

Mémoire

Présenté par

Mr BOUCHALA Fahem

Pour l'obtention du diplôme de Magister

Filière : Génie Civil

Option : Matériaux et Structure

Thème

**Evaluation du comportement sismique non linéaire
des réservoirs surélevés**

Soutenu le : 15/09/2014

Devant le Jury composé de :

Mr MAZA	Mustapha	Professeur	Univ. de Bejaia	Président
Mr TAHAKOURT	Abdelkader	Professeur	Univ. de Bejaia	Rapporteur
Mr KADRI	Mohammed	Professeur	Univ. de Boumerdès	Examineur
Mr HAMRI	Okba	Maître de conférences A	Univ. de Bejaia	Examineur
Mr SEGHIR	Abdelghani	Maître de conférences B	Univ. de Bejaia	Invité

Année Universitaire : 2013/2014

Remerciements

Je tiens à proclamer toute ma reconnaissance au professeur Mr. TAHAKOURT Abdelkader, pour sa confiance et son soutien afin de mener à bien cette recherche, qu'il en soit profondément remercié.

Je tiens à manifester particulièrement toute ma plus vive gratitude à Mr. SEGHIR Abdelghani, qui a toujours fait preuve de disponibilité et qui m'a éclairé tout au long de mon travail par ses conseils et orientations. Son enthousiasme ingénieux accentue ma volonté et mon inspiration.

Je présente mes plus sincères remerciements à Mme. SEGHIR pour son aide et ses orientations durant ma recherche.

Je voudrais exprimer toute ma reconnaissance au Professeur Mr. MAZA Mustapha, pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de présider le jury de cette soutenance.

Mes remerciements vont également à Mr. KADRI Mohamed et Mr. HAMRI Okba pour avoir accepté d'examiner mon travail et de faire partie des membres de jury de ma soutenance.

Enfin, toute ma gratitude, ma reconnaissance et mes très vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin et en particulier l'ensemble des enseignants du département de génie civil de BEJAIA, à ma formation d'études de la graduation et de la post graduation.

A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu et orienté vers le bon chemin. Je leurs dois un grand merci et je leurs éprouve un sentiment de gratitude et d'amour.

A mes deux frères que j'aime et je respecte beaucoup.

A mes adorables sœurs et leurs maris.

A mes adorables neveux et nièces.

A ma chère fiancée et toute sa famille.

A mes copains de la chambre J302.

A tous mes amis qui me sont très chers.

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre 1 : Facteurs affectant le comportement sismique des réservoirs	3
1.1 Introduction	3
1.2 Effet des conditions de pose	3
1.3 Effet de site	4
1.4 Effet de l'interaction sol-structure (ISS).....	5
1.5 Effet de l'interaction fluide-structure (IFS)	7
1.6 Conclusion.....	9
Chapitre 2 : Quelques méthodes de prise en compte de l'interaction fluide-sol-structure	10
2.1 Introduction	10
2.2 Méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure (ISS).....	11
2.2.1 Modélisation à l'aide de l'impédance de fondation	11
2.2.2 Méthode globale	12
2.2.3 Méthode de sous-structuration.....	14
2.3 Quelques méthode de prise en compte de l'IFS.....	15
2.3.1 Méthode à masse ajoutée "Added mass" de Westergaard	15
2.3.2 Méthode de Housner	18
2.3.3 Méthode de couplage fluide-structure avec MEF	21
2.3.4 Méthode de couplageMEF/BEM	23
2.4 Conclusion.....	23
Chapitre 3 : Différents modèles d'analyse des réservoirs	24
3.1 Introduction	24
3.2 Modèles numériques.....	24
3.2.1 Modèle 1DDL.....	26
Ou d'après [23].....	27
3.2.2 Modèles considérant l'IFS.....	27
3.2.3 Modèles considérants l'IFSS	29

3.3 Conclusion.....	30
Chapitre 4 : Analyse du comportement dynamique des réservoirs surélevés	31
4.1 Introduction	31
4.2 Modélisation.....	32
4.3 Cas d'étude.....	35
4.3.1 Calcul des modes propres	37
4.3.1.1 Effet de l'eau.....	38
4.3.1.2 Effet de l'interaction sol-structure(ISS)	39
4.4 Réponse fréquentielle	39
4.4.1 Effet de l'eau.....	40
4.4.2 Effet de l'interaction sol-structure	41
4.5 Réponse sismique	42
4.5.1 Effet de l'eau.....	42
4.5.2 Effet de l'interaction sol-structure	43
4.6 Conclusion.....	44
Chapitre 5 : Evaluation de la demande sismique.....	46
5.1 Introduction	46
5.2 Comportement non linéaire	47
5.2.1 Modèles non linéaires	47
5.2.1.1 Les modèles globaux.....	48
5.2.1.2 Les modèles locaux.....	49
5.2.1.3 Les modèles semi-globaux.....	49
5.3 Notion de base sur la ductilité	51
5.3.1 Relation entre déformabilité et ductilité.....	51
5.3.2 Ductilité de déplacement ou ductilité globale.....	51
5.3.2 Ductilité en déformation.....	52
5.3.3 Ductilité en courbure	52
5.3.4 Ductilité de rotation ou ductilité locale.....	52
5.4 Analyse statique non linéaire (pushover).....	53
5.4.1 Définition de l'analyse pushover	53

5.4.2 Origine de l'analyse pushover	55
5.4.3 Procédure d'analyse par la méthode Pushover	55
5.4.4 But de l'analyse pushover.....	56
5.5 Pushover selon la méthode N2 [12,42]	57
5.5.1 Procédures de la méthode N2.....	58
5.5.2 Définition de la demande sismique à travers le déplacement cible.....	63
5.5.3 Détermination du point de performance	63
5.6 Application de la méthode N2 pour le cas du réservoir surélevé	65
5.6.1 Modèle numériques.....	65
5.6.2 Résultats de l'analyse	68
5.6.2.1 Courbe pushover.....	68
5.6.2.2 Courbe de capacité.....	68
5.6.2.3 Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.....	69
5.6.2.3 Spectre de réponse considéré dans l'analyse.....	69
5.6.2.4 Réduction du spectre élastique en un spectre inélastique.....	70
5.6.2.5 Détermination du point de performance	70
5.7 Etat de déformation de la structure	71
5.9 Conclusion.....	76
 Conclusion générale.....	 77
 Bibliographie	 79

Liste des figures

Figure 1. 1-Effet de l'interaction sol-structure sur un ouvrage [26].	6
Figure 1. 2- Masse convective et impulsive	8
Figure 2. 1- Modélisation de l'ISS par la méthode globale [32].	13
Figure 2. 2 - Sous-structure [32].	14
Figure 2. 3 - Concept de la masse ajoutée de Westergaard [1].	17
Figure 2. 4 - Modèle à une masse passive et une masse active.	19
Figure 2. 5 - Modèle mécanique de Housner pour un réservoir surélevé [18].	19
Figure 3. 1 - Modèle à 1 DDL	26
Figure 3. 2 - Modèles simplifiés (modèle 3 et 4) [23].	28
Figure 3. 3 - Modèles par éléments finis pour la modélisation de l'IFS[23].	29
Figure 3. 4 - Modèle mécanique et modèles éléments finis pour la modélisation de l'ISSF [23]	30
Figure 4. 1 - Modèles simplifiés. (a) Modèle à 1ddl, (b) Modèle mécanique,	33
Figure 4. 2 - Coupe verticale du modèle d'éléments finis 3D du réservoir surélevé considéré dans cette étude.	36
Figure 4. 3 - Effort tranchant à la base du modèle 3D avec et sans l'eau.	40
Figure 4. 4 - Effort tranchant à la base du modèle 3D ainsi que les modèles 2ddl	41
Figure 4. 5 - Effort tranchant à la base du modèle 3D avec interaction sol-structure.	41
Figure 4. 6 - Accélération sismiques de Dar El-Beida.	42
Figure 4. 7 - Effort tranchant à la base du modèle 3D avec et sans l'eau.	42
Figure 4. 8 - Effort tranchant à la base du modèle 3D ainsi que les modèles 2ddl.	43
Figure 4. 9 - Effort tranchant à la base du modèle 3D avec interaction sol-structure.	44

Figure 5. 1 - Modèles globaux de murs porteurs en béton armé et de murs de remplissage en maçonnerie [5].....	48
Figure 5. 2 - Exemple de relations moment-courbure [5].	49
Figure 5. 3 - Exemple de loi de comportement du béton en traction et compression [5].	50
Figure 5. 4 - Influence de l'effort axial sur la résistance et la ductilité d'un poteau [5].	51
Figure 5. 5 - Relation entre ductilité globale (μ_y) et la ductilité locale (μ_ϕ) [12].....	53
Figure 5. 6 - Signification physique de la courbe pushover [17].	54
Figure 5. 7 - Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité [16].....	54
Figure 5. 8 - Procédure d'analyse par la méthode Pushover [43].	56
Figure 5. 9 - Déplacement cible du système équivalent SDOF dans l'analyse pushover: a) pour les plages de longue et moyenne période; b) pour les plages de courte période.....	61
Figure 5. 10 - Linéarisation de la courbe de capacité en courbe élastique parfaitement plastique	62
Figure 5. 11 - Représentation schématique de la méthode N2 [42]	64
Figure 5. 12 - Modèle d'éléments finis 3D du réservoir surélevé.....	65
Figure 5. 13 - Définition des propriétés du béton dans SeismoStruct.....	66
Figure 5. 14 - Définition des propriétés de l'acier dans SeismoStruct.....	66
Figure 5. 15 -Loi de comportement du béton dans SAP2000	67
Figure 5. 16 - Loi de comportement de l'acier dans SAP2000	67
Figure 5. 17 - Courbe pushover.....	68
Figure 5. 18 - Courbe de capacité	68
Figure 5. 19 - Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.....	69
Figure 5. 20 - Spectre de réponse au format accélération-déplacement.....	69
Figure 5. 21 - Réduction du spectre élastique	70
Figure 5. 22 - Détermination du point de performance.....	71
Figure 5. 23 - Etat de déformation de la structure à X=5cm.....	72
Figure 5. 24 - Etat de déformation de la structure à X=7cm.....	72
Figure 5. 25 - Etat de déformation de la structure à X=9 cm.....	73
Figure 5. 26 - Etat de déformation de la structure à X=11 cm.....	74
Figure 5. 27 - Etat de déformation de la structure à X=27 cm.....	75
Figure 5. 28 - Etat de déformation de la structure au point de performance X=31 cm.....	75

Liste des tableaux

Tableau 2. 1 - Constantes de ressorts équivalents dans une fondation rigide circulaire [14] ..	12
Tableau 2. 2 - Formulations et codes correspondants [39]	22
Tableau 4. 1 - Caractéristiques du modèle 2ddl avec (Eurocode-8) et expression de Housner	36
Tableau 4. 2 - Caractéristiques des types de sols et valeurs des impédances utilisées.	37
Tableau 4. 3 - Périodes des modes propres des modèles avec ballonnement.	38
Tableau 4. 4 - Période du mode fondamental des modèles en prenant en compte l'ISS.	39

Notations et symboles

G	Module de cisaillement effectif du sol
ν	Coefficient de poisson du sol
r_0	Rayon de la semelle circulaire
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 .
M	Les matrices de masse, et du système.
b	la largeur de la masse de Westergaard
K	Matrice de raideur.
C	Matrice d'amortissement.
\ddot{U}_f :	L'accélération au niveau de l'interface sol fondation.
\ddot{U}_{cl}	L'accélération du champ libre.
IFS	Interaction fluide_structure.
I SS	Interaction sol_structure.
IFSS	Interaction fluide_sol_structure.
H	Hauteur du réservoir.
g	la constante de gravité
T_i	Période fondamentale du réservoir
M	Masse totale du fluide.
M_c	Masse convective.
M_i	Masse impulsive.
h_i	Hauteur de masse impulsive.
h_c	Hauteur de masse convective.
ϕ	Le potentiel de déplacement.
p	Pression.
u	Déplacement.
N	Vecteur nodale de déplacement.
ξ	Déplacement du fluide.

