes d'effort tranchant à la base du modèle d'éléments finis 3D calculée pour les trois catégories de sol considérés dans cette étude.

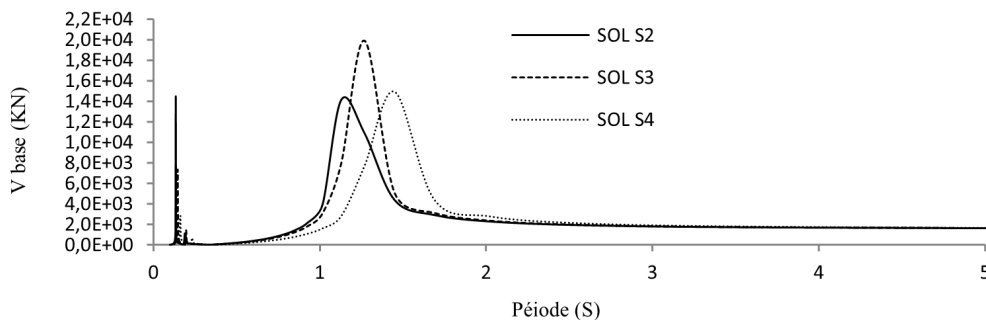


Figure 2.11 : Évolution de l'effort tranchant à la base du modèle d'éléments finis 3D pour les trois types de sol considérés

On voit dans cette figure que l'ISS tend à repousser les pics vers des périodes plus lentes. Il est aussi clair que l'amplification qui correspond au site de type S_3 est la plus significative. Il paraît que les propriétés de ce site sont les plus nuisibles vis-à-vis de la

réponse fréquentielle du réservoir surélevé. On doit également noter ici la même observation relative aux pics des modes supérieurs, comme souligné dans les figures 2.9 et 2.10.

2.3.5 Réponse du réservoir surélevé sous excitation sismique

Afin d'évaluer l'effet de la masse d'eau stockée et de la flexibilité du sol sur le comportement sismique du réservoir, les modèles à deux degrés de libertés de Housner et de l'Eurocode 8 ainsi que le modèle 3D en éléments finis sont soumis aux excitations du mouvement sismique du 21/05/2003 à Boumerdès. Dans cette étude, l'enregistrement accélérométrique considéré est celui de la composante Nord-Sud de la station Dar El Beida.

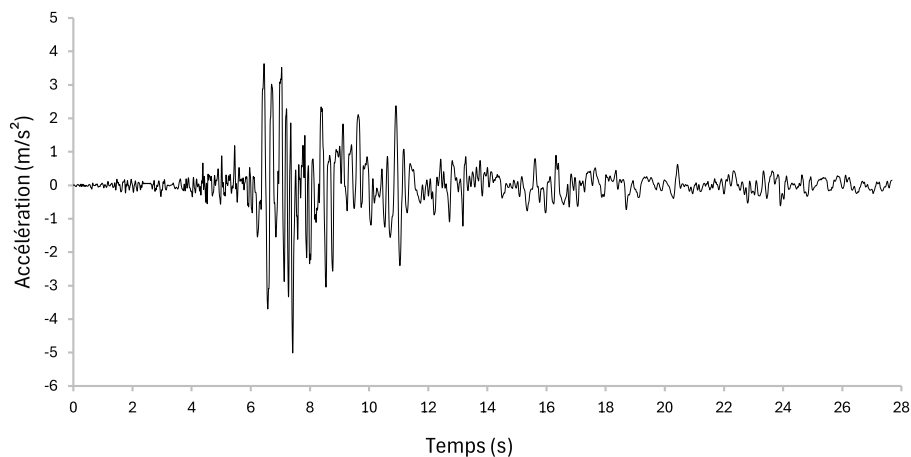


Figure 2.12 : Accélération sismique : Composante Nord-Sud de l'enregistrement à la station Dar El Beida du séisme de Boumerdes 21/05/2003

Évaluation de l'effet de la masse d'eau stockée

Le modèle d'éléments finis 3D à base fixe (sans ISS) est employé afin d'évaluer l'effort tranchant à la base obtenu dans les deux cas avec et sans considération de la masse d'eau stockée. La figure 2.13 représente l'évolution de l'effort tranchant (V base) en fonction du temps (t).

On remarque à partir de ces courbes représentées dans cette figure, une augmentation de l'effort tranchant à la base de la structure qui est due à la prise en compte de la masse d'eau stockée, ce qui concorde avec les résultats des périodes des modes propres. Effectivement, la prise en compte de la masse d'eau dans le modèle fait accroître les forces d'inertie auxquelles est soumise la structure, tandis que sa rigidité reste inchangée. En outre, le pic s'accroît de 1637.53 KN à 4261.83 KN, équivalant à une augmentation d'environ 160.25%.

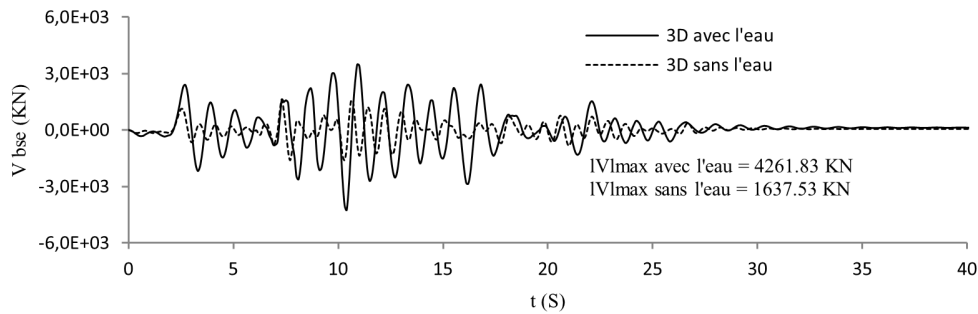


Figure 2.13 : Évolution de l'effort tranchant à la base du modèle d'éléments finis 3D avec et sans prise en compte de l'eau

Cela montre l'importance cruciale de prendre en compte de l'eau stockée pour effectuer un calcul dynamique précis des réservoirs surélevés.

Une comparaison a également été effectuée entre le modèle à éléments finis en 3D et les modèles à 2DDL. La figure 2.14 montre la progression temporelle de l'effort tranchant à la base pour les trois modèles. Il est à remarquer que le comportement sismique des trois modèles est presque le même.

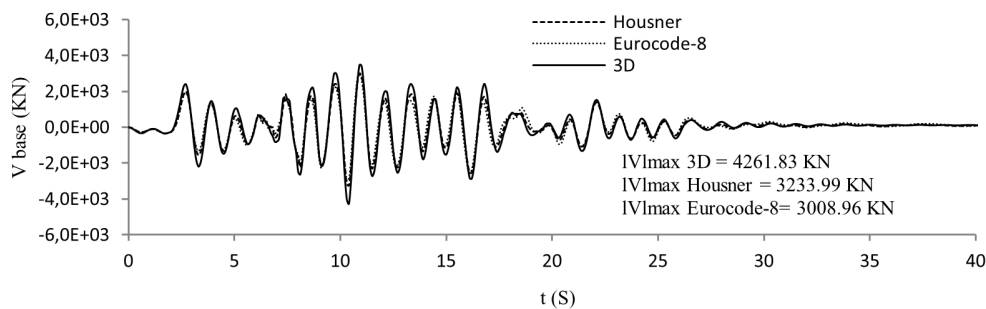


Figure 2.14 : Evolution de l'effort tranchant à la base du modèle d'éléments finis 3D et des modèles à deux degrés de liberté

L'unique différence peut être soulignée dans les valeurs des pics. Le modèle d'éléments finis 3D est d'un pic plus grand de 31.78 % et de 41.63 % que le pic de la réponse des modèles de Housner et de l'Eurocode 8, respectivement.

Évaluation de l'effet de la flexibilité du sol

L'évolution de l'effort tranchant à la base du modèle d'éléments finis 3D est représentée dans les figures 2.15, 2.16 et 2.17 pour les trois types de sol considérés dans cette étude.

Il est à noter à partir de ces résultats que la flexibilité du sol a pour effet de réduire les efforts tranchants à la base du modèle. En effet, le pic est réduit de 4294.04 KN à 3366.49 KN et à 2556.98 KN quand on varie respectivement le type de sol du type S_2 au type S_3 et au type S_4 . Il est évident que ce constat dépend aussi bien du contenu fréquentiel de

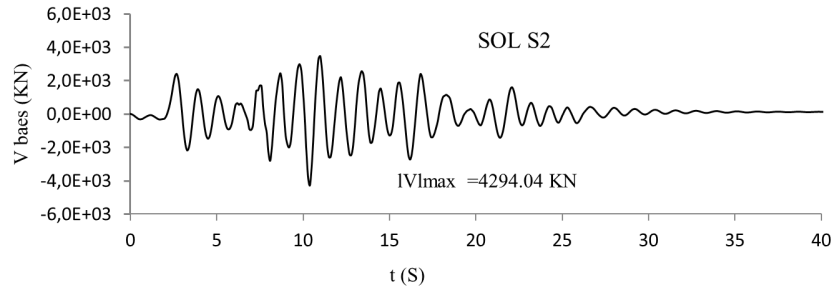


Figure 2.15 : Évolution de l'effort tranchant à la base du modèle d'éléments finis 3D avec Sol de type S_2

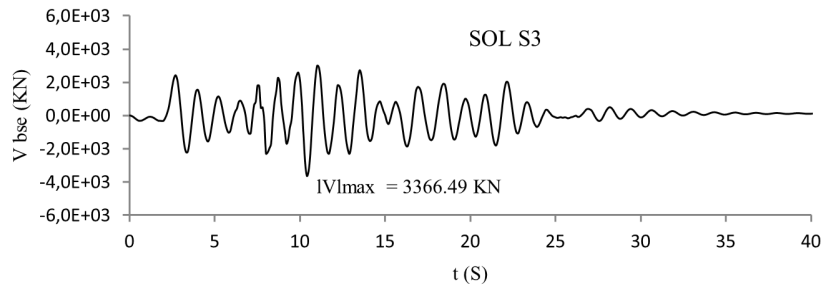


Figure 2.16 : Évolution de l'effort tranchant à la base du modèle d'éléments finis 3D avec Sol de type S_3

l'excitation sismique que de la différence entre la rigidité du réservoir surélevé et celle du sol.

2.4 Conclusion

Dans ce chapitre on s'est intéressé à la réponse sismique des réservoirs surélevés, avec la prise en compte aussi bien de la masse d'eau stockée et de sa partie convective que de la flexibilité du sol. Une étude comparative a été conduite en utilisant des modèles mécaniques simplifiés à 1DDL (sans l'effet de la partie convective de l'eau) et à 2DDL (avec

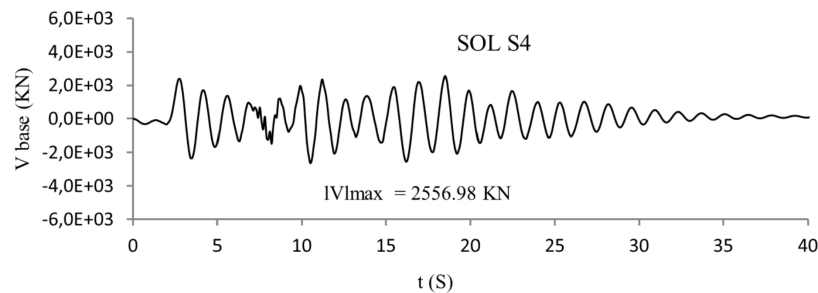


Figure 2.17 : Évolution de l'effort tranchant à la base du modèle d'éléments finis 3D avec Sol de type S_4

l'effet d'oscillation de la partie convective de l'eau), ainsi qu'un modèle d'éléments finis 3D. Les propriétés mécaniques des modèles simplifiés, prenant en compte le ballonnement sont déterminées à l'aide des formules de l'Eurocode 8 et de Housner . L'interaction entre le sol et le réservoir surélevé est considérée en représentant le sol par un système de ressorts qui travaillent en translation et en rotation.

Dans le modèle en trois dimensions, la structure est subdivisée en éléments finis, tandis que le fluide a été représenté par une masse équivalente qui est prise en considération en augmentant la masse volumique du matériau constituant les parois du réservoir. L'étude des variations des périodes de vibration naturelles, de la réponse sous une excitation horizontale harmonique et de la réponse sous excitation sismique, ont permis de mettre en évidence l'importance des interactions entre le fluide et la structure ainsi que entre le sol et la structure. Dans cette optique, divers modèles mécaniques et numériques ont été mis en œuvre, les conclusions tirées ont montré principalement :

- L'augmentation de la période du mode propre par le fait de prendre en compte la masse d'eau stockée, en effet, l'eau ne fait qu'accroître la masse de la structure tandis que sa rigidité reste inchangée.
- La période de vibration du modèle à un degré de liberté est supérieure à la période du mode impulsif des modèles à deux degrés de liberté. Dans le modèle à 1DDL c'est la totalité de la masse d'eau qui contribue aux effets inertiels.
- Bien que leurs rigidités et masses ne soient pas les mêmes, les modèles mécaniques simplifiés calculés selon les formules de Housner et de l'Eurocode 8 ont le même comportement en termes de périodes de vibration.
- Dans cette investigation, il a été démontré qu'une masse équivalente tenant compte de la totalité de la masse impulsive et d'une portion de la masse convective peut être appliquée dans les modèles 3D par éléments finis des réservoirs surélevés. Il a été prouvé qu'elle produit des résultats satisfaisants.
- Tout comme dans de nombreux travaux de recherches sur l'interaction sol-structure, notre étude a également permis de constater que la flexibilité du sol amplifie la période de vibration, tout en diminuant l'effort tranchant à la base du réservoir surélevé.

Évaluation de la demande sismique du réservoir surélevé à base fixe

3.1 Introduction

L'objectif fondamental du calcul para-sismique des structures est de leur garantir un niveau de sûreté admissible qui diminue les risques liés aux défaillances structurelles, aux désastres et aux pertes humaines. Selon la nature et l'usage de la structure, l'analyse de sa réaction face à un séisme dans le cadre des normes et réglementations para-sismiques se fait en utilisant des techniques simplifiées [187]. L'analyse de ces ouvrages repose principalement sur la comparaison entre un critère d'exigence et un critère de capacité. Le calcul para-sismique classique se base sur l'évaluation de l'effort tranchant à la base de l'ouvrage. En effet, l'ingénieur évalue l'effort induit par un tremblement de terre spécifique à la base de l'édifice, et il le confronte à la capacité de résistance de la structure [81].

Lorsqu'un ouvrage est soumis à un tremblement de terre intense, il subit dans la plupart du temps une sollicitation au-delà de son domaine élastique et par conséquent, son comportement devient fortement non linéaire. En raison de la nature élasto-plastique du béton armé, la détérioration se manifeste soit de manière graduelle, soit soudaine, dans différents compartiments de la structure, entraînant ainsi une plastification (ou dégradation), ce qui conduit à une redistribution des charges. Lors de la réponse dynamique une modification de la rigidité globale est entraînée et la capacité de résistance est liée au comportement spécifique de chaque élément de la structure [78].

L'endommagement est beaucoup plus lié au déplacement qu'à l'effort subit par la structure, car la déformation est principalement associée à un dépassement de sa limite plutôt qu'à un excès de la limite en sollicitation. Ainsi, recourir à l'analyse linéaire s'avère insuffisant et non économique. Toutefois, l'utilisation d'une analyse temporelle non-linéaire qui est complexe à l'échelle d'un bureau d'ingénierie, bien qu'elle paraisse être la méthode la plus adaptée pour obtenir une réponse dynamique assez précise, souffre d'un défaut majeur relatif au manque d'un ensemble d'accélération sismiques représentatives pour un type de site donné [81, 187].

Pour pallier à ces contraintes, Chopra et Goel [27] ont élaboré différentes approches comme la technique des coefficients de déplacement ou celle du spectre de capacité. En s'appuyant

sur ces différentes approches, une nouvelle technique axée sur les notions de capacité et de performance a été développée [55]. Il s'agit d'utiliser une technique de dimensionnement direct basée sur l'approche des déplacements, en déterminant au préalable le déplacement cible (limite) de l'ouvrage, plutôt que de le dimensionner selon la méthode des forces qui est généralement utilisée par les normes para-sismiques.

Cette méthode associe l'analyse statique non linéaire d'un système à plusieurs degrés de liberté (PDDL), et l'analyse basée sur le spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté, dans un format inédit (d'accélération-déplacements) [55]. Il s'agit d'une technique d'analyse pseudo-statique simplifiée, non linéaire qui n'est pas en fonction du temps.

Dans ce présent chapitre, cette méthode est utilisée afin d'évaluer le comportement non-linéaire d'un réservoir surélevé dont une description détaillée est présentée dans la section 2.3.1. Pour ce faire, la structure qui supporte le réservoir surélevé a été étudiée ; le poids du réservoir ainsi que celui de l'eau stockée sont distribués sur les huit poteaux du modèle en éléments finis 3D. Afin de mettre en évidence le comportement non-linéaire des matériaux, des éléments fibres ont été utilisés et l'atténuation par hystérésis a été systématiquement prise en compte dans leurs formulations. Les modèles constitutifs de Mander [118] et de Menegotto-pinto [124] sont employés pour représenter le béton et l'acier, respectivement. Ainsi, la demande sismique du réservoir surélevé a été évaluée en terme de déplacement au sommet de sa structure de support et l'état de déformation a été constaté en examinant toutes les fibres au fur et à mesure qu'on exerce un chargement monotone.

3.2 Performance sismique selon la méthode N2

Dans le cadre d'une évolution rationnelle des méthodes de calcul parasismique, la communauté des ingénieurs a été contrainte de concevoir une nouvelle génération de méthodes de calcul et démarches de réhabilitation intégrant des concepts basés sur la performance des structures. Il est bien évident que le contrôle des dommages doit être plus explicite dans ces nouvelles approches. Cet objectif ne peut être réalisé que par l'implémentation de techniques d'analyse non linéaire lors du dimensionnement telles que la méthode du spectre de capacité développée par Freeman [69] ou la méthode N2 élaborée par Fajfar et Fischinger [56, 57].

L'élaboration de la méthode N2 a débuté dans les années 1980, l'idée initiale étant dérivée du modèle Q conçu par Saiidi et Sozen [149], qui a subi moult perfectionnements. Dernièrement, en s'inspirant de Bertero [19] et Reinhorn [146], cette méthode a été développée au format accélération-déplacement. Cette mise à jour permet d'intégrer les bénéfices de la représentation graphique de la technique du spectre de

capacité ainsi que du spectre de réponse inélastique déduit à partir du spectre élastique réduit.

Dans l'analyse statique non linéaire Pushover, l'attribution des charges latérales est directement associée au mode de déplacement, ce qui rend possible la conversion d'un système à plusieurs degrés de liberté (PDDL) en un autre équivalent à un seul degré de liberté (1DDL). Il s'agit de l'hypothèse fondamentale pour établir l'équivalence entre un système à PDDL et un système à 1DDL[55].

3.2.1 Procédures de la méthode N2

Cette procédure se base sur quatre étapes essentielles [55–57].

Étape 1 : Le modèle structurel à PDDL bi-dimensionnel est utilisé, la relation non linéaire force-déplacement pour les éléments principaux sous un chargement monotone est déterminée.

Le modèle est traité comme une poutre dotée d'une plasticité localisée sur ses supports. On emploie une relation bilinéaire ou trilineaire $M - \theta$. Ainsi, la demande sismique est exprimée sous forme de spectre de réponse élastique, où l'accélération spectrale est déterminée en fonction de la période naturelle T de l'ouvrage pour un coefficient d'amortissement spécifié.

Étape 2 : Partant d'un spectre élastique basé sur l'accélération, un spectre inélastique sera dérivé de celui-ci au format accélération-déplacement. Pour un système élastique à un degré de liberté, on peut appliquer la relation suivante :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (3.1)$$

avec S_{ae} et S_{de} désignent respectivement l'accélération et les déplacements spectraux élastiques associés à la période T pour une ductilité inchangée. Pour un système à un degré de liberté inélastique avec une relation bilinéaire entre la force et le déplacement, on peut déterminer l'accélération ainsi que le déplacement spectral par :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (3.2)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu}, \quad S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2}, \quad S_{ae} = \frac{\mu T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3.3)$$

avec, μ et R_μ représentent respectivement la ductilité et le facteur de ductilité employés pour prendre en compte la dissipation d'énergie par hystérétique des ouvrages ductiles,

calculée à travers des relations ($R_{\mu-\mu-T}$).

Dans la méthode N2, on prend en compte l'expression suivante :

$$R_{\mu} = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad \text{si } T < T_c \quad (3.4)$$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{si } T \geq T_c \quad (3.5)$$

avec, T_c représente la période de transition entre la phase d'accélérations constantes (pour les périodes courtes) et la section parabolique à vitesse stable (pour les périodes moyennes).

On peut constater à partir des équations 3.4 et 3.5 que :

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{si } T \geq T_c \quad S_d = \frac{\mu}{R_{\mu}} S_{de} = \frac{\mu}{\mu} S_{de} \iff S_d = S_{de} \quad (3.6)$$

La loi des déplacements égaux s'applique aux périodes moyennes et longues (le déplacement d'un système inélastique est identique à celui d'un système élastique sur la même période).

A partir des équations 3.2 à 3.5, on obtient un spectre de demande inélastique pour une ductilité stable.

Étape 3 :

L'analyse statique non linéaire Pushover est perfectionnée en imposant à l'ouvrage une charge latérale croissante, représentant les forces d'inertie susceptibles d'agir sur la structure lors de son chargement. Face à une charge de plus en plus importante, divers éléments structuraux se plastifient et, de ce fait, perdent une partie de leur rigidité. Pour le système PDDL, une relation entre force et déplacement est définie, qui représente l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure. La sélection de la distribution de la charge latérale est cruciale pour l'analyse statique non linéaire, et s'appuyer uniquement sur une seule distribution peut ne pas fournir des résultats satisfaisants. La meilleure technique consiste donc à faire une combinaison de deux méthodes de chargement.

La charge latérale P utilisée dans la méthode N2, est définie par :

$$P = p \cdot \psi = p \cdot M \cdot \phi \quad (3.7)$$

où M désigne la matrice diagonale de masse et ϕ le vecteur modal. Le facteur (p) régule l'intensité de la charge latérale, tandis que la forme de la distribution (indiquée par ψ) est principalement déterminée par le mode ϕ . L'équation 3.8 indique que le chargement latéral au niveau i , de masse m_i , est lié au mode ϕ_i .

$$P_i = p \cdot m_i \cdot \phi_i \quad (3.8)$$

Étape 4 : Diagramme de capacité et modèle du système équivalent.

On établit une correspondance entre la structure réelle (système à PDDL) et un système à 1DDL. Étant donné que l'équation du mouvement du système réel est déterminée de la manière suivante :

$$M \cdot \ddot{U} + R = M \cdot I \cdot a \quad (3.9)$$

dont le vecteur déplacement est noté U et le vecteur forces internes du système est désigné par R . I représente le vecteur unité et (a) correspond à l'accélération temporelle du sol. Dans le spectre de dimensionnement, l'amortissement sera pris en considération.

Cette approche repose sur l'hypothèse que le mode propre ϕ demeure stable pendant la réponse de l'ouvrage sous un chargement sismique. Le vecteur de déplacement U est formulé comme suit : $U = \phi \cdot D_t$

Suite à la reformulation de l'équation 3.9 pour un système à PDDL, on obtient l'équation suivante pour le système équivalent à 1DDL :

$$m^* \cdot \ddot{D}^* + F^* = -m^* \cdot a \quad (3.10)$$

Étant donné que la force et le déplacement pour le système 1DDL sont définis comme suit :

$$m^* = \phi^T \cdot M \cdot I = \sum m_i \cdot \phi_i \quad (3.11)$$

$$F^* = \frac{T_{base}}{\alpha} \quad \text{et} \quad D^* = \frac{\Delta_{tête}}{\alpha} \quad (3.12)$$

où

$$\alpha = \frac{\sum m_i \cdot \phi_i}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \phi_i^2} \quad (3.13)$$

Le facteur de participation modale, noté α , contrôle la conversion des paramètres d'un système à PDDL vers un système à 1DDL et vice versa.

On obtient le diagramme de capacité en termes d'accélération-déplacement en divisant les forces du diagramme $F^* - D^*$ par la masse équivalente m^* .

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (3.14)$$

Le point de performance, dans cette méthode, est déterminé quand la ductilité de la structure est égale à la demande en ductilité du spectre.

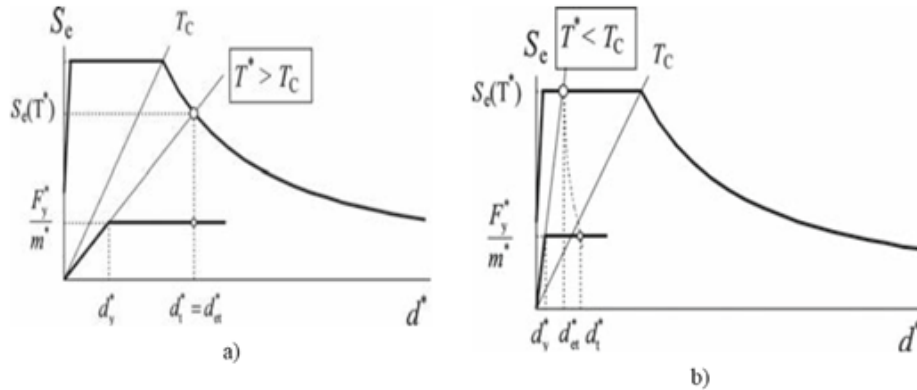


Figure 3.1 : Déplacement cible du système équivalent à 1DDL dans l'analyse statique non linéaire : a) Intervalles de moyenne et longue période ; b) Intervalles des périodes courtes

Pour évaluer la demande sismique, il est nécessaire de calculer la période élastique T^* du système équivalent. D'après Fajfar [57], on peut déterminer la période T^* à travers l'équation ci-après :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot D_y^*}{F_y^*}} \quad (3.15)$$

La limite et la rigidité élastique du système équivalent, correspondent à la force et au déplacement F_y^* et D_y^* , respectivement. Ils sont déterminés en considérant une linéarisation de la courbe de capacité en une courbe élastique parfaitement plastique, comme l'indique la figure 3.2 ci-après :

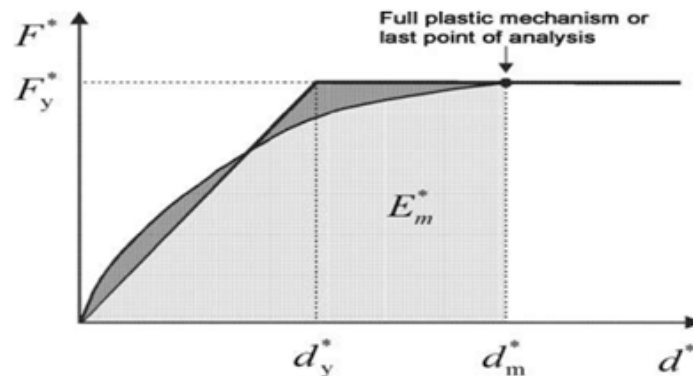


Figure 3.2 : Courbe élastique parfaitement plastique obtenue par la linéarisation de la courbe de capacité

D'après la courbe élastique parfaitement plastique, la force élastique F_y^* , est prise en compte comme étant la résistance ultime du système équivalent, qui correspond à la force

F^* lorsqu'un mécanisme plastique complet se manifeste (c'est le point terminal de la courbe de capacité). Ensuite, on peut appliquer le principe d'égalité des énergie pour déterminer le déplacement élastique d_y^* du système équivalent :

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (3.16)$$

La rigidité élastique du système équivalent à un seul degré de liberté est dans ce cas égale à F_y^*/d_y^*

3.2.2 Définition de la demande sismique à travers le déplacement cible

Le déplacement cible d'une structure se réfère au déplacement maximal à son sommet et au niveau de son centre de gravité. C'est un indicateur estimatif du déplacement total que la structure pourrait subir sous un chargement sismique. D'après la méthode N2 [55], le déplacement cible est défini en se basant sur l'égalité des déplacements.

Si $T^* \geq T_c$, le déplacement cible $d_t^*(S_d)$ est considéré comme étant égal au déplacement spectral $d_s^*(S_{de})$ du système équivalent à un degré de liberté :

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad \text{et} \quad \mu = R_\mu \quad (3.17)$$

$$\text{Dans le cas où } T^* \geq T_c \quad d_t^* = d_s^*(T^*) = \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 S_a(T^*) \quad (3.18)$$

$$\text{Sinon si } T^* < T_c \quad d_t^* = \frac{d_s(T^*)}{q_u} \left[1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_s(T^*) \quad (3.19)$$

$$\text{où } q_u = \frac{m^* S_a(T^*)}{F_y^*} \quad (3.20)$$

et désigne le facteur de réduction de la résistance.

3.3 Définition du point de performance

On a souvent recours à des spectres de réponse en déplacement ou en accélération pour considérer la demande sismique. Il est donc nécessaire de transformer les axes de la courbe de capacité pour qu'ils soient exprimés dans les mêmes unités :

- On divise la réaction à la base sur la masse pour obtenir une accélération.

- On divise le déplacement sur le facteur de participation modale pour obtenir déplacement du système équivalent.

Il existe diverses techniques pour définir le point de performance. Par exemple, l'Eurocode 8 [53] facilite la détermination du point de performance en se basant sur la règle d'égalité des déplacements. En revanche, d'autres normes envisagent des itérations utilisant divers spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas, on identifie ce qu'on appelle un point de performance avec lequel on peut évaluer le comportement d'une structure en réponse à un séisme.

D'après les recommandations de l'Eurocode 8 [53], le déplacement élastique d'une structure équivalente est déterminé en prolongeant la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'à son intersection avec le spectre. Le déplacement inélastique de la structure réelle représente celui qui lui correspond sur la courbe de capacité. Par ce moyen, on peut déterminer si la structure nécessite une amélioration de sa capacité à se déformer ou plutôt d'augmenter sa rigidité.

3.4 Applications

3.4.1 Détermination du point de performance du réservoir surélevé avec base fixe par l'utilisation de la méthode N2

Le but de cette étude est d'examiner la structure supportant le réservoir surélevé dont une description détaillée est donnée dans la section 2.3.1. La réponse non-linéaire de la structure de support du modèle d'éléments finis 3D du réservoir surélevé est étudiée en utilisant SeismoStruct [154]; qui est un logiciel basé sur la méthode des éléments finis, permettant de modéliser les sections des poteaux et poutres par le modèle fibre. Une relation contrainte-déformation uni-axiale (Figure 3.3) est définie pour toutes les fibres. Les états des contraintes et des déformations dans les sections sont ensuite obtenus par l'introduction de la réponse uni-axiale non-linéaire de chaque fibre.

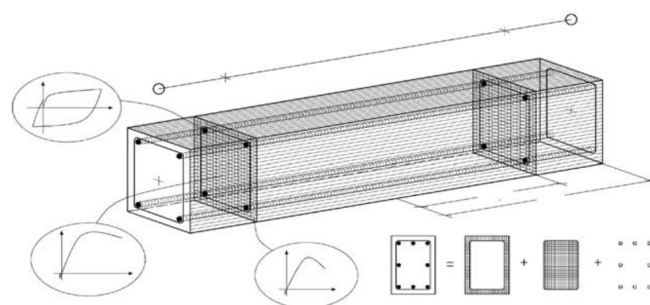


Figure 3.3 : Le modèle fibre [154].

Dans la modélisation, la non linéarité du comportement des matériaux ainsi que l'atténuation par hystérésis ont été systématiquement prise en compte dans la formulation des éléments fibres employés.

Le modèle de Mander et al [118] qui est un modèle non-linéaire sans résistance à la traction, est employé pour représenter le comportement du béton. Ce modèle est applicable à toutes les formes de sections et à tous les niveaux de confinement pour toutes les conditions de chargement. Il est dans la plupart des cas recommandé par les règlements de calcul pour la modélisation du comportement du béton confiné [58]. Le modèle du béton confiné comprend une amélioration de la résistance en raison des pressions latérales fournies par les armatures transversales.

L'acier d'armatures est modélisé en utilisant le modèle non-linéaire proposé par Menegotto et Pinto [124] et modifié par Filippou et al [66] pour prendre en compte l'écroutissement. Dans le logiciel SeismoStruct, les non-linéarités géométriques locales et globales sont considérées dans l'analyse.

Afin de valider les résultats obtenus en utilisant le logiciel SeismoStruct, une autre modélisation en éléments finis 3D de la structure de support a été effectuée en utilisant le logiciel SAP2000 [32]. Dans ce logiciel, le caractère non-linéaire des poutres et des poteaux est considéré à travers l'utilisation d'éléments de fibres qui fonctionnent uniquement en traction ou en compression. Les lois de comportement, contraintes et déformations appliquées au béton et à l'acier sont celles suggérées par Mander [118] et Park [133], respectivement.

Il est à noter que dans les deux modélisations de la structure de support du réservoir surélevé réalisées avec SeismoStruct et SAP2000, le poids du réservoir ainsi que celui de l'eau contenue sont distribués entre les huit poteaux constituant la structure de support.

Résultats de l'analyse et interprétations

L'analyse statique non linéaire (pushover) fournit des résultats sous forme d'une courbe non linéaire illustrant l'évolution de l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement au sommet (Figure 3.4).

On peut noter que les deux courbes pushover générées par les deux modélisations sont pratiquement identiques, ce qui confirme la validité du modèle d'éléments finis 3D de la structure porteuse du réservoir surélevé.

Selon le règlement parasismique Algérien (RPA) version 2003 [148], le réservoir surélevé est traité comme un pendule inversé, une grande partie de son poids étant concentrée à une hauteur donnée à partir de sa base ; par conséquent, le facteur de participation modale est fixé à $\alpha = 1$, et la masse équivalente est de $m^* = 1165.86$ tonnes. La Figure

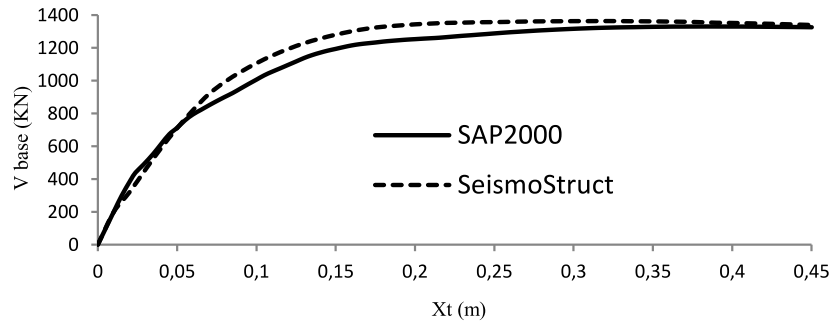


Figure 3.4 : Courbe non linéaire de pushover

3.5 illustre la courbe de capacité que nous avons obtenue.

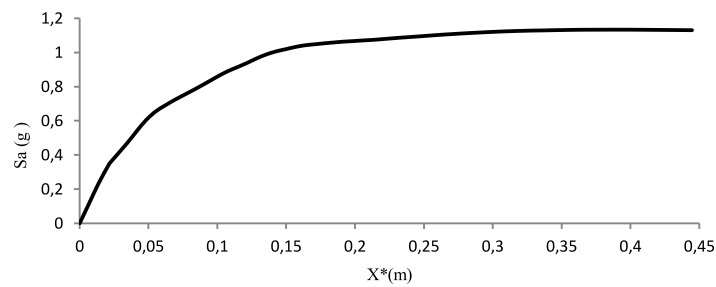


Figure 3.5 : Courbe de capacité au format accélération-déplacement

Afin de définir les propriétés de la structure à sa limite d'élasticité, la courbe de capacité est simplifiée en une courbe bilinéaire élastique parfaitement plastique (figure 3.6) en appliquant le principe d'égalité d'énergie.

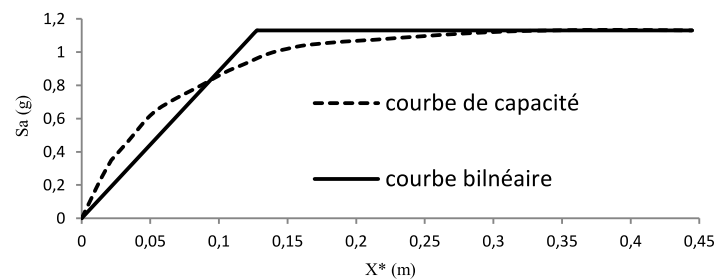


Figure 3.6 : Idéalisation de la courbe de capacité en une courbe bilinéaire

D'après le RPA [148], les formules suivantes sont utilisées pour déterminer l'accélération spectrale normalisée par rapport à l'accélération due à la gravité (S_a/g) :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (3.21)$$

avec, T désigne la période fondamentale de la structure, tandis que T_1 et T_2 font référence aux périodes spécifiques liées à la catégorie du site (tableau 3.1). Elles correspondent respectivement au début et à la fin du palier du spectre de réponse de calcul.

Tableau 3.1 : Périodes caractéristiques associées au type de site

	Type de Site			
	S ₁ Rocheux	S ₂ Ferme	S ₃ Meuble	S ₄ Très meuble
T ₁ (s)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (s)	0.3	0.4	0.5	0.7

Le coefficient d'accélération de la zone A désigne le degré d'accélération sismique par unité de g qu'il convient d'appliquer à un ensemble d'ouvrages implantés dans une région sismique donnée. Dans le cas du réservoir surélevé (groupe d'utilisation Ib), les valeurs du coefficient d'accélération de la zone sont indiquées dans le tableau 3.2 en fonction des diverses zones sismiques.

Tableau 3.2 : Coefficient d'accélération de zone à appliquer en fonction de la zone sismique

Zone sismique	I	IIa	IIb	III
Niveau de sismicité	Faible	Moyenne	Moyenne	Élevé
$A(g)$	0.12	0.20	0.25	0.30

L'analyse dynamique du réservoir surélevé est réalisée en utilisant un spectre de réponse de calcul associé à un sol meuble classé selon le RPA [148] de classe S_3 (où $T_c = 0.5s$), avec un coefficient d'accélération de zone fixé à $A = 0.2$.

Le spectre de réponse au format accélération-déplacement (figure 3.7) est par conséquent, obtenu par la transformation de celui au format accélération-période.

L'équation 3.15 est employée pour calculer la période élastique T^* du système équivalent, ce qui permet de déterminer la demande sismique.

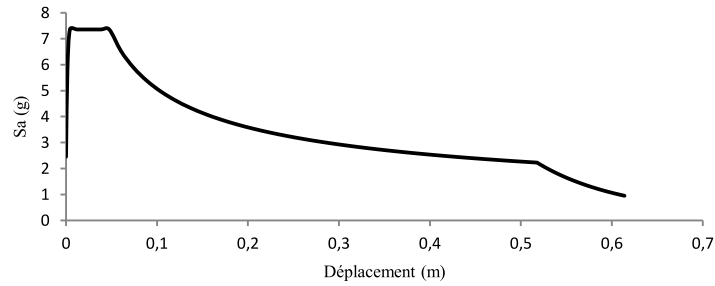


Figure 3.7 : Spectre de réponse de calcul obtenu au format accélération-déplacement

$T^* = 2.11 s \geq T_c = 0.5 s$ et d'après l'équation 3.6 on obtient : $R_\mu = \mu \iff S_d = S_{de}$

La ductilité obtenue à partir de la courbe de capacité est $\mu = 2.49$.

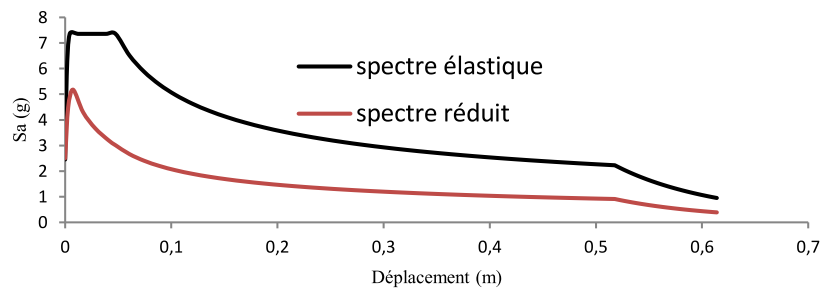


Figure 3.8 : Réduction du spectre élastique

Sachant que le point de performance est déterminé lorsque la demande en ductilité du spectre soit égale à la ductilité de la structure support du réservoir surélevé.