MEF	Méthode d'éléments finis.
BEM	Méthode d'éléments de frontière.
1DDL	Un degré de liberté.
2DDL	Deux degrés de liberté.
α_y, α_θ	Des coefficients dimensionnels dépendant de la période d'excitation, des dimensions de la fondation et des propriétés du milieu support.
K_y, k_θ	Impédances dynamiques.
k_1	Rigidité de la structure de support.
γ	Poids volumique.
E	Module de Young.
T_i	Période impulsive
ε_y	Déformation élastique
T_c	Période convective.
$\varepsilon_{c0}, \sigma_{c0}$	Les coordonnées du pic de la courbe de compression.
Δ_y	Déplacement latéral élastique.
μ_Δ	La ductilité en déplacement
μ_ε	Ductilité en déformation.
μ_φ	Ductilité de rotation ou ductilité locale
ε_μ	Déformation totale
φ_μ	La courbure maximale
φ_y	La courbure élastique.
θ_μ	La rotation maximale totale de la rotule.
θ_y	La rotation élastique de la rotule.
S_{ae}	L'accélération spectrale élastique.
S_{de}	Le déplacement spectral
R_μ	Facteur de ductilité.
ψ	La forme de la distribution des charges.
T^*	La période élastique du système équivalent.
d_y^*	Déplacement élastique du système équivalent.

F_y^*	La force élastique.
α	Le facteur de participation modale.
q_u	Le facteur de réduction de la résistance.
d_t^*	Le déplacement cible.
F_c	Contrainte de compression

Introduction générale

Les dommages et les pertes de vies humaines qui peuvent survenir pendant les tremblements de terre ainsi que l'utilisation de réservoirs dans l'industrie nucléaire ont conduit à des recherches approfondies dans l'étude de leurs propriétés vibratoires. Par conséquent, des réservoirs d'eau potable doivent rester opérationnels après un séisme pour assurer l'approvisionnement en eau dans les régions touchées. La rupture d'un réservoir de matière toxique doit être évitée, même lors d'un séisme majeur, notamment dans les régions denses en population.

Néanmoins, plusieurs réservoirs surélevés ont été endommagés ou effondrés durant les derniers séismes [23]. Par conséquent, le comportement sismique des réservoirs surélevés devrait être connu et compris. Ces derniers doivent être conçus pour résister aux séismes. Cependant, peu d'études ont été menées sur le comportement sismique des réservoirs surélevés.

En raison des interactions conjuguées, fluide-sol-structure, et la masse importante au sommet, les réservoirs surélevés sont particulièrement vulnérables aux séismes car la force d'inertie horizontale est toujours accompagnée de l'effet $P-\Delta$, en outre, l'asymétrie existante dans la distribution de la masse peut induire quant à elle des moments non négligeables suivant les axes horizontaux et verticaux. De ce fait, le comportement sismique des réservoirs surélevés est un phénomène complexe [22].

Par ailleurs, dans les codes et règlements parasismiques, l'étude de la réponse des structures sous l'action sismique est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées selon la nature de l'ouvrage et sa destination [42]. L'effort tranchant à la base d'une structure est un paramètre utilisé traditionnellement pour la conception parasismique des structures.

L'ingénieur calcule la sollicitation (l'effort) provoquée par un séisme donné à la base de l'édifice, et la compare à la résistance du bâtiment [17].

Du fait du caractère élasto-plastique du béton armé, la dégradation apparaît soit progressivement soit brutalement, en diverses parties de la structure, provoquant ainsi la plastification (ou l'endommagement), d'où s'ensuit une redistribution des efforts. La rigidité globale est modifiée pendant la réponse dynamique et la capacité résistante dépend du comportement de chaque composant de la structure [16].

Par conséquent, l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante (voire non économique). Cependant, le recours à une analyse temporelle non-linéaire (complexe à l'échelle d'un bureau d'ingénierie), même si elle semble être la démarche la plus appropriée pour obtenir une réponse suffisamment fine, souffre d'une faiblesse majeure, à savoir la non disponibilité d'un ensemble d'accélérogrammes représentatifs pour le site donné.

Afin de répondre à ces limites, plusieurs approches ont été développées selon Chopra & Goel, 2002 in [17], telles que la méthode des coefficients de déplacement [13], ou la méthode du spectre de capacité. En s'inspirant de ces différentes méthodes, une nouvelle méthode basée sur les concepts de capacité et de performance a émergé [10]. Elle consiste à utiliser une procédure de dimensionnement directe par la méthode des déplacements en définissant, dès le départ, le déplacement cible (limite) de la structure au lieu de la dimensionner sur la base de la méthode des forces (habituellement adoptée par les règlements parasismiques). Cette procédure combine l'analyse statique non-linéaire (Pushover) d'un système à plusieurs degrés de liberté et l'analyse par spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté dans un nouveau format «d'accélération-déplacements». [10, 17]

Le manuscrit est composé de cinq chapitres avec la présente introduction en premier lieu et une conclusion générale des principaux résultats en dernière partie. Le premier chapitre est consacré aux facteurs affectant le comportement sismique des réservoirs, le second est destiné aux méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure-fluide, ensuite un autre consacré aux différents modèles d'analyse des réservoirs. Finalement, les deux derniers chapitres sont dédiés respectivement à l'analyse du comportement dynamique des réservoirs surélevés et à l'évaluation de la demande sismique.

Chapitre 1

Facteurs affectant le comportement sismique des réservoirs

1.1 Introduction

Les réservoirs doivent rester opérationnels après un séisme. Par conséquent, une connaissance de leur comportement sismique est indispensable pour un dimensionnement approprié. Parmi ces facteurs, on distingue l'effet des conditions de pose pour des réservoirs en acier, l'effet de site et l'effet d'interaction fluide-sol-structure.

1.2 Effet des conditions de pose

Dans la pratique, selon les objectifs du concepteur et le degré de sismicité de la zone d'installation, les réservoirs peuvent être ancrés ou non aux fondations qui les supportent.

Les réservoirs sont souvent construits, pour des raisons d'économie, avec des parois non ancrées aux fondations. Si en cas de séisme, le moment de renversement dû aux forces hydrodynamiques est supérieur au moment de stabilité, il se produit un certain soulèvement. Dans ce cas, il est difficile d'éviter

des déformations plastiques notamment dans la plaque de fond si le réservoir est en acier. Néanmoins, la fuite du liquide peut être empêchée par un dimensionnement approprié. Le mécanisme de soulèvement du réservoir est manifestement complexe et très sensible à plusieurs paramètres, du point de vue de la réponse du réservoir et du calcul ultérieur des contraintes [7, 20].

Les réservoirs ancrés doivent être reliés aux fondations pour empêcher le soulèvement en cas de tremblement de terre. De plus pour le stockage de produits liquéfiés, ces ancrages doivent être dimensionnés pour s'adapter à la contraction de la cuve tout en empêchant le soulèvement de sa base [20].

1.3 Effet de site

Lors d'un mouvement sismique, les ondes sont émises depuis le foyer et se propagent jusqu'à la surface à travers divers types de sol. Les mouvements du sol dans un site particulier, lors d'un tremblement de terre, peuvent être affectés par plusieurs facteurs liés au processus de rupture, à la propagation des ondes sismiques de la faille jusqu'au site et aux conditions locales du site [1, 34].

L'effet de la source est fonction des dimensions de la zone de rupture, des valeurs des contraintes le long de la surface de rupture, du mécanisme de rupture et de sa propagation le long de la faille. Un séisme est, dans la plus part des cas, engendré par un mécanisme de cisaillement pur duquel les déformations par dilatation ou compression sont absentes [34]. Le mécanisme à la source peut être alors représenté par un ensemble de forces constituant un double couple dont le paramètre caractéristique est le moment sismique (M_0).

Parmi tous les paramètres existants, les ingénieurs préfèrent caractériser un séisme par sa magnitude. Elle est caractérisée pour un séisme donné, par le mode de rupture, les valeurs respectives des dimensions de la faille, des vitesses de rupture et des dislocations (valeur des glissements finaux et des temps de montée). La magnitude d'un séisme est d'autant plus importante que la surface de rupture est grande.

Durant un tremblement de terre, les ondes sismiques se propagent dans un large rayon loin de la zone de rupture, ce qui entraîne la modification de leurs caractéristiques en raison des réflexions et réfractions lorsqu'elles rencontrent des hétérogénéités, des surfaces de discontinuités et des barrières naturelles. Aussi, une partie de l'énergie transportée par ses ondes est absorbée dans les milieux traversés du fait de l'amortissement des matériaux. Tous ces phénomènes affectent la nature du mouvement sismique.

Généralement, on rend compte de là, l'influence du chemin parcouru à l'aide d'un seul paramètre : la distance épacentrale. Cette distance a un effet direct sur le processus d'atténuation des ondes sismiques durant leur trajet de la source au récepteur.

Les conditions de site (géologiques, topographiques) ont, depuis longtemps, été reconnues comme des facteurs contribuant à la distribution géographique des ruptures du sol et des endommagements structuraux durant les tremblements de terre. En effet, les enregistrements des mouvements du sol, durant des séismes récents, ont montré que les variations des conditions du sol peuvent avoir une influence majeure sur le mode d'endommagement ainsi que sur l'amplitude et les caractéristiques fréquentielles des mouvements du sol à la surface.

L'effet de site est cette caractéristique qu'à chaque site géologique, selon sa composition physique et sa géométrie, de répondre différemment aux sollicitations produites par un séisme (accélération, déformations, contraintes...). Ce phénomène est capital dans la construction d'ouvrages résistants aux tremblements de terre. Chaque site doit être étudié de façon particulière dans cette optique [34].

1.4 Effet de l'interaction sol-structure (ISS)

Dans le calcul sismique des structures, l'excitation est définie par un ou plusieurs enregistrements d'accélération souvent mesurés à la surface du sol en l'absence de toute construction. Ces enregistrements donnent les accélérogrammes en champs libre. En présence d'un bâtiment ou d'une quelconque autre construction, les mouvements au voisinage des fondations peuvent différer de ceux existant en champ libre. En effet, les forces au contact entre la structure et sa fondation perturbent le mouvement du sol, et le moment d'encastrement à la base provoque la rotation de celle-ci. Ce phénomène est désigné par « Interaction Sol-Structure » ou « ISS »[32].

Il existe plusieurs raisons de considérer l'interaction sol-structure : [14].

- Dans le but d'inclure dans les modes de déformations les mouvements à la base de la structure : la rotation à la fondation, le décollement de la semelle, ... etc.
- Pour obtenir une meilleure approximation de la période de vibration du système couplé qui sera plus longue que la période du système avec base rigide.
- Afin d'évaluer le comportement d'ouvrages critiques telles les centrales nucléaires.

Des calculs effectués sur des réservoirs de diverses géométries [20,7], confirment ce qui était déjà connu grâce à des études antérieures sur des bâtiments à savoir :

- L'augmentation de flexibilité du milieu support, allonge la période du système réservoir-liquide, et réduit le pic de la réponse (pour les mêmes données d'entrée) grâce à une augmentation de l'amortissement total. Pour une flexibilité du sol donnée.
- L'augmentation de la période fondamentale est plus prononcée dans le cas des réservoirs hauts, élancés, puisque la contribution de la composante de balancement est plus grande pour ces structures que pour les réservoirs courts et larges. Néanmoins, la réduction du pic de réponse est en général moins significative pour les réservoirs surélevés, puisque l'amortissement associé au balancement est plus faible que l'amortissement associée à une translation horizontale.

Il est important de comprendre que l'on ne peut pas utiliser une extension de l'analyse d'un dépôt de sol avec masses concentrées pour tenir compte de l'interaction sol-structure. L'hypothèse principale de cette analyse tend à traiter le dépôt de sol comme un milieu continu semi-infini alors que l'effet de la structure demeure un phénomène local seulement [14].

La figure (1.1) illustre l'aspect fondamental de l'interaction; cet aspect est présenté ici dans le cas d'une fondation sur pieux, mais les conclusions restent applicables à tout type de fondation. Loin de la fondation, dans une région dénommée le champ libre, les couches de sol sont traversées par des ondes sismiques dont la nature peut être complexe: on y rencontre des ondes de volume, compression (P) et cisaillement(S), des ondes de surface (Rayleigh, Love).

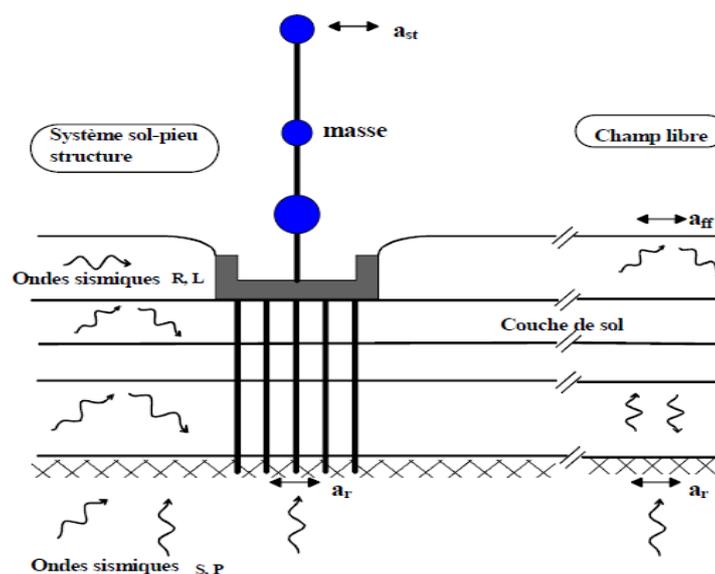


Figure 1. 1-Effet de l'interaction sol-structure sur un ouvrage [26].

Si l'on s'intéresse au mouvement de la fondation, les déformations du sol sont transmises à celle-ci et engendrent un mouvement de la superstructure; même en l'absence de superstructure le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre du fait des différences de rigidité entre la fondation et le sol encaissant: le champ d'ondes incident est réfléchi et diffracté par la fondation et donc modifie le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction cinématique.

Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inertie qui sont retransmises à la fondation sous forme de forces et de moments. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction inertielle [26].

1.5 Effet de l'interaction fluide-structure (IFS)

Les problèmes d'interaction fluide-structure se sont posés très tôt aux ingénieurs « construction des ponts, barrage, bateaux, avions, réservoirs,...etc. ». Au début, les outils de calcul ne permettaient qu'une modélisation simplifiée en considérant le fluide comme incompressible et la structure infiniment rigide, par exemple : utilisation du concept de masse ajoutée "added mass". Par la suite, avec le développement des méthodes de calcul numérique en particulier la méthode des éléments finis et l'augmentation de la puissance de calcul des ordinateurs, des algorithmes de couplage entre l'écoulement du fluide et le mouvement de la structure se sont très vite développés. Il est bien connu que cette interaction peut modifier fortement les caractéristiques dynamiques des structures en contact avec un fluide [27,32].

Basé sur la théorie développée par Housner[18], la modélisation du fluide pour une excitation horizontale est prise en compte en le décomposant en deux masses distinctes, une masse dite « convective » et une autre appelée « impulsive » (la somme des deux représente la masse totale du fluide)(figure. 1.2).

La solution complète de l'équation de Laplace pour le mouvement du liquide contenu dans un cylindre rigide, peut être exprimée comme la somme de deux contributions différentes, dénommées respectivement « impulsive » et « convective ». La composante « impulsive » de la solution satisfait exactement les conditions limites aux parois et au fond du réservoir (compatibilité entre les vitesses du liquide et du réservoir), mais donne (de manière incorrecte à cause de la présence des ondes) une pression nulle à la surface libre du liquide. Pour cette raison, un second terme doit être ajouté, qui ne doit pas altérer ces conditions limites déjà satisfaites, et qui rétablit la condition correcte d'équilibre à la face supérieur.

La masse convective représente les mouvements induits à la surface libre du liquide (effet de vague ou de ballotement), alors que la seconde, impulsive, modélise la partie du liquide mis en mouvement par la structure (figure.1.2). Cette partie du liquide est supposée bouger à l'unisson avec le mur lui-même, en d'autres termes les champs de déplacements, vitesses et accélérations à l'interface fluide-structure sont strictement identiques.

De plus, nous devons prendre en compte l'effet vertical appelé aussi mode de respiration vertical du liquide (breathing mode), celui-ci est considéré par une masse, il est important de noter maintenant que la théorie développée par Housner est basée sur un corps indéformable, corps rigide.

La prise en compte de cette singularité affecte de façon non négligeable le mode de répartition de la pression dynamique engendrée par le mode impulsive. Il est admis que le mode convectif et le mode vertical ne sont pas affectés, ou très peu, par cette hypothèse [20].

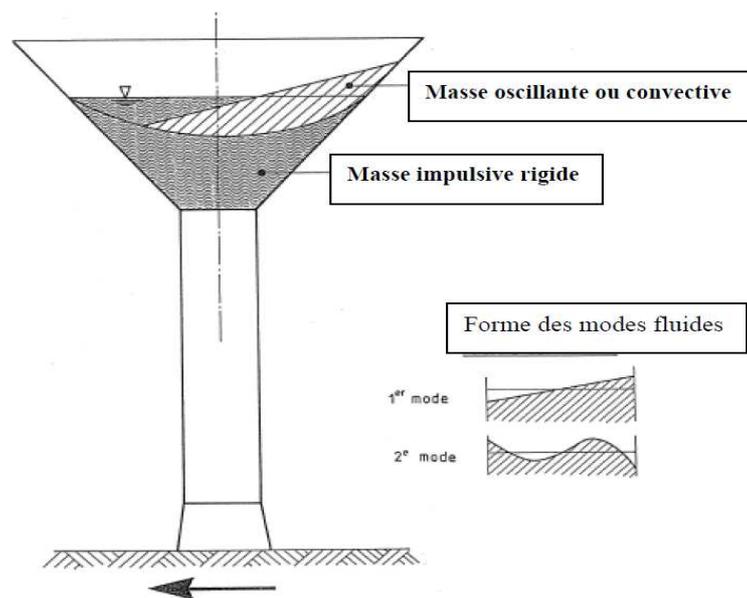


Figure 1. 2- Masse convective et impulsive

1.6 Conclusion

Dans ce premier chapitre, nous avons relaté quelques facteurs affectant le comportement sismique des réservoirs. Vue leur importance, tout calcul et dimensionnement des réservoirs doit être rigoureux. A cet effet, une bonne connaissance et analyse approfondie du problème s'imposent. Alors, l'ingénieur doit prendre en compte l'ensemble des facteurs qui peuvent affecter de manière non négligeable les résultats de ses calculs.

Chapitre 2

Quelques méthodes de prise en compte de l'interaction fluide-sol-structure

2.1 Introduction

Dans le présent chapitre, on exposera quelques méthodes de prise en compte de l'interaction fluide-sol-structure, telles que la méthode de sous-structuration, méthode globale et la méthode des impédances pour l'interaction sol-structure. La méthode de la masse ajoutée de Westergaard et la méthode de Housner sont utilisées pour le traitement du problème d'interaction fluide-structure. La méthode des éléments finis est la plus utilisée dans ces différentes méthodes. Ce choix est généralement motivé par la flexibilité de la MEF et sa simplicité même si elle présente plusieurs inconvénients dans le traitement des problèmes géométriquement non bornés. La structure et le sol proche sont discrétisés en un ensemble d'éléments appropriés, et le reste du domaine non borné du sol est traité par diverses techniques telles que les éléments de frontière ou les éléments infinis, mais il est souvent procédé à l'extension du maillage d'éléments finis à une distance assez loin de la structure afin de réduire les réflexions parasites du mouvement sismique par les frontières fictives du maillage.