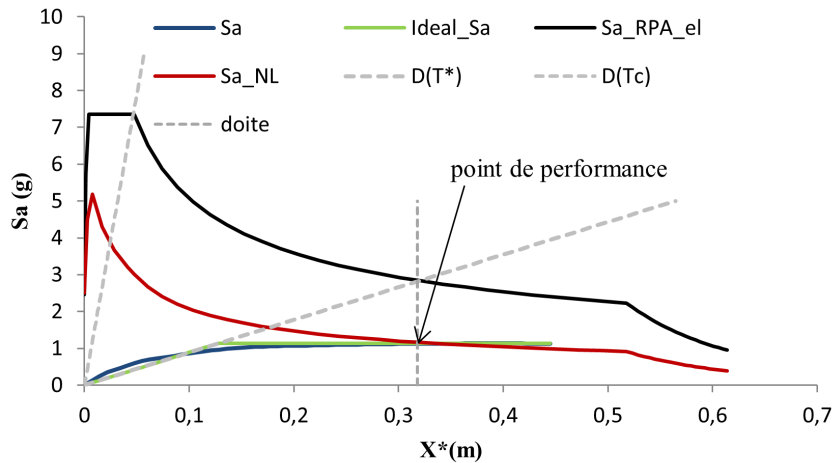


Figure 3.9 : Détermination du point de performance

Ainsi, le point de performance ou le déplacement cible est obtenu à $X = 0.31 m$.

3.4.2 Examen de l'état de déformation de la structure de support du réservoir surélevé

Les éléments de la structure de support du réservoir surélevé ont été examinés en vérifiant progressivement l'état des fibres en fonction du déplacement au sommet, comme suit :

D'abord, l'acier de certains poteaux supérieurs atteint sa limite élastique ($\varepsilon_s = 2\text{‰}$) lorsque le déplacement au sommet arrive à $X = 0.05$ m.

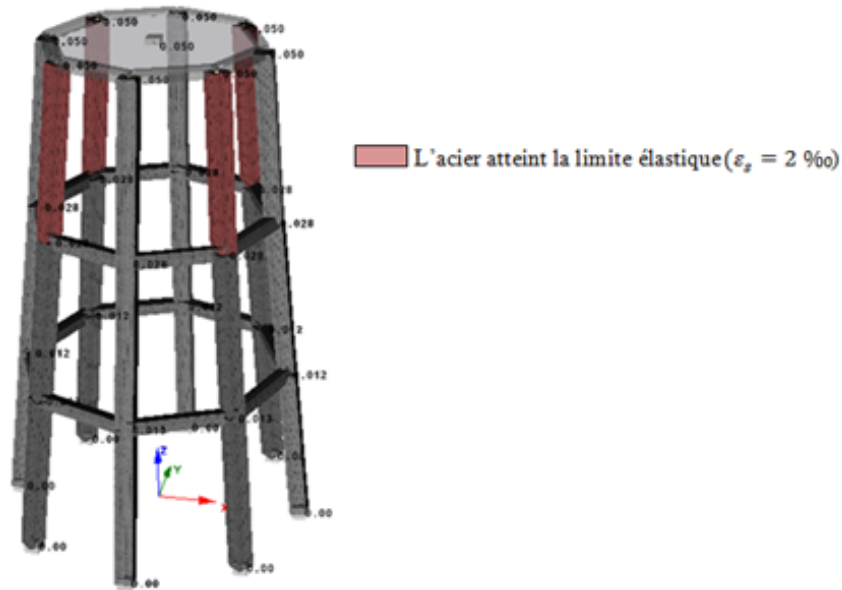


Figure 3.10 : État de la structure de support à $X = 0.05$ m

Lorsque le déplacement au sommet arrive à une valeur de $X = 0.07$ m, les fibres d'acier dans les sections transversales des poteaux supérieurs subissent une plastification.

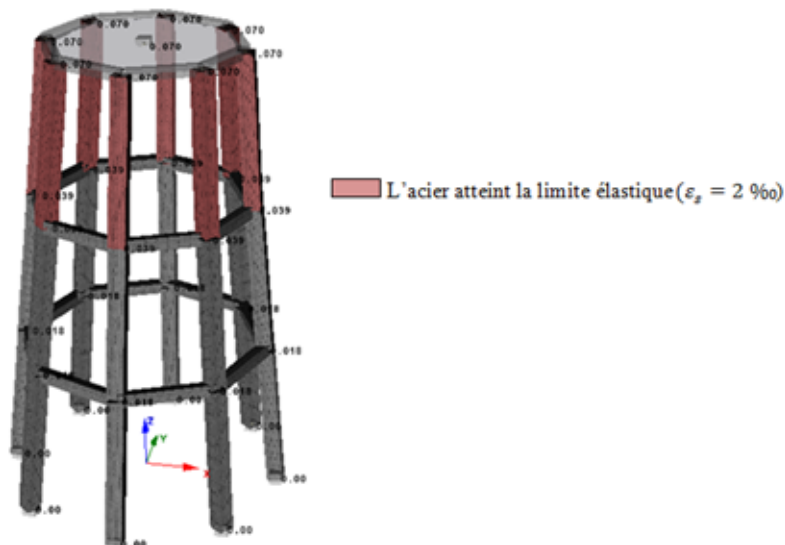


Figure 3.11 : État de la structure de support à $X = 0,07$ m

Dans certains poteaux supérieurs, le béton qu'il soit d'enrobage ou confiné commence à atteindre une limite de déformation de ($\varepsilon_b = 2\text{‰}$) lorsque le déplacement au sommet arrive à une valeur de $X=0.09$ m.

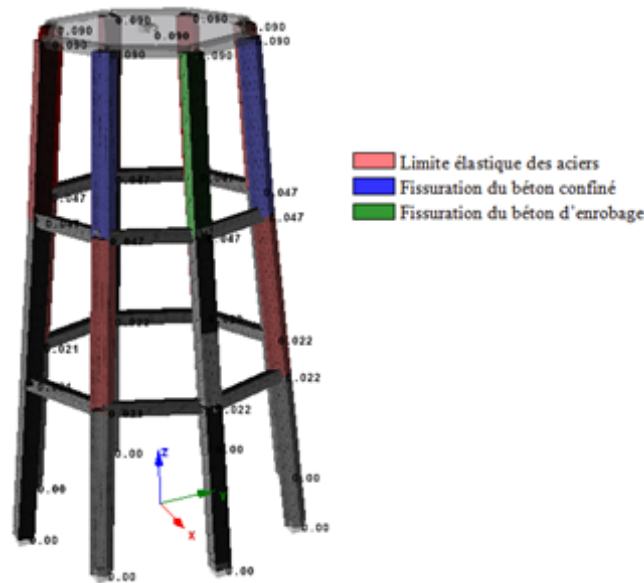


Figure 3.12 : État de déformation de la structure de support à un déplacement au sommet $X = 0.09$ m

Le béton confiné dans quatre poteaux supérieurs commencent à craquer ($\varepsilon_b = 3.5\text{‰}$) lorsque le déplacement au sommet atteint une valeur de $X = 0.11$ m. Cet état correspond à la limite élastique de la structure de support déterminée à partir de la courbe de capacité idéalisée.

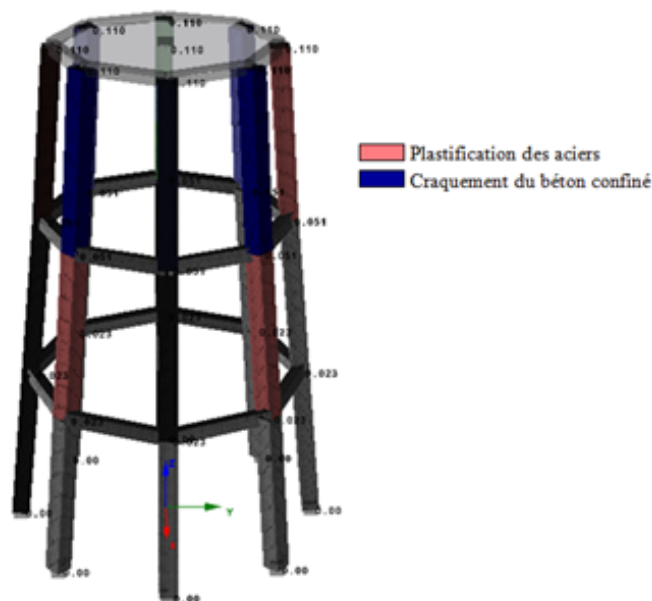


Figure 3.13 : État de la structure de support à un déplacement au sommet de $X = 0.11$ m

Jusqu'à un déplacement au sommet de $X = 0.26$ m, la structure montre le craquement

du béton aussi bien confiné que d'enrobage dans les poteaux supérieurs.

Quand le déplacement au sommet atteint une valeur de $X = 0.27$ m, l'acier commence à atteindre une déformation de ($\varepsilon_b = 6\%$) dans tous les poteaux du niveau supérieur.

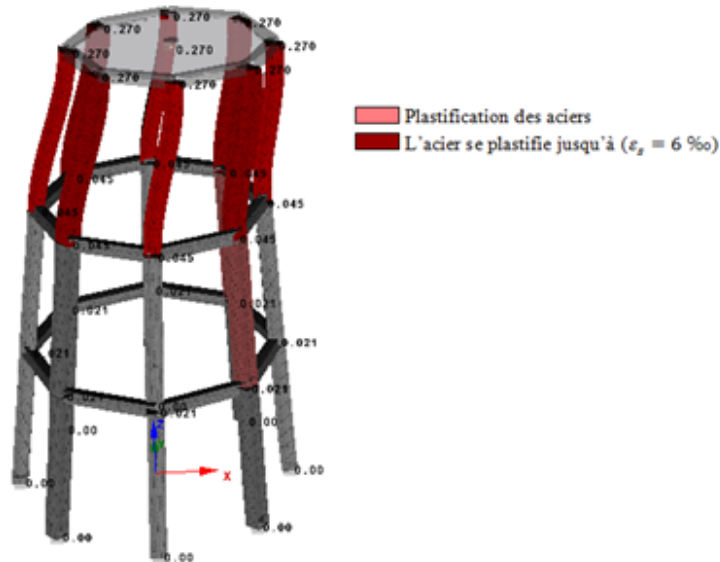


Figure 3.14 : État de la structure de support à un déplacement au sommet de $X = 0.27$ m

Lorsqu'on atteint le point de performance qui correspond à un déplacement au sommet d'une valeur $X = 0.31$ m, l'acier parvient à sa limite de plastification ($\varepsilon_s = 10\%$) dans deux poteaux supérieurs. L'atteinte de cette limite de plastification de l'acier, nous permet de conclure que la structure porteuse du réservoir surélevé est insuffisamment dimensionnée ; elle requiert par conséquent, un renforcement de sa rigidité.

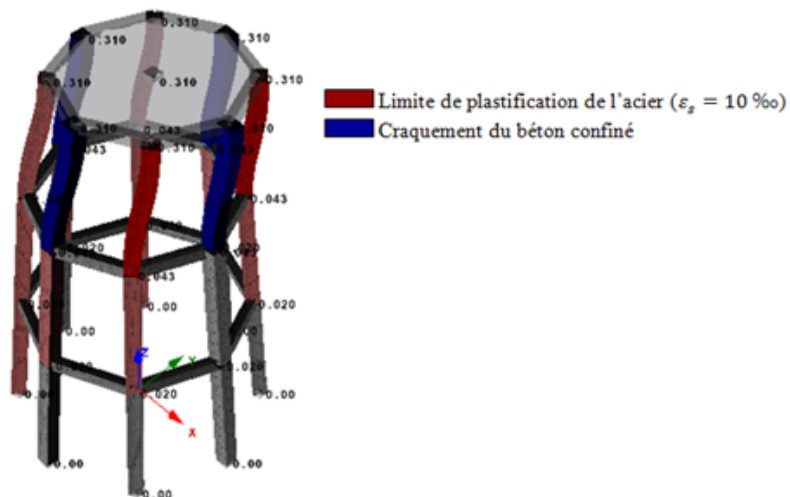


Figure 3.15 : État de la structure de support au point de performance correspondant à un déplacement au sommet de $X = 0.31$ m

3.5 Conclusion

Ce chapitre est consacré à l'évaluation de la demande sismique du réservoir surélevé à base fixe. Pour ce faire, la méthode statique non linéaire pushover a été mise en œuvre, la méthode N2 a été utilisée pour déterminer le point de performance. L'application de cette technique a démontré sa facilité d'utilisation et son efficacité. Elle réduit l'analyse du comportement dynamique global d'une structure généralement difficile à l'étude d'un simple oscillateur élasto-plastique à un seul degré de liberté. De plus, cette approche permet une prise en compte facile du comportement non linéaire des matériaux, particulièrement la fissuration du béton et la plastification de l'acier.

En outre, le choix du type de chargement est une phase cruciale dans l'analyse pushover, car ce mode de chargement est censé reprendre les forces d'inertie dans les calculs sismiques. Il est donc évident que ces forces dépendent de l'intensité du mouvement sismique. Cependant, dans le cadre de cette analyse, l'hypothèse fondamentale est que la forme de la distribution des forces latérales demeure inchangée et que les déformations qui en résultent doivent être comparables à celles produites par une analyse dynamique.

Ces suppositions peuvent fluctuer dans certaines situations et pas dans d'autres, elles sont valables seulement si le comportement de l'ouvrage n'est pas véritablement influencé par l'effet des modes supérieurs. Il a été constaté que pour le cas du réservoir d'eau en béton surélevé, une force appliquée au sommet de la structure de support, permet de représenter convenablement les sollicitations sismiques appliquées, d'autant plus que la structure entière se comporte comme un pendule inversé, représentant ainsi un système à un degré de liberté.

Performances sismiques des réservoirs surélevés et indice d'endommagement global

4.1 Introduction

Les dommages subis par les réservoirs d'eau surélevés lors d'événements sismiques précédents, sont généralement observés au niveau de leur structure de support. A cet effet, l'évaluation des performances de cette structure porteuse devient essentielle afin de quantifier au préalable les dommages que peut subir un réservoir surélevé lors d'un séisme sévère et de vérifier ses performances sismiques [121].

Ce chapitre présente les résultats obtenus lors de l'évaluation de l'endommagement sismique d'un réservoir d'eau en béton surélevé. Un modèle 3D en éléments finis est mis en œuvre, afin d'étudier à la fois l'effet de l'eau stockée, de la flexibilité du sol et du décollement de la fondation sur la réponse non linéaire du réservoir. Dans un premier temps, les résultats de calculs basés sur les codes sismiques [148] et la comparaison avec des travaux antérieurs publiés ont permis de valider le modèle numérique. Comme résultat complémentaire, des analyses modales sont également effectuées sur la structure intacte.

Ensuite, la capacité sismique du réservoir d'eau est évaluée en effectuant une analyse pushover et des analyses dynamiques incrémentales (IDA). Les résultats obtenus ont conduit à la connaissance des états limites du réservoir pour les deux cas où l'ISS est prise en compte ou non. L'état des rotules plastiques a également été examiné pour plusieurs niveaux d'intensité du PGA, conduisant à l'identification de l'état global ultime du réservoir en termes de périodes impulsives et convectives. Enfin, un indice d'endommagement global est dérivé de l'allongement des deux périodes et de leurs valeurs ultimes, et l'effet de l'ISS est évalué en termes de différence en pourcentage qui peut être interprétée comme le bénéfice en matière de sécurité du réservoir d'eau.

4.2 Modèle numérique

Cette étude est menée sur un réservoir en béton surélevé (voir la figure 4.1) dont les dimensions sont décrites en détail dans la section 2.3.1.

La méthode des éléments finis est utilisée pour modéliser l'ensemble de la structure ; les murs du conteneur et la fondation sont modélisés avec des éléments coques, tandis que la structure de support est modélisée à l'aide d'éléments poutres de Bernoulli. Un modèle d'éléments fibres basé sur l'interaction de l'effort axial - moment biaxial (PMM) [186] est sélectionné pour définir les rotules plastiques d'une longueur d'élément de 10% à chacune des deux extrémités des poteaux. Les lois de comportement du matériaux de chaque fibre sont définies selon le modèle de Mander [98, 117, 118] pour le béton et le modèle de Park pour les barres d'armature en acier [98, 133]. La déformation en compression du béton est $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ à la contrainte maximale $f_{bc} = 25 \text{ MPa}$, et la déformation ultime est $\varepsilon_{bcu} = 5\text{‰}$. La déformation en traction est $\varepsilon_{bt} = 0.1\text{‰}$ à la contrainte maximale $f_{bt} = 3.1 \text{ MPa}$ et la déformation ultime en traction est $\varepsilon_{btu} = 1\text{‰}$. La limite élastique et la déformation de l'acier sont $f_y = 348 \text{ MPa}$ et $\varepsilon_y = 2\text{‰}$, respectivement. La déformation ultime est prise $\varepsilon_u = 10\text{‰}$ et la contrainte maximale est $f_u = 400 \text{ MPa}$ selon les recommandations des codes de calcul [25, 52].

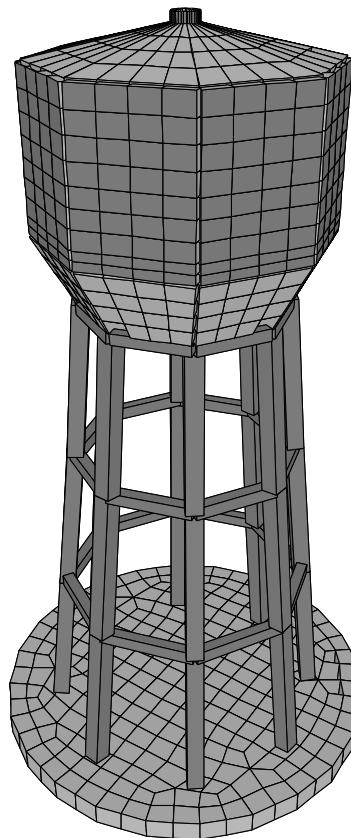


Figure 4.1 : Modèle d'éléments finis 3D du réservoir surélevé étudié

En supposant que le réservoir est suffisamment rigide et que le liquide est non visqueux, irrotationnel et incompressible, le modèle simplifié masse-ressort, couramment utilisé dans la pratique, est adopté pour tenir compte des effets inertiels du liquide dans le modèle d'éléments finis 3D du réservoir surélevé. Selon Housner [83], le fluide est remplacé par des masses distinctes ; une masse impulsive m_i qui est rigidement attachée à la paroi de

la cuve du réservoir, et par des masses convectives m_c qui sont reliées aux parois par l'intermédiaire d'un ressort de raideur k_c . Une seule masse convective est généralement utilisée pour la conception pratique des réservoirs surélevés [79, 108], les modes supérieurs de ballonnement ont un effet négligeable en terme de forces exercées sur le réservoir même si la fréquence fondamentale de celui-ci est au voisinage de l'une des fréquences naturelles de ballonnement [123]. Récemment, Mansour et al [121] ont utilisé cette technique de modélisation pour tirer parti de son avantage en réduisant le temps de calcul et en évitant les complexités inutiles. Les masses du modèle masse-ressort sont les suivantes [83, 84, 108] :

$$m_c = m_e \frac{0.318R}{h} \tanh\left(\frac{1.84h}{R}\right) \quad ; \quad m_i = m_e \frac{h}{1.74R} \tanh\left(\frac{1.74R}{h}\right) \quad (4.1)$$

avec m_e comme masse totale de l'eau, R est le rayon du réservoir et h est la hauteur du liquide. Ces masses impulsives et convectives sont placées respectivement aux hauteurs h_i et h_c données par :

$$h_i = \frac{3}{8}h \quad ; \quad h_c = h - \frac{R}{1.84} \frac{\cosh(1.84h/R) - 1}{\sinh(1.84h/R)} \quad (4.2)$$

La masse impulsive qui est supposée avoir la même période de vibration que le réservoir est rigidement attachée aux parois, tandis que la masse convective représentant le ballonnement du liquide est liée aux parois par un ressort de rigidité $k_c = \omega_c^2 m_c$ avec ω_c comme fréquence du mode de ballonnement du liquide donnée par :

$$\omega_c^2 = (1.84g/R) \tanh(1.84h/R) \quad (4.3)$$

Les valeurs de l'ensemble des paramètres de modélisation sont reportées dans le tableau 4.1

Tableau 4.1 : Paramètres de modélisation du fluide

m_i	m_c	k_c	h_i	h_c
(tone)	(tone)	(kN/m)	(m)	(m)
590	212	628	3.0	5.26

4.3 Prise en compte de l'interaction sol structure et du décollement de la fondation

Dans le but d'étudier l'effet de l'interaction sol-structure et le décollement de la fondation, sur les performance sismiques du réservoir surélevé, en termes d'effort tranchant à la base

et le déplacement au sommet, la modélisation à l'aide de l'impédance de fondation est employée dans cette étude. Le sol est représenté par des éléments ressorts-gap répartis sous la fondation. Les raideurs verticales et horizontales k_v et k_h des ressorts distribués sont évaluées selon FEMA368/369 [61] et Wolf [180, 181] comme suit :

$$k_v = 4Gr/(1 - \nu) \quad ; \quad k_h = 8Gr/(2 - \nu) \quad (4.4)$$

où : G et ν représentent respectivement, le module de cisaillement et le coefficient de Poisson du sol, r est le rayon de la fondation. Les éléments "gap" garantissent que seule la compression est activée dans le sens vertical, permettant ainsi à la fondation de se décoller sous des rotations sévères. Dans la direction horizontale, la fondation est supposée collée au sol et suit le même mouvement sans glissement. En comparaison avec les ressorts de translation et de rotation groupés [44, 108], la modélisation proposée ici permet la prise en compte à la fois des effets de l'interaction sol-structure et du décollement de la fondation. Cette manière simplifiée de prendre en compte l'ISS permet d'éviter les difficultés inhérentes lorsque on utilise par exemple la formulation en macro-éléments [68, 75, 76, 125], elle permet également d'éviter des complexités des calculs liées à l'interface de contact notamment en modélisation tri-dimensionnelle (3D) [3, 35, 96]. Dans cette étude, les paramètres du sol correspondent au sol de type "D" dans [12, 43, 53, 108], avec un module de cisaillement $G = 34.404$ MPa, coefficient de Poisson $\nu = 0.4$ et une masse volumique de $\gamma_s = 15$ kN/m³. Les valeurs totales des rigidités du sol, k_v et k_h calculées en utilisant l'équation 4.4 et rapportées dans le tableau 4.2, sont divisées par la surface du radier et affectées aux éléments coques correspondants. Les valeurs de ces rigidités horizontale et verticale par unité de surface sont 6.087 MN/m/m² et 8.116 MN/m/m², respectivement.

Tableau 4.2 : Paramètres de modélisation du sol

k_v	k_h
(GN/m)	(GN/m)
2.064	1.548

4.4 Analyse modale et validation

L'analyse modale du réservoir surélevé est effectuée afin de valider le modèle numérique ; les périodes de vibration calculées sont comparées à celles obtenues en faisant un calcul manuel et à celles fournies dans [108]. De plus, des calculs pseudo-statiques sont effectués pour évaluer les valeurs de l'effort tranchant à la base V_{base} , du moment à la base M_{base} et du déplacement au sommet U_{sommet} .

Ces valeurs sont estimées en se référant au code parasismique Algérien [148], qui définit l'effort tranchant total à la base par $V_{base} = WADQ/R$; où : A est le coefficient d'accélération de zone, D est le facteur d'amplification dynamique moyen, Q est le facteur de qualité de la structure, W est le poids total de l'ouvrage et R désigne le facteur de comportement global de celui-ci. Ces paramètres sont pris comme suit : $Q = 1.2$, $R = 2$, $A = 0.4$, le RPA [148] considère les réservoirs surélevés comme des structures de grande importance sans redondance et sans régularité en plan, ayant un comportement dynamique comme un pendule inversé. Le poids total du réservoir est estimé à $W = 15203$ kN.

Le facteur d'amplification dynamique est donné par $D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3}$; T est la période fondamentale de la structure, η est le facteur de correction d'amortissement qui est fonction du taux d'amortissement critique ξ ($\xi = 5\%$, $\eta = 1$) et $T_2 = 0.7$ s est la période caractéristique associée à la catégorie de site. Le sol est de type "S4" selon le RPA [148] et de type "D" dans [108]. La période fondamentale T est évaluée à partir de la masse totale et de la rigidité latérale globale K_1 de la structure. Cette raideur est évaluée à l'aide de l'expression (8) dans [46] qui s'écrit comme suit :

$$K_1 = \frac{12E_c I_c N_c}{Ch_p^3} \quad ; \quad C = \frac{2I_c N_p (4N_p^2 - 1)}{A_c R_s^2} + N_p + 2(N_p - 1) \frac{E_c I_c / h_p}{E_b I_b / L}$$

où : A_c et I_c sont la surface et le moment d'inertie de la section transversale des poteaux, respectivement. E_c et E_b sont les modules d'élasticité des matériaux constituant les poteaux et les poutres. N_c et N_p sont respectivement les nombres de poteaux et de panneaux. h_p est la hauteur du panneau, R_s est le rayon intermédiaire et L est la portée de la poutre. Les valeurs calculées sont $K_s = 43835$ kN/m et $T = 1.18$ s, et donc $D = 1.765$ et $V_{base} = 6440.2$ kN.

Le moment fléchissant total à la base est la somme des moments des forces d'inertie agissant sur les différentes masses regroupées dans le réservoir. $M_{base} = F_s Z_s + F_v Z_v + F_i Z_i + F_c Z_c$, les indices faisant référence respectivement, à la structure porteuse, à la cuve, à la masse impulsive et à la masse convective. Selon la section 4.2, les hauteurs sont : $Z_s = 10.6$ m, $Z_v = 25.7$ m, $Z_i = 24.2$ m et $Z_c = 26.46$ m. Les forces sont calculées à partir de la répartition de l'effort tranchant total à la base, sur les différentes masses groupées suivant l'expression du RPA [148] : $F_k = VW_k Z_k / \sum W_j Z_j$, où : W_k est le poids de la masse m_k à la hauteur h_k . Leurs valeurs sont $F_s = 558.34$ kN, $F_v = 2202.12$ kN, $F_i = 2641.82$ kN et $F_c = 1037.91$ kN. Le moment fléchissant total à la base est donc $M_{base} = 153.90$ MNm. En supposant que la déflexion horizontale totale du réservoir est due uniquement à la flexibilité de la structure de support, de rigidité K_s , l'effort tranchant à la base induit un déplacement maximal au sommet $U_{sommet} = V_{base}/K_s = 146.9$ mm.

Toutes ces valeurs calculées manuellement sont rapportées dans le tableau 4.3 avec celles

extraites du présent modèle numérique et avec l'écart en pourcentage. La déviation maximale a atteint 7.75% pour la valeur de l'effort tranchant à la base, ce qui est acceptable comme différence relative par rapport aux calculs sismiques pseudo-statiques. Aussi, en comparant aux résultats de [108], la différence entre les valeurs calculées et celles des différents modèles de référence a montré une bonne concordance.

Tableau 4.3 : Résultats obtenus avec le présent modèle 3D et avec un calcul manuel

	Modélisation	Calcul analogique	Déviations%
T_c (s)	3.697	3.662	0.95
T_i (s)	1.162	1.181	1.6
V_{base} (kN)	6939.379	6440.206	7.75
M_{base} (kN.m)	158571.146	153908.430	3.02
$U_{sommets}$ (mm)	141.9	146.9	3.4

La figure 4.2 montre une représentation schématique des trois premiers modes propres dont le taux de participation massique modale (MPR) est plus élevé. Le premier mode, correspond à la période impulsive, il mobilise 70.25% de la masse totale. Dans ce mode, toute la structure se déplace dans la même direction mais pas la masse convective qui se déplace dans la direction appropriée avec un déplacement négligeable. En revanche, cette masse est entièrement mobilisée dans le mode convectif (Fig. 4.2c), qui ne présente pratiquement aucun déplacement structurel. Il semble que le mouvement de la masse convective soit découplé de la réponse modale structurelle. Le taux de participation massique modale est ici de 24% soit un taux de participation cumulé de 94% pour les deux modes. Selon le règlement parasismique [148], ces deux modes sont suffisants pour le calcul sismique du réservoir surélevé. Les modes supérieurs participent avec de petits rapports de masse modale et avec une masse convective sans mouvement comme le montre la figure 4.2(d); ces modes supérieurs sont de haute fréquence par rapport à celui du ballonnement.

Lorsque le décollement n'est pas pris en compte lors de l'analyse modale linéaire, les modes propres représentés dans la figure 4.2, ont la même forme que ceux dans le cas avec prise en compte de l'ISS, mais avec une période impulsive allongée et des taux de participation massique modale légèrement inférieurs pour tous les modes, à l'exception du mode convectif. Les périodes calculées et les taux de participation sont reportés dans le tableau 4.4 pour les deux cas avec base fixe et avec ISS. La période modifiée T^* de la structure avec ISS peut être estimée approximativement selon FEMA 368/369 [61] comme suit :

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + (k_e/k_h)(1 + k_h H^2/k_\theta)} \quad (4.5)$$

où : k_e est la rigidité latérale globale équivalente du système avec ISS, H est la hauteur

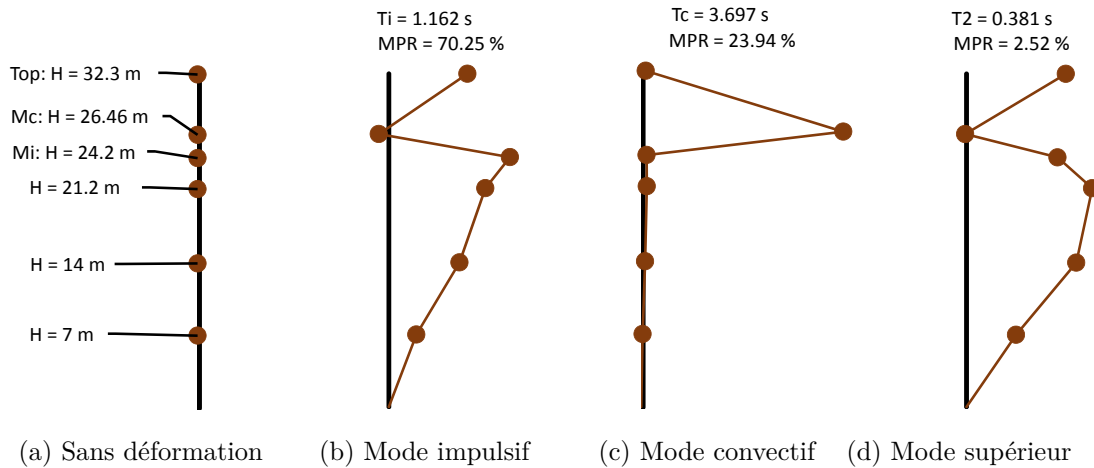


Figure 4.2 : Schématisation de la forme des trois premiers modes propres dont le taux de participation massique est plus élevé. Les périodes et les taux de participation massique (MPR) sont donnés pour le cas à base fixe sans ISS

du réservoir surélevé et $k_\theta = 8Gr^3/3(1 - \nu)$, qui désigne la rigidité agissant à la rotation de la fondation. La valeur de k_h est donnée dans le tableau 4.2, $k_\theta = 40129$ MNm et $k_e = 20219$ kN/m. La période estimée du système avec interaction sol-structure est donc $\tilde{T} = 1.465$ s, alors que la période calculée à l'aide du modèle éléments finis est de 1.417 s ce qui donne un écart de 3.4%.

Tableau 4.4 : Périodes (sec) et MPR (%) obtenus avec base fixe et avec ISS

	Impulsive		Convective		2 ^{ème} Mode	
	T_i	MPR _i %	T_c	MPR _c %	T_2	MPR ₂ %
Base fixe	1.162	70.25	3.697	23.94	0.381	2.52
ISS	1.417	66.8	3.736	26.35	0.392	1.27

4.5 Capacité sismique

La capacité sismique d'une structure, est sa capacité à résister à un chargement sismique auquel elle est soumise [139], elle est traduite par une courbe qui relie l'effort auquel la structure peut résister et les déplacements au sommet qu'elle peut supporter. Cette relation est appelée courbe de capacité, qui fournit des informations sur la capacité globale de résistance et de déformation de la structure analysée. La courbe de capacité est obtenue soit par une analyse statique non-linéaires (analyse Pushover) ou par des analyses dynamiques incrémentales (IDA).

L'IDA est une méthode paramétrique dans laquelle une structure est soumise à une série de mouvements du sol avec des niveaux d'intensité progressive pour estimer avec précision les performances structurelles sous charge sismique [16, 39, 54, 127].

Plusieurs analyses dynamiques incrémentales (IDA), utilisant six (06) accélérogrammes horizontaux enregistrés, sont réalisées afin d'évaluer la capacité sismique du réservoir surélevé et de définir son indice d'endommagement global.

Les excitations sismiques utilisées dans cette étude sont répertoriées dans le tableau 4.5, où sont donnés des détails concernant le nom du séisme, l'année de l'événement, le nom de la station d'enregistrement, l'accélération maximale du sol (PGA), la magnitude du moment (M) et la vitesse moyenne de cisaillement jusqu'à 30 m de profondeur (Vs30). Leurs spectres de réponses correspondants sont mis à l'échelle à 1g et tracés dans la figure 4.3.

Tableau 4.5 : Caractéristiques des six excitations sismiques utilisées

Séisme	Année	Station	Comp.	PGA (g)	Mag.	Vs30(m/s)
Imperial Valley-03	1951	El Centro Array 9	0°	0.280	5.6	213.44
Northern Calif-02	1952	Ferndale City Hall	44°	0.533	5.2	219.31
Northern Calif-07	1975	Ferndale City Hall	224°	0.888	5.2	219.31
Central Calif-02	1960	Hollister City Hall	181°	0.224	5.0	198.77
Friuli, Italy-02	1976	Codroipo	270°	0.189	5.91	249.28
San Fernando	1971	Bakersfield	180°	0.066	6.61	241.41

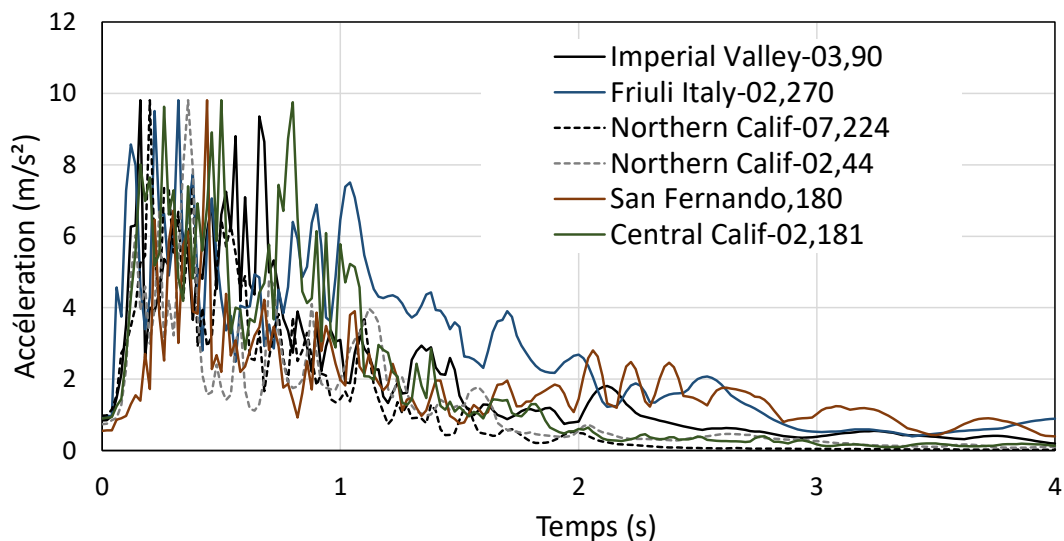


Figure 4.3 : Spectres de réponse des accélérogrammes utilisés- Normalisés à 1g

La réponse sismique non linéaire en terme de déplacement au sommet maximal (U_{sommet}) et d'effort tranchant à la base (V_{base}) est obtenue sous les six excitations sismiques considérées, après leur mise à l'échelle jusqu'au niveau de PGA souhaité. La figure 4.4 montre un exemple de cette réponse du réservoir surélevé avec ISS, sous l'excitation sismique de l'Imperial Valley mise à l'échelle à 0.3 g.

Tandis que, la figure 4.5 montre le déplacement vertical et la force verticale correspondante agissant sur l'extrémité de la fondation lors de cette réponse. Le déplacement au sommet maximal dans ce cas est $U_{\text{sommet}} = 12.1$ cm à 7.42 s, et l'effort tranchant à la base maximal

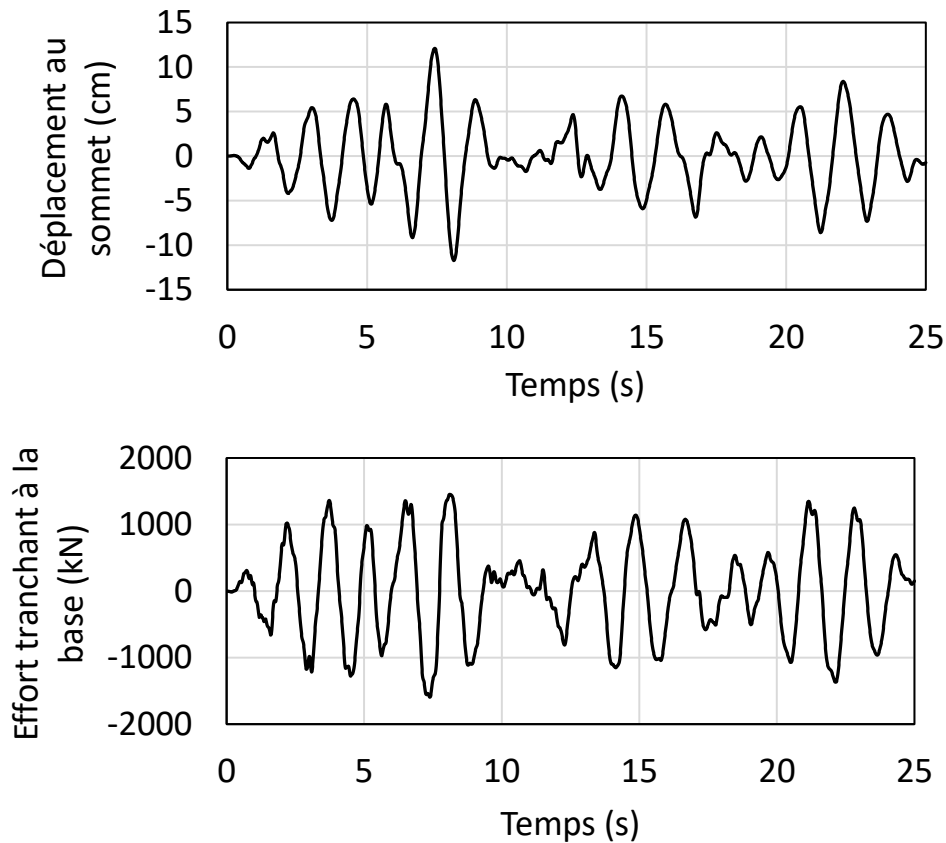


Figure 4.4 : Déplacement au sommet et Effort tranchant à la base sous l'excitation Imperial Valley-03 (El Centro Array 9)

est $V_{base} = 1593$ kN à $t = 7.39$ s. Les déplacements verticaux maximum et minimum de la fondation sont respectivement, $U_{z+} = 2$ cm et $U_{z-} = 1.59$ cm, ils sont observés aux temps 7.40 s et 8.11 s, respectivement. Leurs réactions du sol correspondantes, sont $R_{z+} = 0$ kN et $R_{z-} = 66.87$ kN (produites aux mêmes moments). Ce dernier résultat indique que le décollement de la fondation a eu lieu, il se produit à chaque laps de temps où le déplacement est positif, la figure 4.6 montre un exemple de décollement de la fondation du modèle d'éléments finis 3D sous l'excitation sismique de l'Imperial Valley à $0.3g$.