2.2 Méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure (ISS)

Les modèles et les méthodes proposés pour la prise en compte de l'interaction sol-structure sont très diverses. Parmi elles, on peut distinguer la méthode de sous-structuration qui est applicable au cas de structures posées sur des fondations rigides et sur des sols homogènes. Cette méthode s'appuie sur une décomposition du système en deux ou trois parties ou sous système selon que l'on tienne compte ou non de la fondation et du sol proche. Par contre, pour le cas des sols flexibles, la superposition des solutions par sous-structure n'est pas toujours valable à cause des effets d'interactions sol-structure plus importants induisant des comportements non linéaires de la structure ou du sol. Dans ce cas, l'utilisation de la méthode globale semble être la plus appropriée, celle-ci résout en bloc le problème couplé sol-structure. Hormis, ces méthodes orientées vers un traitement numérique par éléments finis ou de frontière, il existe des approches simplifiées basées sur des modèles à ressorts [26, 14, 20, 28, 32].

2.2.1 Modélisation à l'aide de l'impédance de fondation

La manière la plus simple de prendre en compte le sol dans les modèles de calcul des structures est de le représenter par des ressorts reliant un ou plusieurs nœuds à une base rigide à laquelle on impose le mouvement. Dans le cas d'un modèle plan par exemple et d'une fondation de surface, l'interaction avec une semelle isolée peut être représentée par deux ressorts agissant en translation et un ressort en rotation. Dans le cas d'une fondation rigide, si le mouvement est quelconque, la fondation peut être représentée par la relation entre le torseur des efforts appliqués (trois composantes de réaction et trois composantes de moments) et les composantes des déplacements de corps rigide de la fondation. Dans le cas d'un comportement du sol linéaire (élastique ou viscoélastique), cette relation est caractérisée par une matrice (6×6) dite "impédance de la fondation" [3].

Sous une semelle filante ou un radier, il est également possible de modéliser le sol par une série de ressorts et d'amortisseurs horizontaux et verticaux placés en un ensemble de nœuds constituant les points de calcul ou de discrétisation.

Les propriétés dynamiques du sol étant en général mal connues, on emploie souvent des hypothèses simplificatrices pour évaluer les impédances à partir des données expérimentales. Les expressions des coefficients de raideur k_y , k_h , k_θ et

k_α repris dans le tableau (2.1) sont disponibles dans la plupart des ouvrages de dynamique des sols et des structures [14, 26].

Tableau 2. 1 - Constantes de ressorts équivalents dans une fondation rigide circulaire [14]

Mouvement	Constante de ressort
Vertical	$k_y = \frac{4Gr_0}{(1-\nu)}$
Glissement horizontale	$k_h = \frac{32(1-\nu)Gr_0}{(7-8\nu)}$
Renversement	$k_\theta = \frac{8Gr_0^3}{3(1-\nu)}$
Torsion	$k_\alpha = \frac{16Gr_0^3}{3(1-\nu)}$

G : module de cisaillement effectif du sol
 ν : coefficient de poisson du sol
 r₀ : rayon de la semelle circulaire

2.2.2 Méthode globale

La méthode globale (ou méthode directe) consiste à résoudre en une seule étape l'équation dynamique [26]:

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

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 .
 M, K, C : Les matrices de masse, de raideur et d'amortissement du système.

Généralement la technique de résolution est basée sur la méthode des éléments finis qui présente la plus grande flexibilité et permet en outre la prise en compte de phénomènes non linéaires, tels le comportement anélastique des matériaux, le décollement ou le glissement des fondations. La problématique de la résolution par une méthode globale est illustrée dans la figure(2.1) :

- Le mouvement sismique de dimensionnement est connu (spécifié) à la surface du sol, en champ libre.
- Le mouvement est calculé à la base inférieure du modèle à une profondeur suffisante pour que la présence d'une structure en surface n'affecte pas ce mouvement; cette étape est connue sous le nom de déconvolution du mouvement sismique.
- Le mouvement déconvolué est imposé uniformément à la base du système sol-structure.

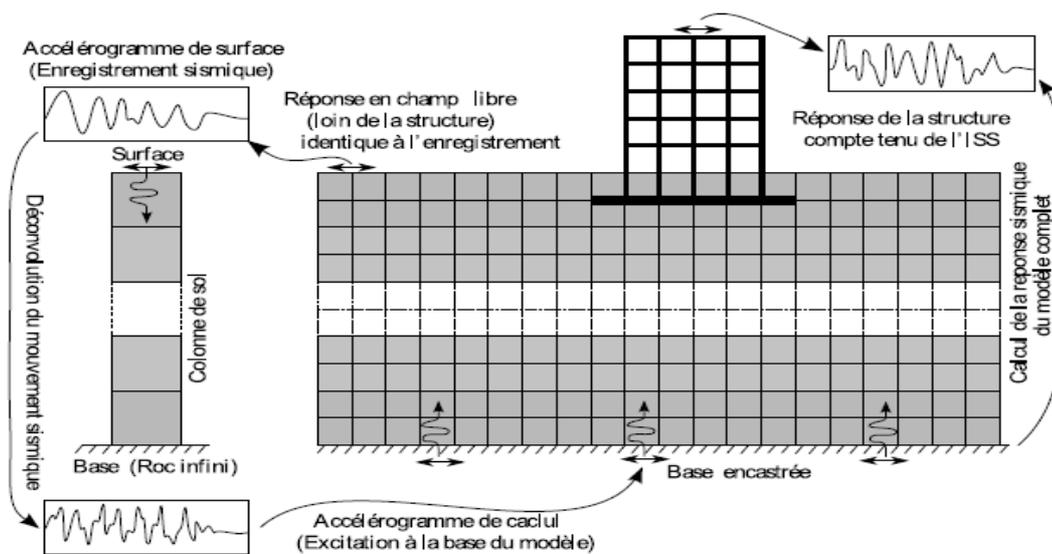


Figure 2. 1- Modélisation de l'ISS par la méthode globale [32].

Le problème majeur, que pose cette méthode réside dans le calcul du chargement sismique équivalent à appliquer au modèle numérique. Selon que le problème est résolu, on distingue trois variantes : méthode à déconvolution du mouvement sismique, méthode de déplacement uniforme ajouté et méthode de réduction de domaine [32].

2.2.3 Méthode de sous-structuration

Le principe de cette méthode, consiste à séparer le problème d'interaction sol-structure en deux étapes puis superposer les solutions [34,14,26]:

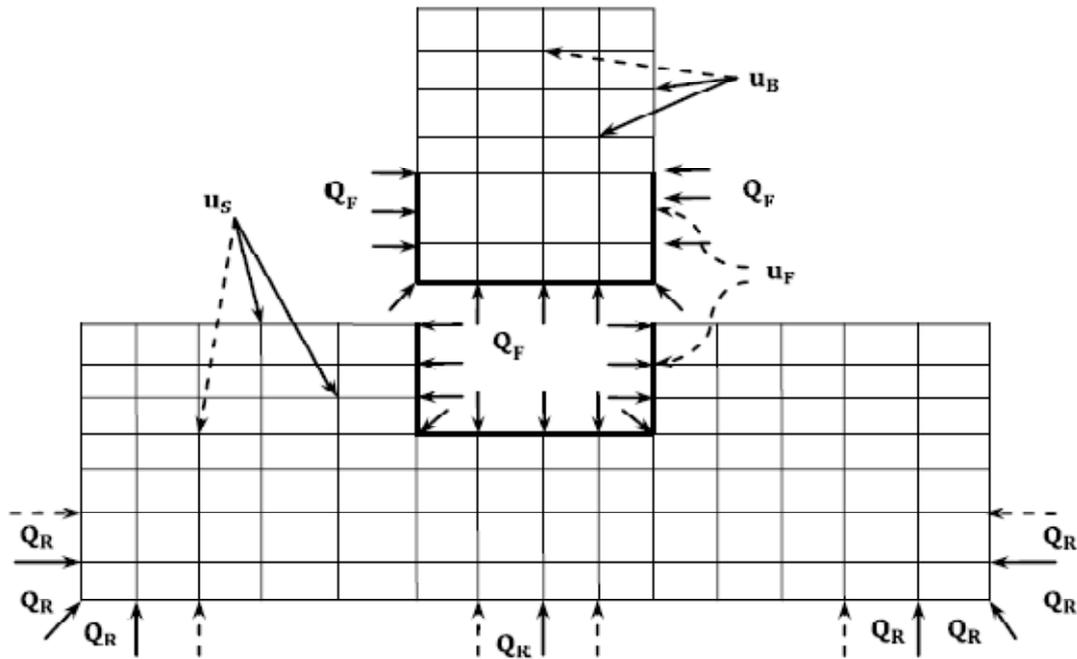


Figure 2. 2 - Sous-structure [32].

Etape 1 : considérer le *sol + fondation + structure* sans masse.

- L'interface sol-fondation est considéré infiniment rigide.
- Appliquer l'accélérogramme au niveau du rocher et calculer l'accéléro au niveau de l'interface sol-fondation (\ddot{U}_f).
- Si l'accéléro(\ddot{U}_f) est différent de celui du champ libre (\ddot{U}_{cl}); cela s'interprète par le fait que la présence de la fondation a modifié le mouvement sismique, cette modification est appelée : 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'inerties associées à (\ddot{U}_f).

- Evaluer les impédances dynamiques de la fondation.
- Evaluer la réponse de la structure soumise à (\ddot{U}_f) en considérant qu'elle est reliée à des ressorts correspondant aux impédances dynamiques de la fondation.

Cette méthode permet de réduire considérablement la taille du problème : elle est par conséquent beaucoup plus rapide que la méthode globale. Toutefois, le fait qu'elle soit basée sur le principe de superposition restreint son domaine d'application aux cas linéaires. Elle est inadaptée aux problèmes d'interactions tenant compte du comportement non linéaire des matériaux [32].

2.3 Quelques méthodes de prise en compte de l'IFS

2.3.1 Méthode à masse ajoutée "Added mass" de Westergaard

A l'origine, cette méthode a été développée pour les barrages mais elle peut être appliquée aux autres structures hydrauliques soumises à une excitation sismique [23, 1, 32], on prend comme exemple l'étude faite par Livaoglu et Dogangun en 2006 sur les réservoirs surélevés [23].