En augmentant progressivement les niveaux d'intensité de l'enregistrement du mouvement du sol (PGA), une série de points (V_{base}, U_{sommet}) est obtenue et tracée comme montré dans la figure 4.7 pour les deux cas avec et sans prise en compte des effets de l'ISS et du décollement de la fondation. Cette relation représente une courbe de capacité sismique d'une structure, valable uniquement pour l'accélérogramme considéré, elle change d'un accélérogramme à l'autre. Par conséquent, il est plus pratique de considérer un ensemble d'accélérogrammes et d'évaluer une courbe moyenne pour une représentation efficace de la capacité. Les courbes moyennes de la figure 4.7 sont déterminées en calculant les déplacements moyens et l'effort tranchant à la base moyen. La courbe de couleur grise représente la capacité moyenne de la structure qui est

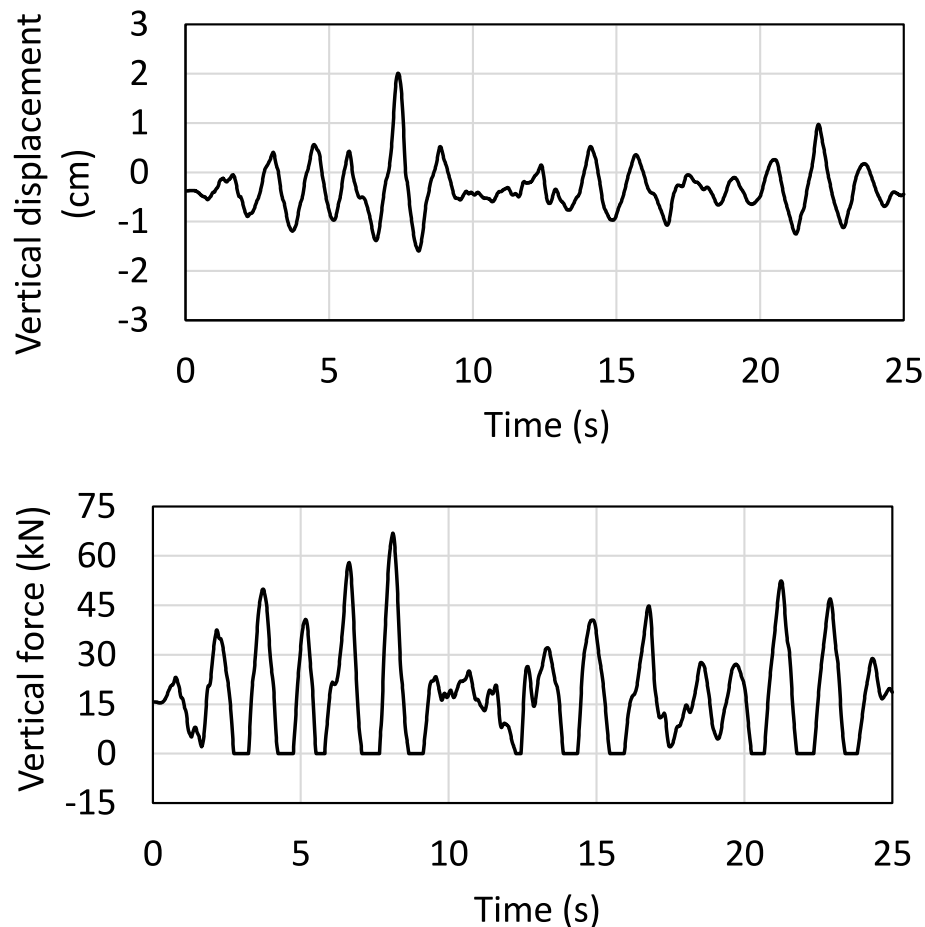


Figure 4.5 : Déplacement vertical Force verticale du coté gauche de la fondation sous l'excitation Imperial Valley-03 (El Centro Array 9)

considérée fixée à sa base, tandis que, la courbe de couleur noire représente la capacité moyenne de la structure avec la prise en compte de l'interaction sol-structure et du décollement de la fondation. Les courbes pushover tracées sur la figure 4.7 sont évaluées en utilisant des accélérations constantes comme forces pseudo statiques d'intensité croissante, pour les deux cas avec et sans ISS ; la courbe en pointillé rouge correspond au cas de la base fixe et celle en pointillé marron correspond au cas avec ISS. Ces deux courbes sont respectivement, quasiment identiques aux deux courbes de capacité moyennes obtenues en utilisant l'IDA.

L'ensemble des courbes de la figure 4.7 indique clairement l'effet de l'ISS, qui se traduit par la réduction des valeurs maximales de l'effort tranchant à la base induites par les charges latérales sur la structure. Cette réduction est due à l'absorption d'énergie par l'ISS et au décollement de la fondation, elle augmente rapidement jusqu'à 45% dans la plage des déplacements au sommet inférieurs à 6 cm, puis elle tend à se stabiliser autour de 30%. On peut également remarquer sur la figure 4.7, que les courbes ont tendance à présenter globalement un comportement trilineaire. Pour des déplacements au sommet

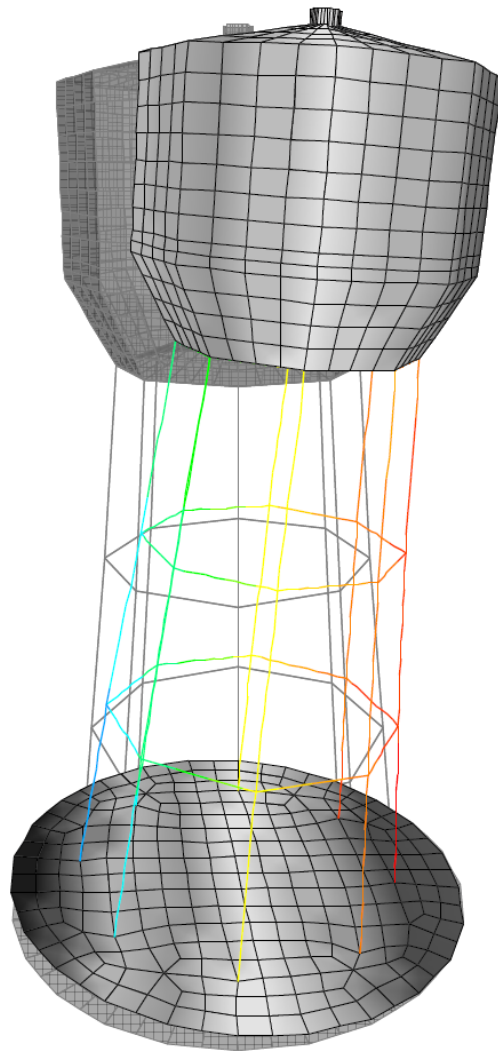


Figure 4.6 : Décollement de la fondation du modèle en éléments finis 3D sous l'excitation Imperial Valley-03 (El Centro Array 9)

inférieurs à 3 cm, la capacité de la structure avec base fixe présente un comportement linéaire, tandis que lorsque l'ISS est prise en compte, ce comportement linéaire s'étend jusqu'à 4 cm. La deuxième branche, correspondant à un comportement non linéaire avec de faibles dommages possibles, couvre jusqu'à 9 cm pour les deux cas. Au-delà de cette limite, la demande sismique en termes de déplacement au sommet induit un risque élevé de dommages notables. Quand le déplacement au sommet a atteint une valeur de 15 cm, l'analyse des rotules plastiques dans les poteaux a révélé que la plupart des fibres ont atteint leurs états limites de déformation.

Les localisations des fibres de béton et d'acier dans la section du poteau et leurs notations sont schématisés dans la figure 4.8 où : C_{i-j} désignent les fibres du béton et S_{i-j} celles en acier.

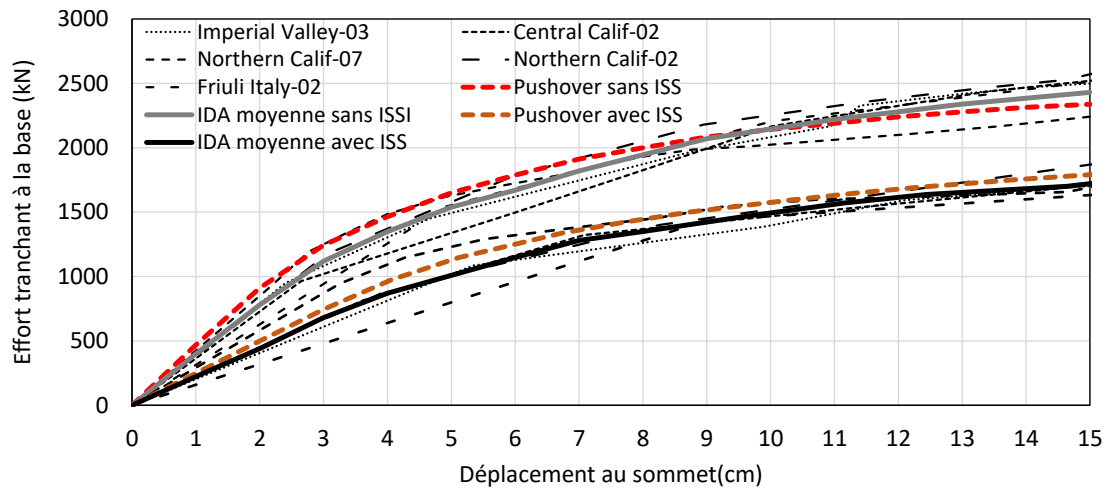


Figure 4.7 : Courbes de capacité de la structure avec et sans ISS

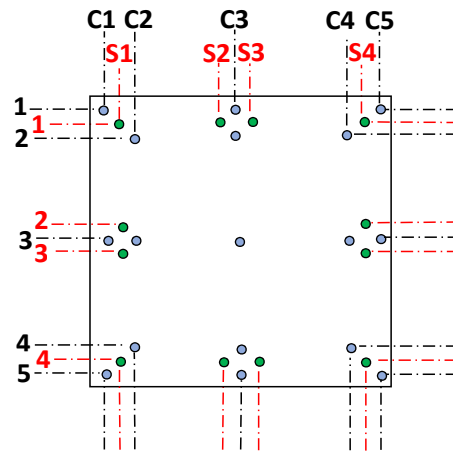


Figure 4.8 : Localisation et notation des fibres. Béton de couleur bleue et acier de couleur verte

La figure 4.9, montre un exemple de comportement des fibres des rotules plastiques dans les deux poteaux à $\pm R$ dans la direction des charges appliquées en utilisant les excitations sismiques de Imperial valley.

La figure 4.10, représente le comportement des fibres dans les rotules plastiques des quatre poteaux à 45° de la direction de chargement. Ces rotules plastiques sont les plus endommagées; elles se produisent au sommet des six poteaux. Cet état d'endommagement est considéré comme la limite de la condition de stabilité du réservoir puisqu'il concerne six poteaux sur huit. De même, tous les accélérogrammes appliqués conduisent à la même observation.

Les sous-figures intitulées "Etat de la rotule" dans les figures 4.9 et 4.10, montrent les courbes d'hystérésis des moments de section des poteaux en fonction de la rotation de la section. La valeur maximale du moment positif $M_m^+ = 500$ kNm, est atteinte en flexion avec des cycles de traction où le béton est complètement fissuré comme on peut le voir sur la sous-figure intitulée "Fibre C3-3", qui représente l'évolution contrainte-déformation

du béton confiné.

Aux cycles de moments positifs, le béton ne participe pas à la résistance à la traction, toutes les contraintes de traction dans la section sont supportées par les barres d'armature en acier. Cependant, aux moments négatifs correspondant aux cycles de flexion avec compression, le béton participe à la résistance à la compression avec les fibres d'acier. Les moments négatifs maximum sont donc plus élevés dans cette situation, ils atteignent $M_m^- = 910$ kNm dans les poteaux au niveau de l'axe de chargement latéral.

De plus, à partir des courbes contrainte-déformation des figures 4.9 et 4.10, on peut remarquer que les fibres d'acier comme par exemple S1-4 et S4-1 ont dépassé leur limite d'élasticité et la limite admissible de 10‰ qui est recommandée par les règles de conception des structures en béton. Tous les accélérogrammes utilisés avec des échelles différentes ont conduit à des résultats similaires sur les fibres. Par exemple, l'extension de la déformation maximale de ces fibres est de 24 ‰ sous l'accélérogramme d'Imperial Valley mis à l'échelle à 0.8 g induisant un déplacement au sommet maximum de 15 cm. A cette limite de l'état des rotules plastiques, l'effritement du béton d'enrobage est identifié dans les fibres C1-5 et C5-1. Les déformations dans ces fibres sont supérieures à la déformation ultime de 0.1 ‰ en traction. Compte tenu de tous les résultats ci-dessus, cet état de la rotule plastique est retenu comme limite ultime de la stabilité dynamique du réservoir d'eau étudié.

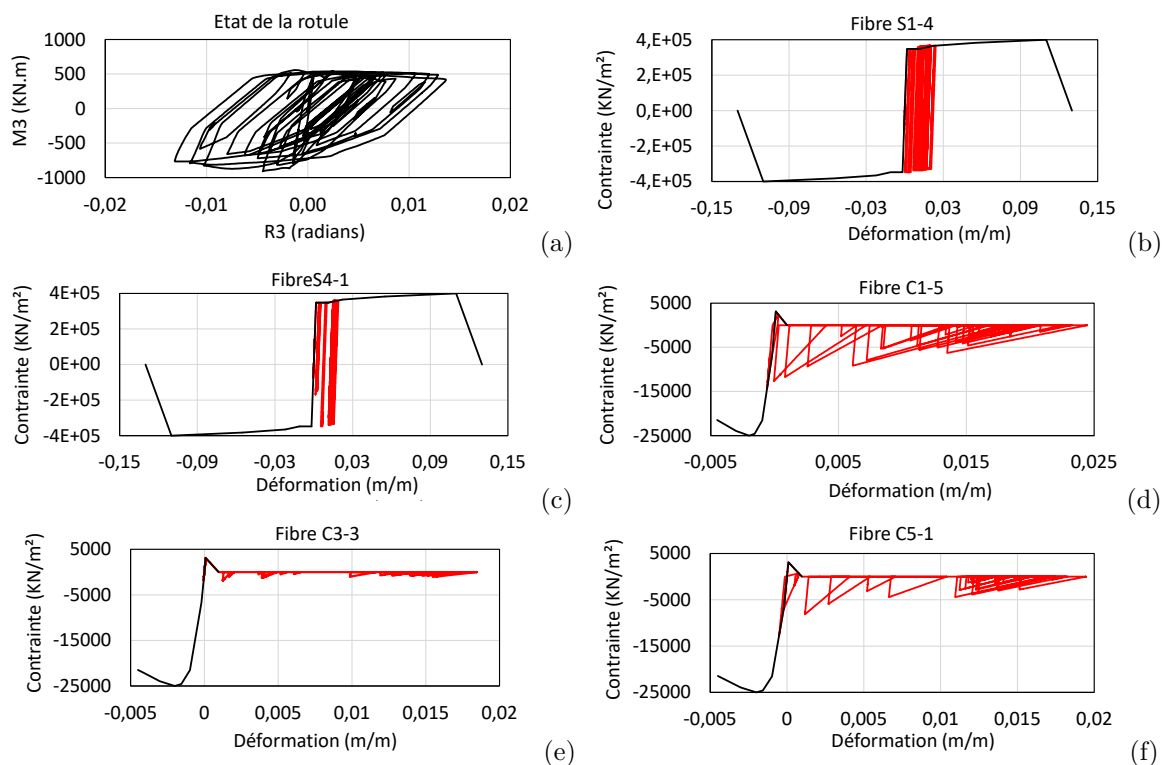


Figure 4.9 : État de la rotule plastique et comportement des fibres dans le sommet du poteau centrale à $(x = \pm R, y = 0)$ sous l'excitation Imperial Valley-03 (El Centro Array 9) réduit à 0.8 g

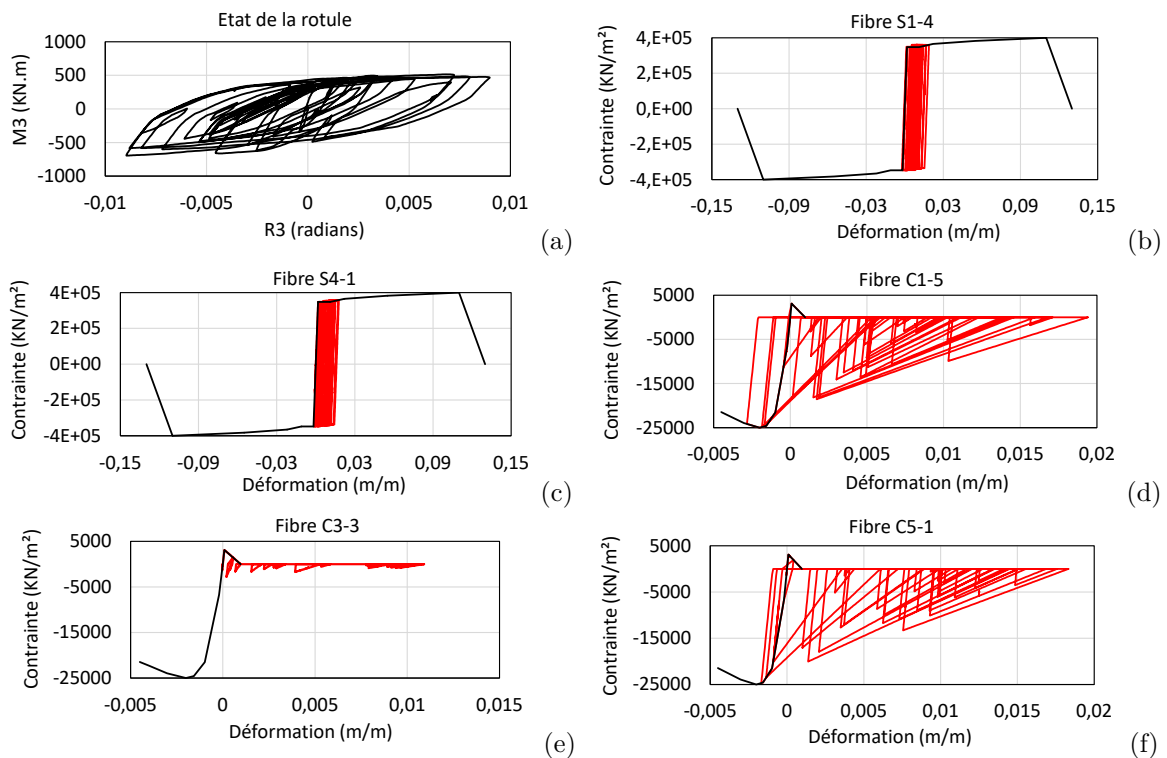


Figure 4.10 : État de la rotule plastique et comportement des fibres dans le sommet du poteau centrale à $(x = y = \pm R/\sqrt{2})$ sous l'excitation Imperial Valley-03 (El Centro Array 9) réduit à 0.8 g

4.6 Indice d'endommagement global

L'indice d'endommagement (DI) est un paramètre bien accepté pour l'évaluation des performances non linéaires d'une structure [126]. Cet indice peut être défini en utilisant un ou plusieurs paramètres, pour représenter les quantités de réponse structurelle qui peuvent être utilisées pour calculer les dommages subis par une structure [141]. Pour l'évaluation des dommages sismiques d'une structure, ces paramètres peuvent être la force, déplacement, la déformation plastique, dissipation d'énergie hystérétique, fatigue cyclique et les paramètres modaux (comme les périodes naturelles et formes de mode) [82, 127]. Ces indices sont généralement normalisés pour qu'ils prennent une valeur égale à zéro en l'absence de dommage et une valeur égale à l'unité lors de l'effondrement total d'une structure [16, 51].

Dans le but d'évaluer le niveau d'endommagement sismique des réservoirs surélevés, un indice d'endommagement global basé sur les deux périodes ; impulsive et convective, est proposé en adaptant l'indice d'endommagement proposé par Ansari et Agarwal [4] au cas des réservoirs surélevés en prenant en compte aussi de la période convective.

4.6.1 Indice de Ansari et Agrawal basé sur la période naturelle fondamentale

Dans l'étude expérimentale réalisée par Ansari et Agrawal [4], l'un des indices d'endommagement sismique est dérivé sur la base de la période naturelle fondamentale de la structure.