Cette solution simplifiée et efficace s'appuie sur la solution analytique en déplacement du problème plan de vibration du réservoir sous hypothèse de barrage infiniment rigide, de réservoir rectangulaire semi-infini et d'excitation sismique harmonique et horizontale d'expression :

$$\ddot{u}_x = ag \cos \left(\frac{2\pi}{T} t \right) \quad (2.2)$$

(a) est le coefficient d'accélération sismique, un taux d'accélération rapporté à la constante de gravité g , $(2\pi/T)$ est la pulsation du signal d'excitation et (t) désigne le temps.

La géométrie du réservoir de hauteur (H) est rapportée à un repère (Oxy) dont l'axe Ox est confondu avec le fond et l'axe Oy avec le parement du barrage rigide. La pression hydrodynamique est supposée nulle au niveau de la surface libre et dans tout le domaine loin de l'interface barrage réservoir. De plus, le fond du réservoir est supposé sans déplacement vertical. Ces conditions s'expriment comme suit :

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

La solution du problème donne l'évolution dans le temps des deux composantes du champ des déplacements $u_x(x, y, t)$ et $u_y(x, y, t)$. La pression hydrodynamique est ensuite évaluée à l'aide de la relation de compressibilité linéaire $p = K \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} \right)$. Elle est donnée par l'expression suivante [32]:

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

q_n et c_n sont définis comme suit :

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

$c = \sqrt{K/\rho}$ est la célérité des ondes de pression dans l'eau. La pression au niveau de l'interface barrage-réservoir ($x=0$) est maximale lorsque $t = kT$, k entier, Elle s'exprime par :

$$p_{max}(y) = p(0, y, kT) = \frac{8a\rho gH}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left(\frac{1}{n^2 c_n} \sin\left(n\pi \frac{H-y}{2H}\right) \right) \quad (2.5)$$

Cette expression est de forme sensiblement parabolique. Elle atteint sa valeur maximale au fond et s'annule à la surface. En notant à partir de l'équation (4) que la pression possède la même pulsation et la même phase que le signal sismique. Westergaard a proposé de remplacer l'expression (5) par une autre plus simple qui donne un effet d'inertie équivalent en considérant une certaine masse d'eau vibrant d'une manière solidaire avec le parement amont, d'où

l'introduction du concept de masse ajoutée. La largeur b de cette masse varie en fonction de la hauteur comme suit :

$$b = \frac{7}{8} \sqrt{H(H - y)} \quad (2.6)$$

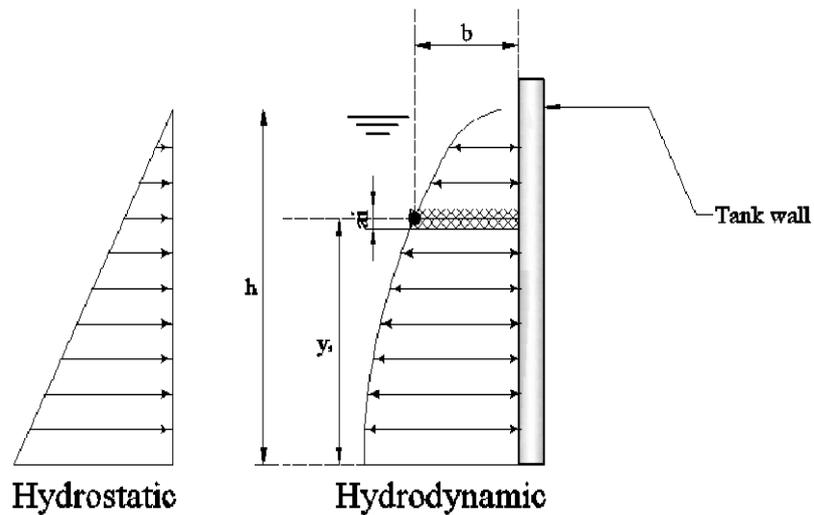


Figure 2. 3 - Concept de la masse ajoutée de Westergaard [1].

Le concept de masse ajoutée de Westergaard est très utilisé dans les calculs pratiques des problèmes d'interaction fluide-structure. L'expression (2.6) est d'une grande simplicité, elle permet de prendre en compte l'effet du réservoir sur le comportement dynamique du barrage en ajoutant une masse fictive sans rigidité.

La solution de Westergaard (2.4) est valide si les valeurs de c_n réelles, sont :

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

Qui donne :

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

Le terme :

$$T_i = \frac{4H}{(2i - 1)c} \quad (2.7)$$

Correspond à la $i^{\text{ème}}$ période propre du réservoir. Par conséquent la solution de Westergaard n'est valide que lorsque la période de l'excitation sismique est supérieure à la période fondamentale du réservoir $T_i = 4H/c$ [32].

2.3.2 Méthode de Housner

Cette méthode, bien connue, permet d'aboutir à des expressions des efforts résultants relativement plus simples, l'action du liquide est décomposée en deux types [18]:

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

Les efforts d'impulsion proviennent d'une partie de la masse du fluide dite « masse passive » qui réagit par inertie, à la translation des parois du réservoir. Le système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse (m_i), liée rigidement au réservoir à une hauteur (h_i) telle qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts horizontaux que la masse du liquide équivalente.

Quant aux efforts d'oscillations, ils proviennent de l'autre partie du fluide dite « masse active » qui se met en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme. Son équivalent mécanique s'obtient en considérant n masses M_1 , retenues par des ressorts de raideurs (K_n) à des niveaux h_1 , dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoires que la masse active du fluide, les raideur K_n sont déterminées sur la base des pulsations.

$W_n = \sqrt{\frac{K_n}{M_1}}$ Associées aux n modes d'oscillation du fluide.

Le modèle mécanique de Housner est illustré par les figures (2.4) et (2.5) suivantes [18]:

- Réservoir posé au sol :

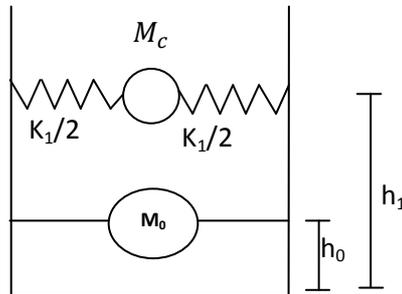


Figure 2. 4 - Modèle à une masse passive et une masse active.

- Réservoir surélevé :

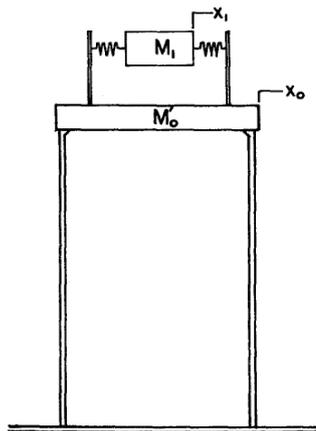


Figure 2. 5 - Modèle mécanique de Housner pour un réservoir surélevé [18].

Le ressort de rigidité k représente la rigidité efficace de la structure et M_0' est la masse équivalente de la structure.

Les expressions des masses équivalentes M_i , M_c , et de la rigidité K_c ainsi que les hauteurs h_0 et h_1 sont données selon la forme du réservoir comme suit [18]:

- Pour un réservoir cylindrique de rayon R :

$$M_i = M \frac{\tanh\left(1.7 \frac{R}{h}\right)}{1.7 R/h} \quad (2.8)$$

$$M_c = 0.6M \frac{\tanh\left(\frac{1.8h}{R}\right)}{1.8h/R} \quad (8.9)$$

$$K_c = 5.4M_c^2 \frac{gh}{MR^2} \quad (2.10)$$

$$h_i = \frac{3}{8}h \left\{ 1 + \alpha \left[\frac{M}{M_c} \left(\frac{R}{h} \right)^2 - 1 \right] \right\} \quad (2.11)$$

$$h_c = h \left[1 - 0.185 \left(\frac{M}{M_c} \right) \left(\frac{R}{h} \right)^2 - 0.56\beta \frac{R}{h} \sqrt{\left(\frac{MR}{3M_c h} \right)^2 - 1} \right] \quad (2.12)$$

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

- Pour un réservoir rectangulaire de longueur $2L$ et d'une profondeur d'eau h :

$$M_i = M \frac{\tanh 1.7L/h}{1.7L/h} \quad (2.13)$$

$$M_c = M \frac{0.83 \tanh 1.6h/L}{1.6h/L} \quad (2.14)$$

$$K_c = 3 \frac{M_1^2 gh}{M L^2} \quad (2.15)$$

$$h_i = \frac{3}{8}h \left\{ 1 + \alpha \left[\frac{M}{M_c} \left(\frac{L}{h} \right)^2 - 1 \right] \right\} \quad (2.16)$$

$$\alpha = 1.33$$

$$h_c = h \left[1 - \frac{1}{3} \frac{M}{M_c} \left(\frac{L}{h} \right)^2 - 0.63\beta \frac{L}{h} \sqrt{0.28 \left(\frac{M}{M_c} \frac{L}{h} \right)^2 - 1} \right] \quad (2.17)$$

$$\beta = 2$$

Où :

M : Masse totale du fluide.

R : Rayon du récipient.
gravitationnelle.

g : Accélération

h_i, h_c : Localisation de la masse impulsive et convective, respectivement.

2.3.3 Méthode de couplage fluide-structure avec MEF

L'effet de l'interaction fluide-structure est pris en compte en imposant une condition d'équilibre entre les accélérations du réservoir et les pressions du liquide à l'interface fluide-structure en utilisant la formulation déplacement-pression (u, p) , qui nous mène à un système couplé d'équations différentielles du second ordre non symétrique suivant :

$$\begin{bmatrix} M_r & 0 \\ \rho_L Q^T & M_L \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_r & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U} \\ \dot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_r & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.18)$$

M_r , C_r et K_r représentent respectivement les matrices globales masses, amortissement et raideur de la structure du réservoir. Pour le domaine liquide, M_L exprime l'énergie cinétique dans le fluide. La matrice Q est la matrice d'interaction fluide-structure.

Une deuxième formulation très connue peut être utilisée où le comportement de l'eau du réservoir est décrit par deux variables : la pression hydrodynamique P et le potentiel de déplacement φ , c'est la formulation (u, φ, p) qui nous mène, contrairement au système correspondant à la discrétisation de la formulation (u, p) , à un système présentant une symétrie dans les matrices couplées masse et raideur par contre la matrice d'amortissement est non symétrique.

Le système est le suivant :

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_\varphi \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{P} \\ \ddot{\varphi} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & C_\varphi \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U} \\ \dot{P} \\ \dot{\varphi} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_s & Q & 0 \\ Q^T & K_P & K_\varphi \\ 0 & K_\varphi^T & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \\ \varphi \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.19)$$

Les champs de déplacements \mathbf{u} du réservoir, de la pression \mathbf{p} et des potentiels de déplacements $\boldsymbol{\varphi}$ dans le réservoir sont approximés de la manière suivant:

$$\mathbf{u} = N_U U \qquad \mathbf{p} = N_p P \qquad \boldsymbol{\varphi} = N_\varphi \cdot \varphi$$

avec N , P et φ sont respectivement les vecteurs nodaux de déplacement, pression et potentiel des déplacements, définis comme valeurs inconnues et approximées des champs continus. Les vecteurs N_u , N_p et N_φ sont des fonctions d'interpolation nodale appelées aussi fonctions de forme de l'élément.

Plusieurs autres formulations sont disponibles dans la littérature, telles que la formulation déplacement de la structure et déplacement du fluide $(\mathbf{u}, \boldsymbol{\xi})$, ...etc.

Le tableau (2.2) récapitule les diverses formulations disponibles dans différents codes d'éléments finis.

Tableau 2. 2 - Formulations et codes correspondants [39]

Code d'éléments finis	Formulation
ABAQUS	(\mathbf{u}, p, φ)
ASTER	(\mathbf{u}, p, φ)
CASTEM	(\mathbf{u}, p, φ)
SAMCEF	(\mathbf{u}, p, φ)
PERMAS	(\mathbf{u}, p)
ANSYS	$(\mathbf{u}, \boldsymbol{\xi})$
ANSY	(\mathbf{u}, p)

2.3.4 Méthode de couplage *MEF/BEM*

Cette méthode de couplage applicable aussi pour l'ISS, peut être fructueuse concernant l'IFS. Dans ce cas précis, on procède de la même manière en discrétisant le fluide par éléments de frontière et la structure par éléments de frontière.

Une description de quelques modèles numériques considérant l'IFS peut être trouvée dans [33,35] dans lesquelles les auteurs ont précisé que la réponse dynamique des réservoirs de stockage par couplage FEM/BEM a été évaluée en incluant l'interaction sol-structure-fluide.

De plus, un nouveau modèle de couplage FEM/BEM est présenté par [33] qui est basé sur une formulation intégrale symétrique de frontière du fluide et une discrétisation par éléments finis de la structure du réservoir.

2.4 Conclusion

Dans une première partie, nous avons présenté quelques méthodes possibles pour le traitement du problème d'interaction sol-structure. La méthode sous-structure permet le traitement local du problème d'interaction. Toutefois, le fait qu'elle soit basée sur le principe de superposition restreint son domaine d'application aux cas linéaires. Cependant la méthode globale traite le problème complet et prend du temps et de l'espace mémoire, mais elle est plus simple à utiliser. La manière la plus simple de prendre en compte le sol dans les modèles de calcul des structures est la modélisation à l'aide de l'impédance de fondation, sa simplicité se justifie par la facilité de l'application de l'excitation sismique, la réduction du nombre de degrés de libertés liés à la discrétisation du sol par éléments finis, elle permet ainsi un gain en mémoire et en temps d'exécution.

Pour le traitement des problèmes d'interaction fluide-structure, plusieurs méthodes sont applicables entre autre la méthode de la masse ajoutée de Westergaard qui est une solution simplifiée, cette méthode n'est valide que lorsque la période de l'excitation sismique est supérieure à la période fondamentale du réservoir. Cependant, la méthode de Housner permet d'aboutir à des expressions des efforts résultants relativement plus simples en décomposant l'action du fluide en une action active et une autre passive.

Chapitre 3

Différents modèles d'analyse des réservoirs

3.1 Introduction

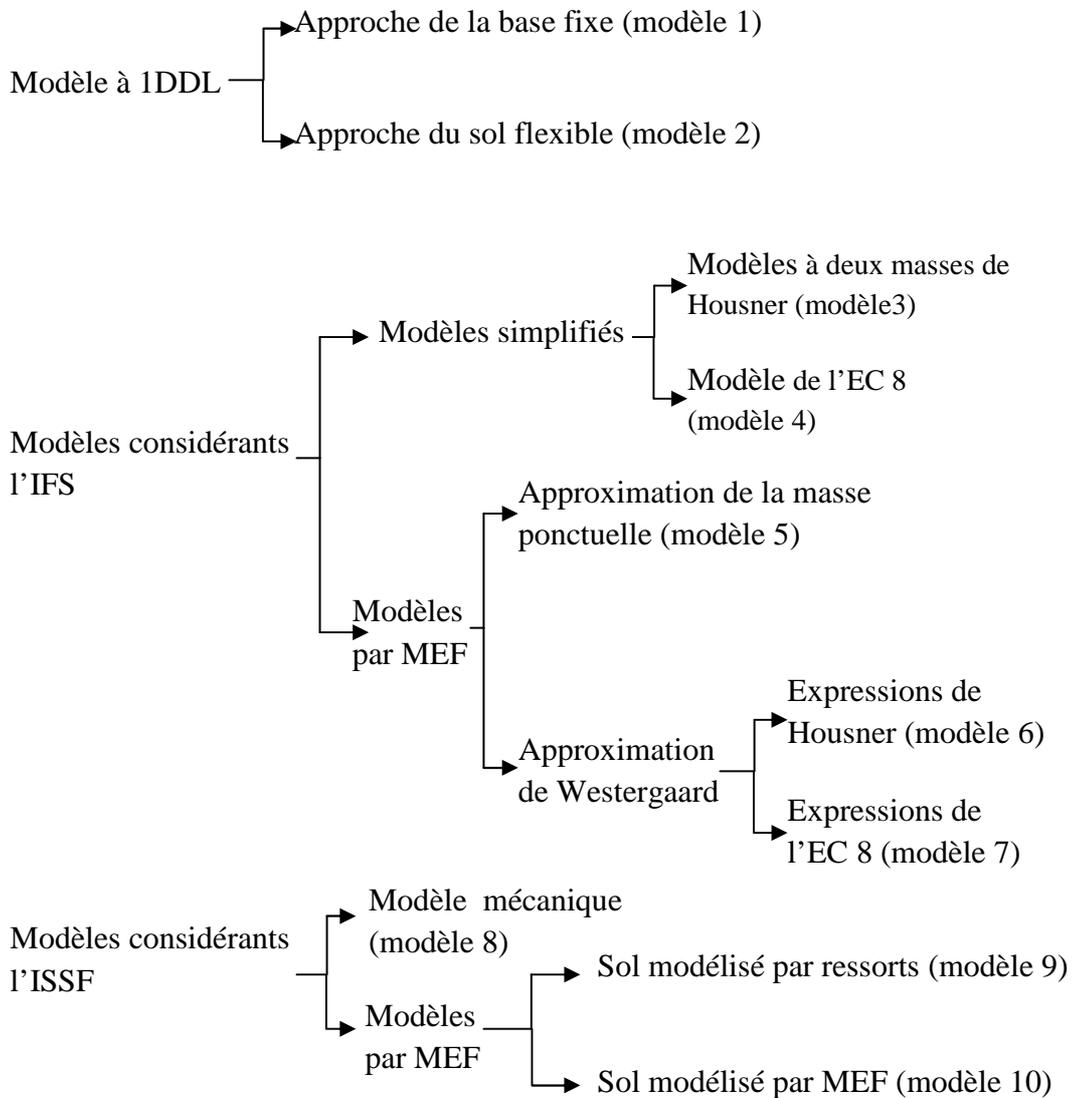
Historiquement, les modèles mécaniques ont été développés pour la première fois pour des réservoirs avec murs rigides. Housner est peut être le premier qui a proposé de tel modèle mécanique pour des réservoirs rigides circulaires et rectangulaires [18]. Veletsos et Tang ont utilisé une approche différente pour développer un modèle mécanique similaire pour des réservoirs rigides circulaires [21]. Par la suite, Haroun et Veletsos ont développé un modèle mécanique pour des réservoirs flexibles [24]. Malhotra a simplifié le modèle des réservoirs flexibles de Veletsos [23].

3.2 Modèles numériques

Les réservoirs surélevés peuvent être modélisés en *1ddl, 2ddl* ou en modèle par éléments finis [26, 1]. Il est largement reconnu que ces analyses ne sont pas toujours l'approche appropriée pour la simulation de la réponse des structures soumises à des excitations sismiques ; l'estimation des dégâts après utilisation de cette approche est pauvre [1].

La réponse des réservoirs surélevés quand les effets dynamiques sont considérés dépend considérablement de la déformabilité du sol et des caractéristiques du liquide. Par conséquent, l'interaction entre les fondations du réservoir et le liquide contenu dans ce dernier doit être estimée dans l'analyse de ces structures. L'étude du comportement sismique des réservoirs surélevés peut être établie dans le domaine linéaire [23,21] ou peut être élargie dans le domaine non linéaire [1].

L'analyse sismique des réservoirs surélevés peut être divisée en trois groupes principaux comme suit :



3.2.1 Modèle 1DDL

Le concept qui permet d'analyser les réservoirs surélevés comme un modèle à 1ddl a été suggéré dans les années 1950[23], ce modèle est représenté dans la figure(3.1).

Deux points importants doivent être examinés pour ce concept :

- Le premier point est lié au comportement du fluide:
Si le réservoir est totalement rempli d'eau, ce qui empêche le mouvement vertical de ballonnement de l'eau. Dans un tel cas le réservoir surélevé peut être traité comme un système à un seul degré de liberté. Si le réservoir n'est pas totalement plein, ce concept ne parvient pas à caractériser le comportement réel [23].
- L'autre point est lié aux structures de soutien.
Comme la ductilité et la capacité d'absorption d'énergie sont principalement régies par la structure de support, ce qui est important pour la conception sismique des réservoirs surélevés. Dans ce modèle, on suppose que la structure de support présente une rigidité uniforme le long de la hauteur.

Le code sismique indien, IS : 1893, exige d'analyser les réservoirs surélevés comme étant un système à un degré de liberté, qui suggère que toute la masse du fluide participe dans le mode de vibration impulsive et se déplace avec la paroi du récipient[23 ;1], alors que celui de 1995 (ACI 371R-98) suggère cela lorsque le poids du fluide atteint 80% du poids totale [23].