En effet, l'augmentation de la période naturelle d'une structure indique la dégradation de sa rigidité. Elle peut donc être utilisée pour évaluer l'état d'endommagement de la structure en tant que paramètre global. Les périodes naturelles du modèle en trois états, à savoir intact, partiellement endommagé et complètement endommagé, sont utilisées pour déterminer l'indice d'endommagement donnée par :

$$DI_T = \frac{(T_i - T_0)^2}{(T_f - T_0)^2} \quad (4.6)$$

avec : DI_T est l'indice d'endommagement global ; T_0 est la période naturelle de la structure intacte ; T_i est la période naturelle de la structure endommagée à tout stade avant l'effondrement final et T_f est la période naturelle de la structure complètement endommagée.

4.6.2 Indice d'endommagement global proposé sur la base de la période impulsive et la période convective

L'indice d'endommagement global d'une structure est généralement dérivé de l'allongement des périodes de vibration libre, de la dissipation d'énergie, des mesures géométriques, de la déformation plastique, de la fatigue cyclique et de divers autres paramètres [82, 127].

Étant donné que les deux modes impulsif et convectif sont les principaux modes qui participent de manière significative à la réponse du réservoir surélevé (plus de 94% calculé dans la section 4.4), il est proposé ici d'utiliser les deux périodes correspondantes dans la mesure de l'indice d'endommagement global. En se référant à l'indice d'endommagement proposé par Ansari et Agrawal [4], DI est exprimé ici en utilisant l'équation 4.6 et normalisé dans la plage [0, 1].

$$DI = \frac{1}{2} \left(\left(\frac{T_i - T_{ie}}{T_{iu} - T_{ie}} \right)^2 + \left(\frac{T_c - T_{ce}}{T_{cu} - T_{ce}} \right)^2 \right) \quad (4.7)$$

où : T_i et T_c sont les périodes impulsives et convectives du réservoir d'eau surélevé calculées à tout stade avant effondrement total en appliquant un chargement sismique à des niveaux

d'intensité progressive du PGA. T_{ie} et T_{ce} sont leurs valeurs lorsque le réservoir surélevé est intacte, et T_{iu} et T_{cu} sont les valeurs à l'état ultime où le réservoir est considéré entièrement endommagé. Pour $T_i = T_{ie}$ et $T_c = T_{ce}$, le réservoir surélevé est considéré intacte et l'indice d'endommagement global est pris $DI = 0$. Cependant, lorsque T_i et T_c atteignent les périodes ultimes T_{iu} et T_{cu} respectivement, l'indice d'endommagement atteint la valeur $DI = 1$; pour toutes les valeurs $T_i > T_{iu}$ et $T_c > T_{cu}$, DI est pris constant et égal à 1.

La détermination des valeurs ultimes est l'un des paramètres clés de l'évaluation de l'indice d'endommagement de la structure. La moyenne des valeurs de T_{iu} et T_{cu} calculées après chaque analyse dynamique incrémentale semble donner une bonne mesure. Pour le cas de base fixe, les périodes ultimes moyennes sont $T_{iu} = 1.45$ s et $T_{cu} = 3.736$ s; elles correspondent à une déformation moyenne atteinte par les fibres d'acier égale à 14‰, qui est considérée, comme déjà argumenté ci-dessus, comme une limite de stabilité de la structure. Le déplacement au sommet dans ce cas est égal à 15 cm pour tous les accélérogrammes utilisés et le PGA mis à l'échelle moyen est de 0.5 g. La même déformation moyenne (14‰) des fibres d'acier dans le cas avec ISS est obtenue lorsque les périodes moyennes ultimes sont $T_{iu} = 1.894$ s et $T_{cu} = 3.848$ s et le PGA moyen mis à l'échelle est de 0.7 g. La différence entre les valeurs du PGA moyen et les périodes ultimes dans les deux cas avec et sans ISS, montre clairement l'effet de l'interaction sol-structure sur les performances sismiques de la structure.

Il est communément admis que l'ISS a un effet bénéfique sur la réponse des structures. En effet, en supposant une base fixe, toute l'énergie sismique sera absorbée seulement par les déformations de la structure. Cependant, les déformations du sol vont également absorber une certaine quantité d'énergie à condition que la réponse dynamique soit différente des conditions de résonance. De plus, on peut même s'attendre à ce que le décollement de la fondation puisse agir comme une isolation sismique pour les systèmes sol-fondation, mais à son tour, il doit être bien contrôlé [89].

Ces faits établis justifient clairement cette différence entre les valeurs du PGA de 0.5g et 0.7g avec base fixe et avec ISS. L'évolution des périodes ; impulsive et convective moyennes en augmentant progressivement le niveau moyen de PGA est tracée dans la figure 4.11. Ces courbes indiquent globalement qu'il y a peu ou pas d'allongement de période dans la plage de PGA moyenne inférieure à 0.1 g. Puis entre 0.1g et 0.5g, les périodes augmentent constamment au fur et à mesure que le PGA moyen augmente. À 0.5 g, les deux périodes atteignent leurs valeurs ultimes pour le cas de base fixe et augmentent rapidement pour atteindre les valeurs ultimes à 0.7 g dans le cas avec ISS.

Sur la base de ces résultats, l'indice d'endommagement global du réservoir d'eau surélevé est évalué selon l'équation (4.7) et mis à l'échelle dans la plage [0, 1] pour les deux cas avec ISS et avec base fixe. Les résultats sont tracés dans la figure 4.12(a) à côté

des différences en pourcentage dans la figure 4.12(b). Cette différence en pourcentage peut être interprétée comme le gain en sécurité du réservoir d'eau dû à l'effet de l'ISS. L'indice d'endommagement suit la même tendance que les périodes impulsives et convectives puisqu'il est évalué à partir de leur évolution. Pour un premier temps, ces courbes indiquent que le réservoir surélevé étudié ne subit aucun dommage pour de faibles valeurs de PGA (inférieures à 0.1 g); cet intervalle spécifie une zone sans dommage. Avec la condition de base fixe, une petite partie dans laquelle une augmentation globale des dommages (jusqu'à 20%) est observée dans la plage des PGA allant de 0.1 g à 0.2 g; le réservoir surélevé peut donc subir de légers dommages avec ce niveau de chargement. Pour les PGA compris entre 0.2 g et 0.35 g, des dommages modérés (entre 20% et 50%) peuvent survenir dans la structure de support du réservoir. Au-delà de 0.35 g, des dégâts importants sont attendus et le réservoir risque fort de perdre sa stabilité. Dans le cas de l'ISS, la plage dans laquelle aucun dommage n'est à signaler reste inchangée; cependant, l'intervalle à dégâts légers s'étend jusqu'à 0.4 g et celui dans lequel les dégâts sont modérés s'étend jusqu'à 0.55 g. Le bénéfice de l'effet de l'interaction sol-structure sur la stabilité du réservoir surélevé est quasiment nul dans le domaine de réponse élastique (sans dommage). Elle augmente rapidement dans la plage inélastique (avec des dommages possibles légers à modérés) où elle fluctue autour de 60%, de 0.2 g à 0.5 g, puis chute rapidement dans la zone de dommages étendue au-delà de 0.5 g.

Certains détails des déformations maximales calculées dans les fibres de la section du poteau pour un niveau d'intensité du mouvement du sol (PGA) à 0.3 g sont reportés dans le tableau 4.6 pour deux accélérogrammes appliqués. Les fibres du béton confiné ont connu une déformation maximal de 2.28‰ et de 2.11‰ dans le cas de base fixe; ces valeurs dépassent légèrement la limite admissible de déformation du béton en traction. Le béton d'enrobage subit de grandes augmentations de la déformation sous condition de base fixe et de légères augmentations dans le cas de l'ISS. Cependant, les barres d'armature en acier se comportent toujours en dessous de leur limite ultime, mais avec une certaine élasticité dans le cas de base fixe. Cet état des fibres est bien reflété par la zone d'endommagement modéré pour le cas de base fixe et par la zone d'endommagement léger pour le cas de l'ISS tel que défini dans la figure 4.12(a).

Tableau 4.6 : Exemple de la déformation maximale(en ‰) des fibres pour un PGA=0.3g

	Béton enrobage		Béton noyau		Barres acier	
	Base fixe	ISS	Base fixe	ISS	Base fixe	ISS
Central Calif-02	2.28	0.79	6.47	2.16	6.19	2.06
Northern Calif-02	2.11	0.92	5.66	2.93	5.41	2.8

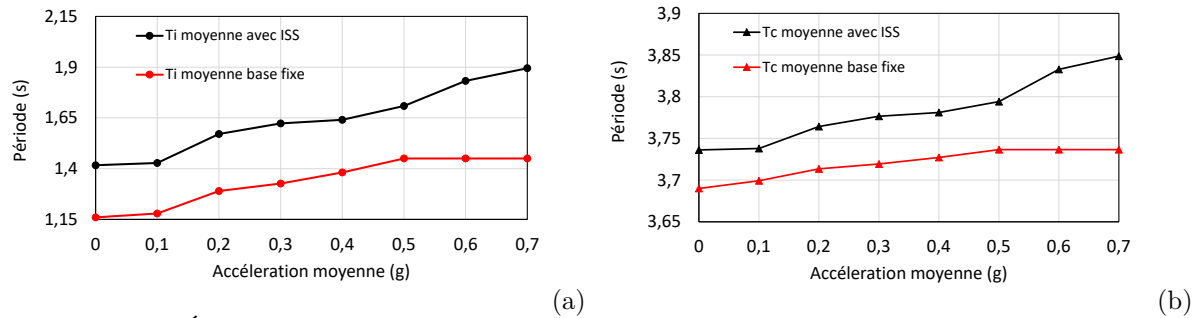


Figure 4.11 : Évolution des périodes Impulsive (a) et Convective (b) avec et sans prise en compte de l'ISS

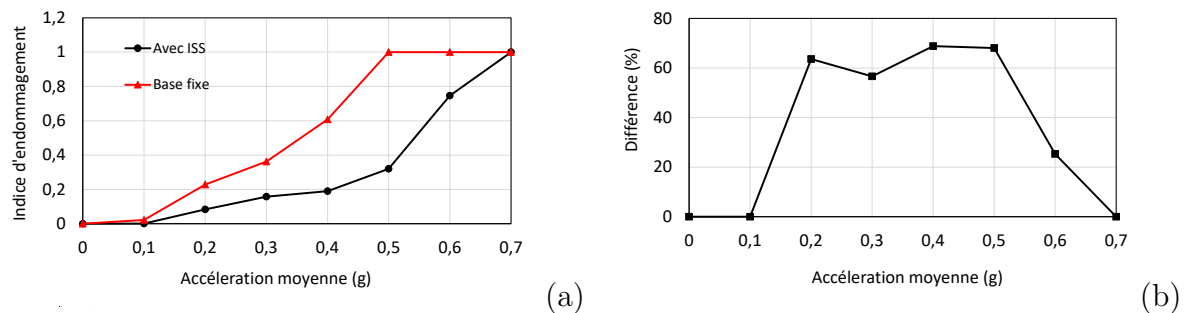


Figure 4.12 : (a) Indice d'endommagement global du réservoir surélevé avec ISS (couleur noire avec marques circulaires) et avec base fixe (couleur rouge avec marques triangulaires) (b) Gain en stabilité du réservoir surélevé dû à l'effet conjugué de l'ISS et du décollement de la fondation

4.7 Conclusion

L'endommagement sismique des réservoirs en béton surélevés est évalué dans cette étude, en tenant compte de l'effet de l'eau stockée, de l'interaction sol-structure avec décollement de la fondation. L'effet de l'interaction sol-structure est pris en compte en utilisant des ressorts qui sont associés à des éléments type "gap" pour permettre le décollement de la fondation. Dans le modèle 3D en éléments finis, l'action du liquide stockée est décomposée en deux types :

- Une action passive provoquant des efforts d'impulsion.
- Une action active provoquant des efforts d'oscillation.

La structure de support est modélisée par des éléments poutre à rotule plastique . Un modèle d'éléments fibres basé sur l'interaction de l'effort axial - moment biaxial (PMM) de la section de la rotule plastique, est choisi pour définir la relation de base force-déformation du béton et de l'acier. La validation du modèle 3D en éléments finis ainsi que l'analyse modale du réservoir intacte sont présentées en premier lieu. Ensuite, le comportement et la capacité sismique du réservoir surélevé sont étudiés, en effectuant une analyse pushover et plusieurs analyses dynamiques et incrémentales sous l'effet de

plusieurs accélérogrammes. L'état des rotules plastiques est examiné en détail et les limites ultimes de sécurité du réservoir sont déduites à partir des modèles dégradés de la structure après endommagement. Enfin, des analyses modales sont réalisées pour différents niveaux de dégradation de la rigidité, ce qui conduit à déterminer les courbes d'allongement des périodes en fonction de la moyenne des niveaux des PGA.

Tous ces travaux sont également menés pour le cas de l'hypothèse de base fixe afin d'évaluer l'effet de l'ISS et du décollement de la fondation. Sur la base des résultats obtenus, un indice d'endommagement global combinant l'allongement des périodes impulsive et convective est proposé. Il permet de quantifier le gain en sécurité des réservoirs dû à l'interaction sol-structure et du décollement de la fondation.

Cette étude a principalement montré que :

- Le taux de participation massique modale cumulé des modes impulsif et convectif est supérieur à 90%, selon les codes sismiques, ces deux modes sont suffisants pour le calcul sismique des réservoirs surélevés.
- Dans le cas de l'ISS, la période impulsive est allongée et les ratios de participation massique modale sont légèrement réduits pour tous les modes à l'exception du mode convectif.
- L'ISS et le décollement de la fondation ont pour effet de réduire les paramètres de réponse du réservoir en termes de valeurs maximales de l'effort tranchant à la base et de déformations des fibres dans les rotules plastiques ; cependant, cela augmente les déplacements au sommet.
- La détermination des valeurs ultimes est l'un des paramètres clés dans l'évaluation de l'indice d'endommagement. La moyenne des valeurs des périodes calculées après chaque analyse dynamique incrémentale semble donner une mesure précise.
- L'indice d'endommagement global combinant à la fois les périodes impulsives et convectives reflète bien les différents états de dommage du réservoir surélevé étudié.
- Le bénéfice de l'effet de l'ISS sur la stabilité du réservoir surélevé est presque nul dans la plage de réponse élastique, et il augmente rapidement dans l'intervalle inélastique puis diminue rapidement dans le palier de dommage étendu.

Conclusion générale

Cette thèse a pour but de mener une investigation numérique des effets d'interaction fluide-sol-structure sur les performances sismiques des réservoirs surélevés. Pour atteindre l'objectif de ce travail, des modèles mécaniques simplifiés à un degré de liberté (sans ballottement), à deux degrés de liberté (avec ballottement) ainsi que des modèles 3D en éléments finis développés avec différentes manières de prendre en compte l'eau stockée, ont été traités.

Tout d'abord, une étude du comportement dynamique des réservoirs surélevés a été réalisée, en effet, l'étude des variations des périodes de vibration naturelles, de la réponse sous une excitation horizontale harmonique et de la réponse sous excitation sismique, ont permis de mettre en évidence l'importance des interactions entre le fluide et la structure ainsi que entre le sol et la structure. Dans cette optique, divers modèles mécaniques et numériques ont été mis en œuvre, les conclusions tirées ont révélé que le fait de prendre en compte l'eau dans les modèles analysés, accroît aussi bien la période du mode propre que l'effort de tranchant à la base du modèle. Ce résultat était à prévoir puisque l'eau ne fait qu'augmenter la masse de la structure sans pour autant renforcer sa rigidité. Par ailleurs, les modèles à deux degrés de liberté, qui prennent en compte le ballottement, présentent une période impulsive plus courte que celle du modèle à un degré de liberté. Dans ce dernier, la masse totale de l'eau est impliquée dans les effets inertiels. En outre, les modèles mécaniques simplifiés, déterminés d'après les formules de Housner et les recommandations de l'Eurocode 8, présentent des périodes de vibration quasi identiques bien qu'une différence entre les valeurs respectives de leurs masses et rigidités calculées, a été constatée. Ce travail a également démontré qu'une masse équivalente prenant en compte non seulement la masse impulsive, mais aussi d'une part de la masse convective, peut être employée dans les modèles 3D par éléments finis des réservoirs. La comparaison des résultats issus des modèles à 2DDL et du modèle d'éléments finis 3D, en déterminant les fréquences propres et l'effort tranchant à la base, a démontré que cette masse équivalente offre des résultats acceptables. Comme c'est souvent le cas dans les recherches qui s'intéressent à l'interaction sol-structure, il a été montré que la flexibilité du sol tend à prolonger la période de vibration du réservoir surélevé et à diminuer l'effort tranchant à la base du réservoir surélevé.

Ensuite, une évaluation de la demande sismique du réservoir surélevé à base fixe est conduite. Pour ce faire, la méthode statique non linéaire pushover a été mise en œuvre, et la méthode N2 a été utilisée pour déterminer le point de performance. La prise en compte de manière systématique du comportement non linéaire des matériaux, en utilisant des éléments fibres dans la modélisation de la structure de support, nous a permis d'examiner l'état de déformation de cette structure au fur et à mesure que son déplacement au sommet augmente jusqu'à ce que le point de performance soit atteint. A ce niveau, la rigidité de la structure de support du réservoir surélevé a été jugée insuffisante et nécessite donc d'être améliorée. Il a été également constaté que pour le cas du réservoir d'eau en béton surélevé, une force appliquée au sommet de la structure de support, permet de représenter de manière satisfaisante les sollicitations sismiques appliquées, d'autant plus que la structure entière se comporte comme un pendule inversé.

Enfin, l'évaluation de l'endommagement sismique d'un réservoir d'eau en béton surélevé est menée, en utilisant un modèle 3D d'éléments finis dans lequel, l'effet de l'eau stockée est pris en compte en divisant le fluide en deux masses distinctes, une masse dite impulsive qui bouge à l'unisson avec le réservoir et une autre masse dite convective liée par des ressorts aux parois du réservoir. Ces deux masses ainsi que leur hauteur et la rigidité des ressorts sont calculés en utilisant les expressions de Housner. Les résultats de calculs basés sur les codes sismiques et la comparaison avec des travaux antérieurs publiés ont permis de valider le modèle numérique. Les taux de participation massique modale cumulée des modes impulsif et convectif sont supérieurs à 90%, selon les codes sismiques ces deux modes sont suffisants pour le calcul sismique des réservoirs surélevés. Par ailleurs, dans le but d'étudier l'effet de l'interaction sol-structure et le décollement de la fondation, la modélisation à l'aide de l'impédance de fondation a été employée, le sol est représenté par des éléments ressorts-gap répartis sous la fondation du réservoir, un agissant à la translation et l'autre au renversement, ces éléments "gap" garantissent que seule la compression est activée dans le sens vertical, permettant ainsi à la fondation de se décoller sous des rotations sévères.

La structure de support est modélisée par des éléments poutre à rotule plastique, un modèle d'éléments fibres basé sur l'interaction de l'effort axial - moment biaxial (PMM) de la section de la rotule plastique est choisi pour définir la relation de base force-déformation du béton et de l'acier.

Ainsi, la capacité sismique du réservoir d'eau est évaluée en effectuant une analyse pushover et des analyses dynamiques incrémentales (IDA). Les résultats obtenus ont conduit à la connaissance des états limites du réservoir pour les deux cas où l'ISS est prise en compte ou pas. L'état des rotules plastiques a également été examiné pour plusieurs niveaux d'intensité du PGA, conduisant à l'identification de l'état global ultime du réservoir en termes de périodes impulsives et convectives.

A l'issue de cette étude, un indice d'endommagement global est dérivé de l'allongement

des deux périodes et de leurs valeurs ultimes, et l'effet de l'ISS est évalué en termes de différence en pourcentage qui peut être interprétée comme le bénéfice en matière de sécurité du réservoir d'eau en béton surélevé.

Dans le cas de prise en compte de l'ISS, la période impulsive est allongée et les ratios de participation massique modale sont légèrement réduits pour tous les modes à l'exception du mode convectif.

L'effet de l'ISS et du décollement de la fondation a tendance à réduire les paramètres de réponse du réservoir en termes de valeurs maximales de l'effort tranchant à la base et de déformations des fibres dans les rotules plastiques ; cependant, cela augmente les déplacements au sommet.