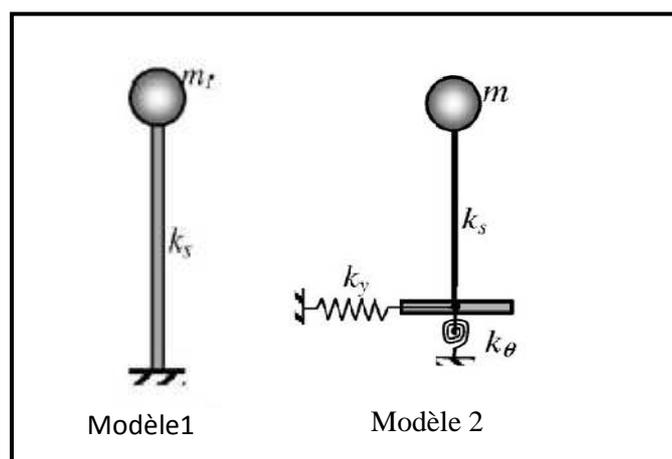


Figure 3. 1 - Modèle à 1 DDL

Les expressions des impédances dynamiques K_y et k_θ sont données ci-dessous[9]:

$$k_y = \frac{8Gr}{2 - \nu} \quad (3.9)$$

$$k_\theta = 6 Gr^3 \quad (3.10)$$

Ou d'après [23]

$$k_y = \left[\frac{8 \alpha_y}{2 - \nu} \right] Gr \quad (11.3)$$

$$k_\theta = \left[\frac{8 \alpha_\theta}{3(1 - \nu)} \right] Gr^3 \quad (3.12)$$

Avec : r est le rayon de la fondation, G est le module de cisaillement du sol, ν est le coefficient de poisson, et α_y et α_θ sont des coefficients dimensionnels dépendant de la période d'excitation, des dimensions de la fondation et des propriétés du milieu support.

3.2.2 Modèles considérant l'IFS

Dans la pratique les réservoirs surélevés ne sont pas complètement remplis, par conséquent leur comportement sismique est caractérisé par deux modes de vibration [1]. Ce modèle a été proposé par Housner et on retrouve un modèle similaire dans l'EC-8 [23], la différence entre ces deux modèles réside dans la formulation des paramètres m_c , m_s , K_c et K_s .

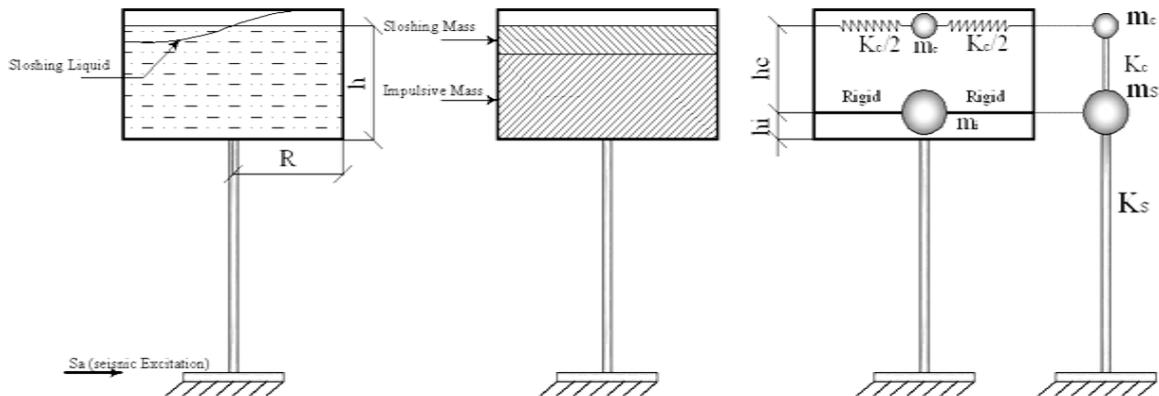


Figure 3. 2 - Modèles simplifiés (modèle 3 et 4) [23]

La méthode des éléments finis a été employée pour étudier la réponse sismique des réservoirs de stockage dans l'année 1969 par *N.WEdwards*[20], jusqu'à présent, elle est encore la méthode la plus utilisée. Les avantages indiscutables de cette méthode, par rapport aux autres méthodes numériques, résident dans la capacité de modéliser efficacement des domaines complexes comme : la géométrie complexe, l'hétérogénéité, l'inélasticité et la non linéarité des sols constituant le réservoir [20, 1].

Elle combine à la fois les avantages de la modélisation en masses concentrées et celle de la modélisation à l'aide des déplacements généralisés. Cette méthode est applicable à tout type de structure. La structure est subdivisée en un nombre arbitraire d'éléments, de dimensions quelconques. Les nœuds du système représentent le système de coordonnées généralisées. Le déplacement de la structure est exprimé en fonction de ses coordonnées généralisées à l'aide de fonctions de déplacement. Ces fonctions sont appelées fonctions d'interpolations car elles définissent le déplacement entre les nœuds considérés.

L'emploi de la méthode des éléments finis pour la résolution de tel problème est un outil essentiel, le calcul dynamique de la réponse linéaire des réservoirs par éléments finis est généralement effectué selon les étapes suivantes :

- 1- Maillage du réservoir et de sa fondation.
- 2- Evaluation des matrices élémentaires de rigidité, d'amortissement et de masse.
- 3- Assemblage et construction des matrices globales du système.

- 4- Calcul des modes et des fréquences propres du réservoir.
- 5- Calcul de la réponse sismique du réservoir.

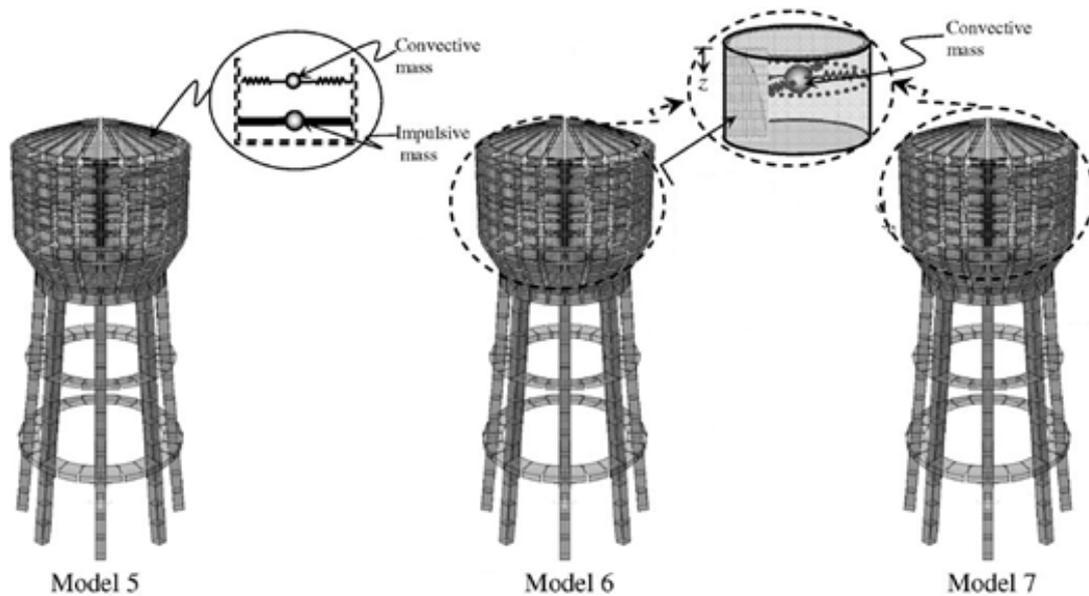


Figure 3. 3 - Modèles par éléments finis pour la modélisation de l'IFS[23].

3.2.3 Modèles considérant l'IFSS

Afin d'obtenir un modèle qui prend en compte d'une part, l'effet de l'interaction fluide-structure (IFS) et d'autre part l'effet de l'interaction sol-structure (ISS), deux manières sont possibles, soit :

-Par un modèle mécanique, en modélisant le fluide par deux masses l'une convective et l'autre impulsive comme l'a suggéré Housner (1963) [18] et le sol par un système de deux ressorts avec des rigidités de rotation et de translation (*modèle 8*).

-Par éléments finis, le fluide ainsi que la structure sont modélisés en effectuant un maillage tridimensionnel et en se basant sur l'approche de la masse ajoutée de Westergaard, cela est pareil pour les deux modèles (*modèle 9 et 10*). La différence réside dans la modélisation du sol, ce dernier dans le modèle (9) est modélisé

d'une manière identique que le modèle mécanique mais dans le modèle 10 par une discrétisation 3D par éléments finis du sol.

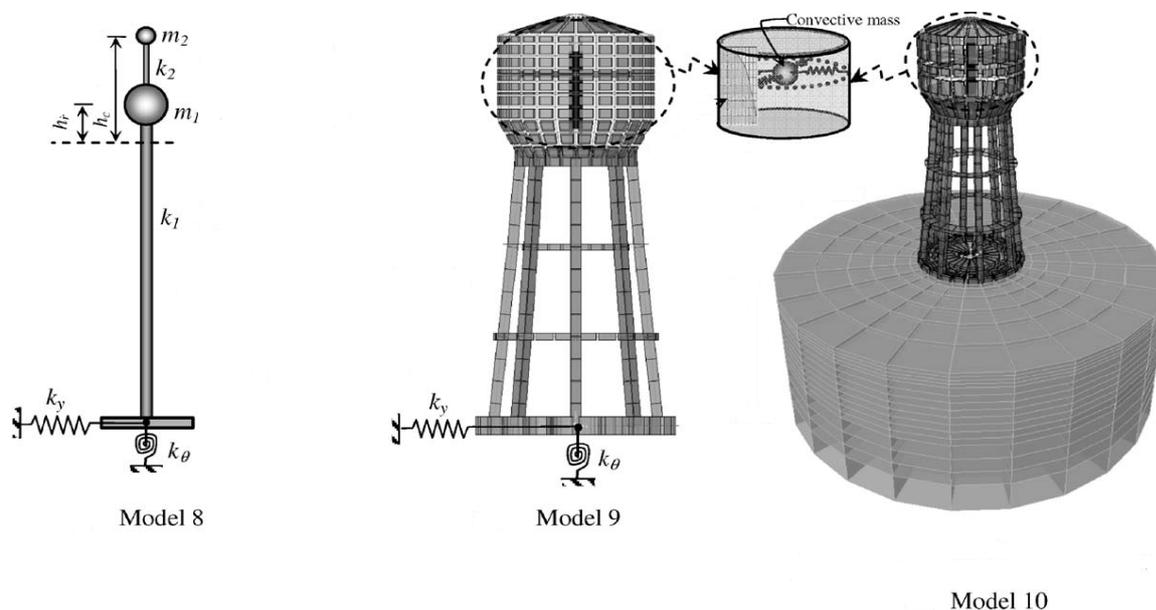


Figure 3. 4 - Modèle mécanique et modèles éléments finis pour la modélisation de l'ISSF [23]

3.3 Conclusion

La complexité de l'analyse sismique des réservoirs se pose, aussi bien dans l'interaction dynamique entre le mouvement du liquide stocké et la déformation des parois que dans l'interaction dynamique entre la flexibilité du sol de fondation et la fondation elle-même. A cet effet, les modèles utilisés pour déterminer les effets sismiques sur les réservoirs doivent reproduire avec une précision satisfaisante la raideur, la masse et les propriétés géométriques de la structure et tenir compte de la réponse hydrodynamique du liquide contenu et des effets de l'interaction avec le sol de fondation.