La détermination des valeurs ultimes est l'un des paramètres clés dans l'évaluation de l'indice d'endommagement. La moyenne des valeurs des périodes calculées après chaque analyse dynamique incrémentale semble donner une mesure précise.

L'indice d'endommagement global combinant à la fois les périodes impulsives et convectives reflète bien les différents états de dommage du réservoir surélevé étudié.

En outre, le bénéfice de l'effet de l'ISS sur la sécurité du réservoir surélevé est presque nul dans la plage de réponse élastique, et il augmente rapidement dans l'intervalle inélastique puis diminue brusquement dans le palier de dommage étendu.

En conclusion, la réponse et le comportement sismique d'un réservoir surélevé sont influencés par plusieurs paramètres tels que l'interaction fluide-structure et l'interaction sol-structure. Il est donc nécessaire de considérer ces paramètres dans les procédures de conception structurelle pour assurer une conception fiable. En effet, L'ISS et L'IFS affectent considérablement la réponse sismique des réservoirs en béton surélevés, en termes d'effort tranchant à la base, du déplacement au sommet et de la dégradation de la structure de support du réservoir. L'utilisation de la méthode statique non linéaire pushover et la méthode d'analyse dynamique incrémentale, permet de mieux comprendre le comportement de ce type d'ouvrage et d'évaluer leur capacité sismique. Pour les réservoirs surélevés existants ou à construire, il est nécessaire d'évaluer leur performance sismique et de quantifier les dommages qu'ils peuvent subir sous des séismes de différents niveaux d'intensité. Cela, en utilisant des indices d'endommagement, tel que l'indice proposé dans le présent travail qui est basé sur la période impulsive et la période convective. Ces études permettent de déterminer la performance et l'état de la structure, elles peuvent également constituer une aide importante pour la conception sismique de ce type de structure.

Bibliographie

- [1] Abdesselam H, Kassoul A and Bouzid H [2019]. New model for confinement of reinforced concrete columns with an ultra-high strength close to 200 MPa, *Engineering Structures* **199**, 109594.
url: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109594>
- [2] Algreane G A I, Osman S, Karim O A and Kasa A [2011]. Behavior of elevated concrete water tank subjected to artificial ground motion, *Geotechnical Engineering* **Vol. 16, Bund. D**, 387–406.
- [3] Anish S and Serhan G [2020]. System-level modeling methodology for capturing the pile cap, helical pile group, and soil interaction under uplift loads, *Engineering Structures* **220**, 110977.
- [4] Ansari M I and Agarwal P [2016]. Damage Index Evaluation of Concrete Gravity Dam Based on Hysteresis Behavior and Stiffness Degradation Under Cyclic Loading, *International Journal of Structural Stability and Dynamics* **17**(1), 1750009.
url: <https://dx.doi.org/10.1142/S0219455417500092>
- [5] Ansari M I and Agarwal P [2017]. Damage Index Evaluation of Concrete Gravity Dam Based on Hysteresis Behavior and Stiffness Degradation Under Cyclic Loading, *International Journal of Structural Stability and Dynamics* **17**(01), 1750009.
- [6] ASCE41 [2023]. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers.
url: <http://dx.doi.org/10.1061/9780784416112>
- [7] ATC-3 [1978]. *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ch6, 1978*.
- [8] ATC-96 [1996]. *Applied Technology Council, Seismic evaluation and retrofit of reinforced concrete buildings (ATC96), 1996*.
- [9] Attari N and Rofooei F [2008]. On lateral response of structures containing a cylindrical liquid tank under the effect of fluid/structure resonances, *Journal of Sound and Vibration* **318**(4), 1154–1179.
url: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022460X08004537>
- [10] Bae S and Bayrak O [2008]. Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Columns, *Acı Structural Journal* **105**, 290–300.
url: <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:138758849>
- [11] Banon H, Biggs J M and Irvine H M [1981]. Seismic damage in reinforced concrete frames, *Journal of the Structural Division* **107**(9), 1713–1729.

- [12] Bardet J P [1997]. *Experimental Soil Mechanics*, Prentice Hall Inc., Upper Saddle River, NJ 07458.
- [13] Barton D C and Parker J V [1987]. Finite element analysis of the seismic response of anchored and unanchored liquid storage tanks, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **15**(3), 299–322.
url: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/eqe.4290150303>
- [14] Bazzurro P and Cornell C A [1994]. Seismic Hazard Analysis of Nonlinear Structures. I : Methodology, *Journal of Structural Engineering* **120**(11), 3320–3344.
url: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%290733-9445%281994%29120%3A11%283320%29>
- [15] Benkhellat S [2023], Evaluation des performances sismiques des ouvrages de stockage de matières granulaires, Theses, Université M'HAMED BOUGARA-BOUMERDAS, ALGERIE.
- [16] Benkhellat S, Kada O, Seghir A and Kadri M [2021]. Seismic Damage Assessment of Reinforced Concrete Grain Silos, *International Journal of Structural Stability and Dynamics* **22**(01).
- [17] Berry M, Lehman D E and Lowes L N [2008]. Lumped-Plasticity Models for Performance Simulation of Bridge Columns, *Aci Structural Journal* **105**, 270–279.
url: <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:107738668>
- [18] Bertero V [1977]. Strength and Deformation Capacities of Buildings under Extreme Environments, *Structural Engineering and Structural Mechanics* pp. Vol. 53, No. 1, pp.29–79.
- [19] Bertero V V [1995]. Tri-service manual methods, *n Vision 2000,Part 2,Appendix J,Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA, 1995* .
- [20] Bielak J [2003]. Domain Reduction Method for Three-Dimensional Earthquake Modeling in Localized Regions, Part I : Theory, *Bulletin of the Seismological Society of America* **93**(2), 817–824.
url: <http://dx.doi.org/10.1785/0120010251>
- [21] Bouchala F and Seghir A [2023]. Seismic damage assessment of elevated RC water tank considering fluid-soil-structure interaction and foundation uplifting, *International Journal of Structural Engineering* **13**(4), 387–407.
url: <http://dx.doi.org/10.1504/IJSTRUCTE.2023.134341>
- [22] Boudjellal E M B [2018], Analyse Sismique Des Réservoirs, Theses, Université de Batna-2-Faculté de Technologie, Département Génie Civil.
- [23] Brancaleoni F, Ciampi V and Di Antonio R [1983]. Rate-type models for non linear hysteretic structural behavior, *in EUROMECH colloquium*.
- [24] Capra A and Davidovici V [1982]. *Calcul Dynamique Des Structures En Zone Sismique*.
- [25] CBA [1993]. *D.T.R. - B.C. 2-41, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé*, Ministère de l'Habitat.

- [26] Chaibedra B, Benanane S, Bahar S, Benanane A, Bourdim S and Titoum M [2020]. Analyse de la performance sismique du patrimoine bâti de la ville de Mostaganem en Algérie, *Academic Journal of Civil Engineering* pp. Vol 37 No 1 (2019) : Special Issue–RUGC 2019 Sophia Antipolis.
url: <https://journal.augc.asso.fr/index.php/ajce/article/view/ajce.37.1.89>
- [27] Chopra A K and Goel R K [2001]. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **31**(3), 561–582.
url: <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.144>
- [28] Chowdhury P R [2020], A critical study of seismic behaviour of reinforced concrete elevated water tanks on shaft type of staging system, PhD thesis, Jadavpur University.
url: <https://hdl.handle.net/10603/361787>
- [29] Clough R W [1966]. *Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements*, Report / Dept. of Civil Engineering, University of California; no. 66-16, University of California, Dept. of Civil Engineering, Berkeley.
url: https://escholarship.org/content/qt21f175hg/qt21f175hg_noSplash_083a200ba8d29e4baad620650c52b57d.pdf
- [30] Clough R W and Benuska K L [1967]. Nonlinear earthquake behavior of tall buildings, *Journal of the Engineering Mechanics Division* **93**, 129–146.
- [31] Clough R W and Johnston S [1966]. Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements, in *Proceedings of the Second Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, 1966*, pp 227–232.
url: <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:137587708>
- [32] Computers and Structures, Inc. [2015], ‘SAP2000’, Computer software. Berkeley, CA, USA.
url: <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>
- [33] Cremonini M, P. C and J. B [1988]. Implementation of effective seismic input for soil-structure interaction systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **16**, 615–625.
- [34] Cusson D and Paultre P [1995]. Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete, *Journal of Structural Engineering* **121**(3), 468–477.
url: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061>
- [35] Damians I P, Sebastià O, Bathurst R J, Antonio L and Alejandro J [2022]. Modeling Soil-Facing Interface Interaction With Continuum Element Methodology, *Frontiers in Built Environment* **8**.
- [36] De Langre E [2001]. *Fluides et solides*, Ecole Polytechnique.
url: <https://books.google.dz/books?id=IFnLwQ4eTIwC>
- [37] Dhakal R P and Maekawa K [2002]. Path-dependent cyclic stress–strain relationship of reinforcing bar including buckling, *Engineering Structures* **24**(11), 1383–1396.
url: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029602000809>
- [38] Dieterman H [1988], Dynamics of tower, liquid–structure–foundation interaction, Theses, Ph.D. Dissertation, TU Delft, Netherlands.
- [39] Dimitrios V and C. Allin C [2002]. Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **31**(03).

- [40] DiPasquale E and Cakmak A [1990]. Seismic damage assessment using linear models, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **9**(4), 194–215.
url: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0267726105800107>
- [41] Doğangün A, Durmus A and Ayvaz Y [1966]. Finite element analysis of seismic response of rectangular tanks using added mass and Lagrangian approach., in *Proceedings of the Second International Conference on Civil Engineering Computer Applications Research and Practice, Bahrain, April 6-8, Vol. I, pp. 371-379.*
- [42] Dolatshahi K M, Vafaei A, Kildashti K and Hamidia M [2019]. Displacement ratios for structures with material degradation and foundation uplift, *Bulletin of Earthquake Engineering* **17**(9), 5133–5157.
- [43] Donald P C [2001]. *Foundation Design : Principles and Practices*, second ed. edn, Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ.
- [44] Dutta S C, Dutta S and Roy R [2009]. Dynamic behavior of elevated tanks with soil–structure interaction, *Engineering Structures* **31**(11), 2617–2629.
- [45] Dutta S, Jain S and Murty C [2000a]. Alternate tank staging configurations with reduced torsional vulnerability, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **19**(3), 199–215.
url: [http://dx.doi.org/10.1016/S0267-7261\(00\)00004-X](http://dx.doi.org/10.1016/S0267-7261(00)00004-X)
- [46] Dutta S, Jain S and Murty C [2000b]. Assessing the seismic torsional vulnerability of elevated tanks with RC frame-type staging, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **19**(3), 183–197.
- [47] Dutta S, Jain S and Murty C [2001]. Inelastic seismic torsional behaviour of elevated tanks, *Journal of Sound and Vibration* **242**(1), 151–167.
url: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022460X00933431>
- [48] Dutta S, Mandal A and Dutta S C [2004]. Soil–structure interaction in dynamic behaviour of elevated tanks with alternate frame staging configurations, *Journal of Sound and Vibration* **277**(4-5), 825–853.
url: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jsv.2003.09.007>
- [49] El Damatty A, Saafan M and Sweedan A [2005]. Experimental study conducted on a liquid-filled combined conical tank model, *Thin-Walled Structures* **43**(9), 1398–1417.
url: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0263823105000728>
- [50] Elkholy S A, Elsayed A A, Ariss B E and Sadek S A [2014]. Optimal finite element modelling for modal analysis of liquid storage circular tanks, *International Journal of Structural Engineering* **5**(3), 207.
url: <http://dx.doi.org/10.1504/ijstructe.2014.063034>
- [51] Estekanchi H and Arjmandi K [2007]. Comparison of damage indexes in nonlinear time history analysis of steel moment frames, *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)* **8**(6), 629–646.
url: <https://www.sid.ir/en/Journal/ViewPaper.aspx?ID=103772>
- [52] Eurocode-2 [2005]. *Design of concrete structures — Part 1-1 : General rules and rules for buildings.*
- [53] Eurocode-8 [2003]. *Design of structures for earthquake resistance-Part 1. 1 : General rules—Seismic action and general requirements for structures-Part 4 : Silos, tanks and pipelines.*

- [54] Fabio Di T and Marzia M [2018]. Seismic fragility assessment of infilled frames subject to mainshock/aftershock sequences using a double incremental dynamic analysis approach, *Bulletin of Earthquake Engineering* **17**(1), 211–235.
- [55] Fajfar P [2000]. A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design, *Earthquake Spectra* **16**(3), 573–592.
url: <http://dx.doi.org/10.1193/1.1586128>
- [56] Fajfar P and Fischinger M [1987]. Non-linear seismic analysis of RC buildings : implications of a case study, *European Earthquake Engineering* **1**(1), 31–43.
- [57] Fajfar P and Fischinger M [1988]. N2-a method for non-linear seismic analysis of regular buildings, **V**, 31–43.
- [58] Falamarz-Sheikhabadi M and Zerva A [2016]. Effect of numerical soil-foundation-structure modeling on the seismic response of a tall bridge pier via pushover analysis, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **90**, 52–73.
url: <http://dx.doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.08.020>
- [59] Farhad B, Seyyed, Mohammad M and Hossein A [2017]. Seismic behavior of structures considering uplift and soil–structure interaction, *Advances in Structural Engineering* **20**(11), 1712–1726.
- [60] FEMA356 [2000]. *Prestandard and commentary for seismic Rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington.
- [61] FEMA368/369 [2000]. *The 2000 NEHRP Recommended Provisions for New Buildings and Other Structures, Part 1 : Provision and Part 2 : Commentary*. Federal Emergency Management Agency, Washington.
- [62] FEMA440 [2005]. *Federal Emergency Management Agency, FEMA-440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, 2005*.
- [63] FEMA450 [2003]. *Building Seismic Safety Council (BSSC). NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. FEMA450. Washington (DC) : Federal Emergency Management Agency ; 2003*.
- [64] Feng Y, Kowalsky M J and Nau J M [2012]. Fiber-Based Modeling for Investigating the Effect of Load History on the Behavior of RC Bridge Columns, *in 15th WCEE, Lisboa 2012*.
url: <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:162179500>
- [65] Filiatrault A and Prat M [1997]. Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures, *Revue Française de Génie Civil* **1**(2), 372–373.
url: <http://dx.doi.org/10.1080/12795119.1997.9692125>
- [66] Filippou F C, Popov E P and Bertero V V [1983]. *Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints*, Earthquake Engineering Research Center, University of California ; For sale by the National Technical Information Service, U.S. Dept. of Commerce, Report (University of California, Berkeley. Earthquake Engineering Research Center), no. UCB/EERC 83-19 ; no. UCB. EERC-83/19.
- [67] Filippou F and Issa A [n.d.]. Nonlinear analysis of reinforced concrete frames under cyclic load reversals, *EERC Report No. UCB/EERC-88/12, September 1988* .

- [68] Francesco C, António A C, Helen C and Rui P [2020]. Dynamic soil-structure interaction models for fragility characterisation of buildings with shallow foundations, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **132**, 106004.
- [69] Freeman S [1975]. Evaluations of existing buildings for seismic risk-A case study of Puget Sound Naval Shipyard, *Proc. 1st U.S. Nat. Conf. on Earthquake Engrg., Bremerton, Washington, 1975* pp. 113–122.
url: <https://cir.nii.ac.jp/crid/1572543024960346496>
- [70] George G and George M [2001]. Soil-Structure Interaction Effects on Elastic and Inelastic Structures, *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics* **3**(02), 1–13.
url: <https://scholarsmine.mst.edu/icrageesd/04icrageesd/session16/3>
- [71] Ghanbari E and Ghanbari A [2016]. A new criterion for considering soil-structure interaction on analysis of moment frames, *International Journal of Structural Engineering* **7**(1), 31.
url: <http://dx.doi.org/10.1504/ijstructe.2016.073677>
- [72] Giberson M F [1967], The response of nonlinear multi-story structures subjected to earthquake excitation, PhD thesis, California Institute of Technology.
url: <https://resolver.caltech.edu/CaltechETD:etd-09182002-085426>
- [73] Gomes A and Appleton J [1997]. Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling, *Engineering Structures* **19**(10), 822–826.
url: [http://dx.doi.org/10.1016/s0141-0296\(97\)00166-1](http://dx.doi.org/10.1016/s0141-0296(97)00166-1)
- [74] Gong F, Sun X, Takahashi Y, Maekawa K and Jin W [2023]. Computational Modeling of Combined Frost Damage and Alkali-Silica Reaction on the Durability and Fatigue Life of RC Bridge Decks, *Journal of Intelligent Construction* **1**(1), 1–14.
url: <http://dx.doi.org/10.26599/jic.2023.9180001>
- [75] Grange S, Kotronis P and Mazars J [2008]. A macro-element for a shallow foundation to simulate Soil–Structure Interaction considering uplift, *Comptes Rendus Mécanique* **336**(11-12), 856–862.
- [76] Grange S, Kotronis P and Mazars J [2009]. A macro-element to simulate 3D soil–structure interaction considering plasticity and uplift, *International Journal of Solids and Structures* **46**(20), 3651–3663.
- [77] Hamidia M, Vafaei A and Dolatshahi K M [2022]. Seismic displacement ratios for soil-pile-structure systems allowed to uplift, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **155**, 107171.
- [78] Hamou k and Ramdane k e [2007]. Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover, pp. 1–15.
- [79] Haroun M A and Housner G W [1981]. Seismic Design of Liquid Storage Tanks, *Journal of the Technical Councils of ASCE* **107**(1), 191–207.
- [80] Helmut K and Mahmud Z [1983]. Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motions, *Computers & Structures* **16**(1), 531–541.
url: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0045794983901931>
- [81] Hemsas M and ELACHACHI S [2007]. Evaluation de la performance et analyse du comportement non linéaire des murs voiles en B.A soumis à une action sismique.

- [82] Hetao H and Bing Q [2016]. Influence of cumulative damage on seismic response modification factors of elastic perfectly plastic oscillators, *Advances in Structural Engineering* **19**(3), 473–487.
- [83] Housner G W [1963]. The dynamic behavior of water tanks, *Bulletin of the Seismological Society of America* **53**(2), 381–387.
- [84] Howard I. E [1976]. Seismic Design of Liquid-Storage Tanks, *Journal of the Structural Division* **102**(9), 1659–1673.
- [85] Jafarieh A H and Ghannad M A [2020]. Seismic performance of nonlinear soil-structure systems located on soft soil considering foundation uplifting and soil yielding, *Structures* **28**, 973–982.
- [86] Jaiprakash C C, Charhate S and Sangita Mishra S [2023]. Effect of Depth of Water and Container Diameter in Seismic Analysis of R. C. Elevated Circular Water Tank, *IOP Conference Series : Materials Science and Engineering* **1282**(1), 012007.
url: <http://dx.doi.org/10.1088/1757-899X/1282/1/012007>
- [87] Joseph A and Joseph G [2019]. Fluid-structure-soil interaction effect on dynamic behaviour of circular water tanks, *International Journal of Structural Engineering* **10**(1), 25.
url: <http://dx.doi.org/10.1504/ijstructe.2019.101432>
- [88] Kada O [2018], Investigation numérique des effets de l'interaction sol-structure non-linéaire, Theses, Université Abderrahmane Mira - Bejaïa (Bejaïa, Algérie).
- [89] Kada O, Benamar A and Tahakourt A [2018]. Simplified model for analysis of soil foundation system under cyclic pushover loading, *Structural Engineering and Mechanics* **67**(3), 267–275.
- [90] Kappos A J [1997]. Seismic damage indices for RC buildings : evaluation of concepts and procedures, *Progress in Structural Engineering and Materials* **1**(1), 78–87.
url: <http://dx.doi.org/10.1002/pse.2260010113>
- [91] Kausel E, Whitman R V, Morray J P and Elsabee F [1978]. The spring method for embedded foundations, *Nuclear Engineering and Design* **48**(2-3), 377–392.
url: [http://dx.doi.org/10.1016/0029-5493\(78\)90085-7](http://dx.doi.org/10.1016/0029-5493(78)90085-7)
- [92] Kaveh A and Rezazadeh, Ardebili S [2022]. Equivalent damping ratio for mixed structures including the soil-structure interaction, *Structures* **41**, 29–35.
url: <http://dx.doi.org/10.1016/j.istruc.2022.04.090>
- [93] Kent D C and Park R [1971]. Flexural Members with Confined Concrete, *Journal of the Structural Division* **97**(7), 1969–1990.
url: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/JSDEAG.0002957>
- [94] Khouf L [2022], Modélisation Numérique de l'interaction fluide-structure et du ballonnement des liquides dans les réservoirs de stockage, Theses, Normandie Université; Université Abderrahmane Mira - Bejaïa (Bejaïa, Algérie).
url: <https://theses.hal.science/tel-03827599>
- [95] Khouf L, Benaouicha M, Seghir A and Guillou S [2021]. Numerical modeling of liquid sloshing in flexible tank with FSI approach, *World Journal of Engineering* .
- [96] Kocak S and Mengi Y [2000]. A simple soil-structure interaction model, *Applied Mathematical Modelling* **24**(8-9), 607–635.

- [97] Koh H M, Kim J K and Park J H [1998]. Fluid–structure interaction analysis of 3-D rectangular tanks by a variationally coupled BEM–FEM and comparison with test results, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **27**(2), 109–124.
url: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002>
- [98] Konstantinos D T [2014]. Seismic Analysis of Steel–Concrete Composite Buildings : Numerical Modeling, in *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, Springer Berlin Heidelberg, pp. 1–36.
- [99] Krawinkler H and Seneviratna G [1998]. Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation, *Engineering Structures* **20**(4), 452–464. Innovations in Stability Concepts and Methods for Seismic Design in Structural Steel.
url: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029697000928>
- [100] Kumar H and Saha S K [2021]. Seismic Performance of Base-Isolated Elevated Liquid Storage Tanks Considering Soil–Structure Interaction, *Practice Periodical on Structural Design and Construction* **26**(1), 04020062.
url: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29SC.1943-5576.0000545>
- [101] Lafuente M, Cruz M and Genatios C [1997]. Un indice d’endommagement local pour l’évaluation de murs en maçonnerie confinée sous chargement latéral cyclique, *Materials and Structures/Matériaux et Constructions* **31**, 692–698.
- [102] Lai S, Will G T and Otani S [1984]. Model for Inelastic Biaxial Bending of Concrete Members, *Journal of Structural Engineering* **110**(11), 2563–2584.
url: <https://ascelibrary.com/doi/abs/10.1061>
- [103] Lakhade S O, Kumar R and Jaiswal O R [2020]. Estimation of drift limits for different seismic damage states of RC frame staging in elevated water tanks using Park and Ang damage index, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* **19**(1), 161–177.
- [104] Lee T H and Mosalam K M [2004]. Probabilistic fiber element modeling of reinforced concrete structures, *Computers and Structures* **82**(27), 2285–2299.
url: <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruc.2004.05.013>
- [105] Livaoglu R [2005], Investigation of the earthquake behavior of elevated tanks considering fluid–structure–soil interactions. Ph.D. Thesis, Theses, Karadeniz Technical University, Trabzon, 2005 (in Turkish).
- [106] Livaoglu R [2013]. Soil interaction effects on sloshing response of the elevated tanks, *Geomechanics and Engineering* **5**(4), 283–297.
url: <https://doi.org/10.12989/GAE.2013.5.4.283>
- [107] Livaoglu R and Dogangun A [2005]. Seismic evaluation of fluid-elevated tank-foundation/soil systems in frequency domain, *Structural Engineering and Mechanics* **21**(1), 101–119.
url: <https://doi.org/10.12989/SEM.2005.21.1.101>
- [108] Livaoglu R and Dogangun A [2006]. Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid-structure-soil interaction, *Journal of Fluids and Structures* **22**(3), 421–439.
- [109] Livaoglu R and Dogangun A [2007]. Effect of foundation embedment on seismic behavior of elevated tanks considering fluid–structure-soil interaction, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **27**(9), 855–863.

- [110] Livaoglu R and Dogangun A [2008a]. An Investigation about the Soil-Structure Interaction Effects on Sloshing Response of the Elevated Tanks, *in The 14th World Conference on Earthquake Engineering. October 12-17, 2008, Beijing, China.*
- [111] Livaoglu R and Dogangun A [2008b]. Sloshing Response of the Cylindrical Elevated Tanks with Frame Staging System on Different Soil Conditions, *in 9th International Conference on Flow-Induced Vibrations FIV2008, 30 June – 3 July 2008, Prague, Czech Republic.*
- [112] Livaoglu R, Turan A, El Naggar M H and Dogangun A [2012]. The numerical and empirical evaluation of structural performance of elevated tanks considering soil–structure interaction effects, *Journal of Earthquake and Tsunami* **06**(02), 1250008.
- [113] Lu X and Guan H [2017]. *Earthquake Disaster Simulation of Civil Infrastructures*, Springer Singapore.
url: <http://dx.doi.org/10.1007/978-981-10-3087-1>
- [114] Lu X, Lu X, Guan H and Ye L [2012]. Collapse simulation of reinforced concrete high-rise building induced by extreme earthquakes, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **42**(5), 705–723.
url: <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.2240>
- [115] Luco N and Cornell C A [1998]. Effects of random connection fractures on the demands and reliability for a 3-story pre-Northridge SMRF structure, *in Proceedings of the 6th US national conference on earthquake engineering*, Vol. 244, Citeseer, pp. 1–12.
- [116] Luco N and Cornell C A [2000]. Effects of Connection Fractures on SMRF Seismic Drift Demands, *Journal of Structural Engineering* **126**(1), 127–136.
url: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%290733-9445%282000%29126%3A1%28127%29>
- [117] Mander J B, Priestley M J N and Park R [1988a]. Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering* **114**(8), 1827–1849.
- [118] Mander J B, Priestley M J N and Park R [1988b]. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering* **114**(8), 1804–1826.
url: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- [119] Manish N G and Ancy R [2016]. Earthquake Resistant Analysis of Circular Elevated Water Tank with Different Bracings in Staging, *International Journal of Innovative Science, Engineering and Technology* **3**(11), 255–259.
- [120] Manisha V W, Suhasini N M and Vasant A M [2019]. Semi-Active Fluid Viscous Dampers for Seismic Mitigation of RC Elevated Liquid Storage Tanks, *International Journal of Structural Stability and Dynamics* **19**(03), 1950020.
- [121] Mansour A M, Kassem M M and Nazri F M [2021]. Seismic vulnerability assessment of elevated water tanks with variable staging pattern incorporating the fluid-structure interaction, *Structures* **34**, 61–77.
- [122] Mao J, Zhai C and Xie L [2008]. An improved modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands of structures, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* **7**(1), 25–31.
url: <http://dx.doi.org/10.1007/s11803-008-0786-y>
- [123] Medhat A. H and Hamdy M. E [1985]. Seismically Induced Fluid Forces on Elevated Tanks, *Journal of Technical Topics in Civil Engineering* **111**(1), 1–15.

- [124] Menegotto M and Pinto P E [1973]. Method of Analysis for Cyclic Loaded R. C. Plane Frame Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behaviour of Elements under Combined Normal Force and Bending, *Proceedings of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deform ability of Structures Acted On by Well Defined Repeated Loads(1973)* **11**, 15–22.
- [125] Millen M, Cubrinovski M, Pampanin S and Carr A [2018]. A macro-element for the modelling of shallow foundation deformations under seismic load, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **106**, 101–112.
- [126] Mita A and Takahira S [2004]. Damage index sensor for smart structures, *Structural Engineering and Mechanics* **17**(3-4), 331–346.
url: https://doi.org/10.12989/SEM.2004.17.3_4.331
- [127] Mohsenian V and Mortezaei A [2019]. New proposed drift limit states for box-type structural systems considering local and global damage indices, *Advances in Structural Engineering* **22**(15), 3352–3366.
- [128] Negulescu C, Wijesundara K K and Foerster E [2013]. Seismic Damage Assessment of Regular Gravity Design Buildings, *Key Engineering Materials* **569-570**, 294–301.
url: <http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.569-570.294>
- [129] Omidinasab F and Shakib H [2012]. Seismic response evaluation of the RC elevated water tank with fluid-structure interaction and earthquake ensemble, *KSCE Journal of Civil Engineering* **16**(3), 366–376.
- [130] Otani S [1974]. Inelastic Analysis of R/C Frame Structures, *Journal of the Structural Division* **100**(7), 1433–1449.
url: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/JSDEAG.0003821>
- [131] Panagiotakos T B and Fardis M N [2001]. Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate, *Aci Structural Journal* **98**, 135–148.
url: <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:138889333>
- [132] Panchal V and Jangid R [2008]. Variable friction pendulum system for seismic isolation of liquid storage tanks, *Nuclear Engineering and Design* **238**(6), 1304–1315.
url: <http://dx.doi.org/10.1016/j.nucengdes.2007.10.011>
- [133] Park R and Paulay T [1975]. *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley and Sons, Ltd, Wiley Online Lybruary.
- [134] Park R, Priestley M J N and Gill W D [1982]. Ductility of Square-Confined Concrete Columns, *Journal of the Structural Division* **108**(4), 929–950.
url: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/JSDEAG.0005933>
- [135] Park Y and Ang A H [1985]. Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, *Journal of Structural Engineering* **111**(4), 722–739.
url: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:4\(722\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(722))
- [136] Patel C N and Patel H S [2013]. Seismic Response of RC Elevated Water Tank Considering Site Specific Acceleration Time History, in *Lecture Notes in Mechanical Engineering*, Springer India, pp. 451–463.
url: http://dx.doi.org/10.1007/978-81-322-1656-8_41

- [137] Paulay T and Priestly M J N [1992], ‘Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings’.
url: <http://dx.doi.org/10.1002/9780470172841>
- [138] Pecker A [2006]. *Dynamique des structures Et des ouvrages*.
- [139] Pednekar S C, Chore H S and Patil S B [2015]. Pushover Analysis of Reinforced Concrete Structures, *in International Conference on Advancements in Engineering and Technology (ICAET 2015)*.
url: <https://www.ijcaonline.org/proceedings/icquest2015/number6/23014-2851>
- [140] Pierre A J and Hidayat I [2020]. Seismic performance of reinforced concrete structures with pushover analysis, *IOP Conference Series : Earth and Environmental Science* **426**(1), 012045.
url: <http://dx.doi.org/10.1088/1755-1315/426/1/012045>
- [141] Powell G H and Allahabadi R [1988]. Seismic damage prediction by deterministic methods : Concepts and procedures, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **16**(5), 719–734.
url: <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.4290160507>
- [142] Priestley M J N and Park R [1987]. Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading, *ACI Structural Journal* **84**(1).
url: <http://dx.doi.org/10.14359/2800>
- [143] Priestley M and Kowalsky.M.J C [2007]. *Displacement Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press.
url: <https://a.co/d/5oMYgIO>
- [144] Priestley.M. J. N, Calvi. G. S F [1996]. *Seismic design and retrofit of bridges*, John Wiley and Sons. New York, NY.
- [145] Qin X, Chen Y and Chouw N [2013]. Effect of Uplift and Soil Nonlinearity on Plastic Hinge Development and Induced Vibrations in Structures, *Advances in Structural Engineering* **16**(1), 135–147.
- [146] Reinhorn.M.Andrei [2019]. Inelastic analysis techniques in seismic evaluations, *in Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Routledge, pp. 277–287.
url: <http://dx.doi.org/10.1201/9780203740019-25>
- [147] Ritter W [1899]. Die bauweise hennebique (hennebiques construction method), *Schweizerische bauzeitung (zurich)Year :1899 Volume :33 Issue :7 Page(s) : 59-61* .
url: <https://sid.ir/paper/529750/en>
- [148] RPA [2003]. *DTR-BC-2.48, Règles Parasismiques Algeriennes*, Ministère de l’Habitat.
- [149] Saiidi M and Sozen M A [1981]. Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures, *Journal of the Structural Division* **107**(5), 937–953.
url: <http://dx.doi.org/10.1061/JSDEAG.0005714>
- [150] Samani A K and Attard M M [2012]. A stress–strain model for uniaxial and confined concrete under compression, *Engineering Structures* **41**, 335–349.
url: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029612001459>
- [151] Scott B, Park R and Priestley M [1982]. Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates, *ACI Journal Proceedings* **79**(1).
url: <http://dx.doi.org/10.14359/10875>

- [152] Seghir A [2010], Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure : application à l'étude des barrages poids en béton, Theses, Université Paris-Est ; Université Abderrahmane Mira - Bejaïa (Bejaïa, Algérie), Targa Ouzemmour Bejaïa 06000, Algérie).
url: <https://theses.hal.science/tel-00627044>
- [153] Seghir A, Tahakourt A and Bonnet G [2009]. Coupling FEM and symmetric BEM for dynamic interaction of dam-reservoir systems, *Engineering Analysis with Boundary Elements* **33**(10), 1201–1210.
url: <http://dx.doi.org/10.1016/j.enganabound.2009.04.011>
- [154] SeismoSoft - SeismoStruct V.7 [2016], 'A computer Program for Static and Dynamic Non-linear Analysis of Framed Structures, (2016):'.
url: <http://www.seismosoft.com>
- [155] Sezen H, Livaoğlu R and Doğangün A [2008]. Dynamic analysis and seismic performance evaluation of above-ground liquid-containing tanks, *Engineering Structures* **30**(3), 794–803.
url: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029607001897>
- [156] Shakib H and Alemzadeh H [2017]. The effect of earthquake site-source distance on dynamic response of concrete elevated water tanks, *Procedia Engineering* **199**, 260–265. X International Conference on Structural Dynamics, EUROLYN 2017.
url: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705817334124>
- [157] Sheikh S A and Uzumeri S M [1982]. Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns, *Journal of the Structural Division* **108**(12), 2703–2722.
url: <http://dx.doi.org/10.1061/JSDEAG.0006100>
- [158] Soroushnia S, Tafreshi S, Omidinasab F, Beheshtian N and Soroushnia S [2011]. Seismic Performance of RC Elevated Water Tanks with Frame Staging and Exhibition Damage Pattern, *Procedia Engineering* **14**, 3076–3087.
url: <http://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.387>
- [159] Spacone E, Filippou F C and Taucer F F [1996]. Fibre beam-column model for non-linear analysis of r/c frames : part i. formulation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **25**(7), 711–725.
url: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002>
- [160] Spyarakos C and Xu C [1997]. Soil-structure-water interaction of intake-outlet towers allowed to uplift, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **16**(2), 151–159.
url: [http://dx.doi.org/10.1016/S0267-7261\(96\)00034-6](http://dx.doi.org/10.1016/S0267-7261(96)00034-6)
- [161] Takeda T, Sozen M A and Nilsen N [1970]. Reinforced concrete response to simulated earthquake, *Journal of Structural Engineering* **12**, 2557–2573.
- [162] Takizawa H [1976]. Notes on Some Problems in Inelastic Analysis of Planar RC Structures, *Trans. Of Arch. Inst. Of Japan*, 240, Part I in February, pp.51–62, Part II in March, pp. 65–77, 1976. .
- [163] Taucer F F, Enrico S and Filippou F C [1991]. *A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures*, Report No. UCB/EERC-91/17 Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley.

- [164] Tiwari N and Hora M S [2015a]. Interaction Analysis of Intze Tank-Fluid-Layered Soil System, *ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences* **10**(2), 940–953.
url: https://www.arpnjournals.com/jeas/research_papers/rp_2015/jeas_0215_1545.pdf
- [165] Tiwari N and Hora M S [2015b]. Transient Analysis of Elevated Intze Water Tank-Fluid-Soil System, *ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences* **10**(2), 869–882.
url: https://www.arpnjournals.com/jeas/research_papers/rp_2015/jeas_0215_1536.pdf
- [166] Tripathi S S and Thapa K B [2021]. Seismic Performance of Elevated Reinforced Concrete Water Tanks, *Journal of the Institute of Engineering* **16**(1), 51–60.
- [167] Veletsos A S and Meek J W [1974]. Dynamic behaviour of building-foundation systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **3**(2), 121–138.
url: <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.4290030203>
- [168] Veletsos A S and Tang Y [1990]. Soil-structure interaction effects for laterally excited liquid storage tanks, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* **19**(4), 473–496.
- [169] Veletsos A S and Ventura C E [1984]. Efficient analysis of dynamic response of linear systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **12**(4), 521–536.
url: <http://dx.doi.org/10.1002/eqe.4290120408>
- [170] Veletsos SA, Prasad MA T Y [1988]. Efficient analysis of dynamic response of linear systems, *Technical report NCEER-88-00331, 1988* **12**.
- [171] Vimal P P A, Jose J P A, Raja A M P A Y and Joseph J R [2024]. Structural and dynamic properties of elevated water tanks for better performance during earthquakes, *Matéria (Rio de Janeiro)* **29**(3).
url: <http://dx.doi.org/10.1590/1517-7076-RMAT-2024-0023>
- [172] Vimal P P A, Regin J D J, Jinu G T R and Chettiar C G [2020]. Experimental investigation on elevated water tanks with base isolation – response spectrum approach, *Journal of Theoretical and Applied Mechanics* **58**(4), 885–899.
url: <http://dx.doi.org/10.15632/jtam-pl/125617>
- [173] Vinod Kumar A, Afzal Basha S, Akhil Tej S and Mohan Babu C [2023]. Seismic behaviour of elevated liquid storage tanks by considering the different soil types using MATLAB software, *Materials Today : Proceedings* .
url: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2214785323012051>
- [174] Vision S *et al.* [1995]. Performance based seismic engineering of buildings, *Structural Engineers Association of California, Sacramento, Calif* .
- [175] Wang X l [2007]. Numerical simulation for the hysteresis behavior of rc columns under cyclic loads, *Engineering mechanics* .
url: <https://api.semanticscholar.org/CorpusID:114485166>
- [176] Wang X l, LU X z and YE L p [2007]. Numerical Simulation for the Hysteresis Behavior of RC Columns under Cyclic Loads, *Engineering Mechanics* **24**(12), 76–81.
url: <https://engineeringmechanics.cn/en/article/id/2709>

-
- [177] Wang Z, Gong F and Maekawa K [2023]. Multi-Scale and Multi-Chemo-Physics Lifecycle Evaluation of Structural Concrete under Environmental and Mechanical Impacts, *Journal of Intelligent Construction* **1**(1), 1–18.
url: <http://dx.doi.org/10.26599/jic.2023.9180003>
- [178] Westergaard H M [1933]. Water Pressures on Dams during Earthquakes, *Transactions of the American Society of Civil Engineers* **98**(2), 418–433.
- [179] Wolf J P [1985]. *Dynamic Soil–Structure Interaction*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- [180] Wolf J P [1989]. Soil-structure-interaction analysis in time domain, *Nuclear Engineering and Design* **111**(3), 381–393.
url: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0029549389902495>
- [181] Wolf J P [1994]. *Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Model*, PTR Prentice Hall Prentice-Hall, Inc.A, Pearson Education Company Upper Saddle River, NJ 07458.
- [182] Ying S, Ding Z, Marc o A, Jiadong W and Huixuan H [2020]. Liquid Sloshing in a Rigid Cylindrical Tank Equipped with a Rigid Annular Baffle and on Soil Foundation, *International Journal of Structural Stability and Dynamics* **20**(03), 2050030.
- [183] Yoshimura C [2003]. Domain Reduction Method for Three-Dimensional Earthquake Modeling in Localized Regions, Part II : Verification and Applications, *Bulletin of the Seismological Society of America* **93**(2), 825–841.
url: <http://dx.doi.org/10.1785/0120010252>
- [184] Youssef A [1998], Seismic response of inelastic structures on compliant foundations, Theses, Department of Civil and Environmental Engineering, Northeastern University Boston, MA, USA.
- [185] Zhang C, Yang Z, Bielak J, Conte J and Elgamal A [2003]. Treatment of seismic input and boundary conditions in nonlinear seismic analysis of a bridge ground system, *16th ASCE Engineering Mechanics Conference* .
- [186] Zhao J and Sritharan S [2007]. Modeling of Strain Penetration Effects in Fiber-Based Analysis of Reinforced Concrete Structures, *ACI Structural Journal* **104**(2).
- [187] Zou X and Chan C [2005]. Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis, *Engineering Structures* **27**(8), 1289–1302.
url: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.04.001>