Chapitre 4

Analyse du comportement dynamique des réservoirs surélevés

4.1 Introduction

Les calculs dynamiques des structures sont devenus une étape essentielle dans la conception ou la vérification de tout système déformable évoluant dans un environnement dynamique. La dynamique des structures permet, la formulation et l'analyse de tout problème de structures pour lesquelles les efforts dynamiques (inertie, dissipation, élasticité) vont jouer un rôle essentiel dans leur comportement dynamique, qu'il s'agisse d'un problème de fréquences ou de modes propres, de vibrations, de réponse dans le domaine fréquentiel ou temporel, allant jusqu'à la dynamique rapide lors d'impact ou de collisions. La compréhension de la formulation dynamique par la méthode des éléments finis, ainsi que la maîtrise de l'outil informatique de calcul dynamique constituent

deux éléments indispensables de savoir-faire de l'ingénieur en charge de l'analyse dynamique de tout système ou structure.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'une structure soumise à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable.

Dans le présent chapitre, une analyse du comportement sismique des réservoirs surélevés en béton armé a été réalisée en tenant compte des effets de l'eau stockée et de l'interaction sol-structure ainsi que du ballottement du liquide stocké. Des modèles mécaniques simplifiés à un degré de liberté (sans ballottement) et à deux degrés de liberté (avec ballottement) ainsi qu'un modèle 3D en éléments finis ont été traités et une étude comparative est présentée. Dans les modèles simplifiés, les caractéristiques mécaniques considérant le ballottement sont obtenues en utilisant les expressions de HOUSNER et celles de l'Eurocode8. L'interaction sol-structure est prise en compte en modélisant le sol par un système de ressorts agissant à la translation et à la rotation. Dans le modèle tridimensionnel, la structure ainsi que le sol sont discrétisés en éléments finis et le fluide est représenté par une masse ajoutée équivalente. L'importance des effets de l'eau stockée et de l'interaction sol-structure est mise en évidence en étudiant les variations des périodes propres, de la réponse fréquentielle et de la réponse sismique.

Dans cette étude, quatre modèles sont mis en œuvre afin de conduire une étude comparative ; trois sont des modèles mécaniques simplifiés, ils sont schématisés dans la figure (4.1). Le quatrième est un modèle d'éléments finis 3D montré dans la figure (4.2). Ces modèles sont décrits en détails dans les sections qui suivent.

4.2 Modélisation

Les modèles utilisés pour déterminer les effets sismiques sur les réservoirs doivent reproduire avec une précision satisfaisante la raideur, la masse et les propriétés géométriques de la structure et tenir compte de la réponse hydrodynamique du liquide contenu et des effets de l'interaction avec le sol de fondation [7]. Les modèles mécaniques équivalents masse-ressort à un degré de liberté (1ddl) et deux degrés de liberté (2ddl) sont montrés sur la figure 4.1.

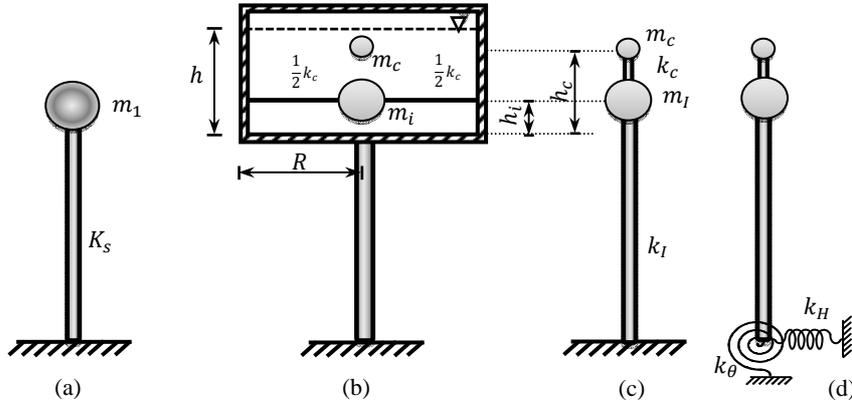


Figure 4. 1 - Modèles simplifiés. (a) Modèle à 1ddl, (b) Modèle mécanique,

La masse m_1 se compose de : (a) poids propre du container, (b) maximum 66% du poids propre de la structure de support, et (c) la masse totale de l'eau dans le cas du modèle à 1ddl ou la masse impulsive dans le cas du modèle à 2ddl [18].

Dans le cas du modèle 1ddl montré sur la figure (1-a), le réservoir est supposé avoir un comportement comme une console de rigidité k_s donnée par :

$$k_s = \frac{3EI_c}{l_{cg}^3} \quad (4.1)$$

où l_{cg} est la distance entre la base de l'ouvrage et le centre de gravité de l'eau stockée, E est le module de Young du matériau et I_c est le moment d'inertie de la structure de support [23].

Dans le modèle mécanique à 2ddl montré sur la figure (1-b), la masse du fluide est constituée d'une partie inerte m_i ou impulsive liée rigidement à la structure et d'une partie mobile m_c (convective) dont le mouvement est maintenu par des ressorts de rappel de rigidité k_c . Ces deux masses sont données par les expressions de Housner [18] qui sont reprises dans plusieurs travaux comme par exemple [8] et dans [41].

$$k_c = m_c \frac{g}{R} 1.84 \tanh\left(\frac{1.84 h}{R}\right) \quad (4.2)$$

$$m_c = m_e 0.318 \frac{R}{h} \tanh\left(1.84 \frac{h}{R}\right) \quad (4.3)$$

$$m_i = m_e \frac{\tanh(1.74R/h)}{(1.74R/h)} \quad (4.4)$$

$$h_c = \left[1 - \frac{\cosh(1.84h/R) - 1}{1.84 h/R \sinh(1.84h/R)}\right] h \quad (4.5)$$

$$h_i = \left(\frac{3}{8}\right) h \quad (4.6)$$

où: h_i et h_c sont les hauteurs de la masse impulsive et convective respectivement, R est le rayon du récipient, g est l'accélération gravitationnelle et h est la hauteur totale du fluide.

La rigidité latérale k_1 de la structure de soutien peut être exprimée en utilisant la méthode des éléments finis ou selon [9] par :

$$k_1 = \frac{12 E_{cl} I_{cl} N_{cl}}{h_{cl}^3} \left[\frac{1}{\frac{2 I_{cl} N_p (4N_p^2 - 1)}{A_c R_s^2} + N_p + 2(N_p - 1) \frac{E_{cl} I_{cl} h_{cl}}{E_b I_b / L}} \right] \quad (4.7)$$

où: E_{cl} , h_{cl} , I_{cl} , N_{cl} et A_c sont le module de Young, la hauteur libre, le moment d'inertie, le nombre et la section des poteaux respectivement. E_b , L et I_b sont le module de Young, la travée et le moment d'inertie de la poutre respectivement; N_p est le nombre de ceintures, R_s est le rayon de la structure de soutien.

Les paramètres m_i , m_c , h_i et h_c sont repris par l'Eurocode-8 avec des valeurs réglementaires légèrement différentes, ils sont donnés dans le tableau (A.1) dans [7], sous forme de fraction sur la masse totale de l'eau et de la hauteur de remplissage du réservoir.

Dans le modèle à 2ddl avec ISS montré dans la figure (1-d), l'interaction sol-structure est prise en compte en utilisant les impédances de fondation, qui sont représentées par deux ressorts; l'un agissant en translation et l'autre en rotation. Sous excitation sismique les effets des mouvements latéraux et

basculants sont généralement plus importants que ceux des mouvements verticaux et de torsion [23] ces derniers sont négligés dans cette étude.

Les expressions des impédances dynamiques K_y et k_θ sont : [29]

$$k_y = \frac{8 Gr}{2 - \nu} \quad , \quad k_\theta = 6 Gr^3 \quad (4.8)$$

Avec : r est le rayon de la fondation, G est le module de cisaillement du sol, ν est le coefficient de poisson du sol.

La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie sont principalement régies par la structure de support, ce qui est important pour la conception sismique des réservoirs surélevés. Dans ces modèles simplifiés, on suppose que la structure de support présente une rigidité uniforme le long de la hauteur.

Dans le quatrième modèle représenté dans la figure 2, la structure est discrétisée en éléments finis 3D. Les poteaux et les poutres sont représentés par des éléments de poutre de Bernoulli à 6ddl par élément et la cuve par des éléments coques (shell) à 24ddl par élément. La masse de l'eau supposée inerte, est prise en compte dans le poids volumique des parois. L'interaction sol-structure est prise en compte avec des impédances de fondation afin d'éviter le nombre important des degrés de liberté induits par la discrétisation du sol ainsi que les difficultés numériques liées notamment à la troncature géométrique, à l'application de l'excitation sismique et aux lourdeurs des calculs. Cette manière de prendre en compte de l'ISS est satisfaisante notamment si le sol est considéré comme milieu semi-infini homogène à comportement linéaire. Il est à préciser que la fondation supposée infiniment rigide est représentée en contraignant les nœuds d'appuis à se comporter comme un corps rigide (Body constraint).

4.3 Cas d'étude

On considère comme cas d'étude un réservoir surélevé en béton armé de hauteur de 32.3 m d'une capacité de 900 m³ avec une structure de support composée de huit poteaux de sections carrées de (75x75) m² liés entre eux à l'aide des poutres de sections (55x50) m² sur deux niveaux de 7 m et 14 m tel que montré sur la figure 2. La hauteur de la cuve 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. La

structure repose sur un radier circulaire d'un rayon $R = 7$ m. Le module de Young du béton est ($E_r = 3.2 \cdot 10^7$ KN/m³), son coefficient de Poisson est $\nu = 0.2$ et sa masse volumique est ($\rho_r = 2.5 \cdot 10^3$ Kg/m³). La masse volumique de l'eau est ($\rho_L = 1.0 \cdot 10^3$ Kg/m³).

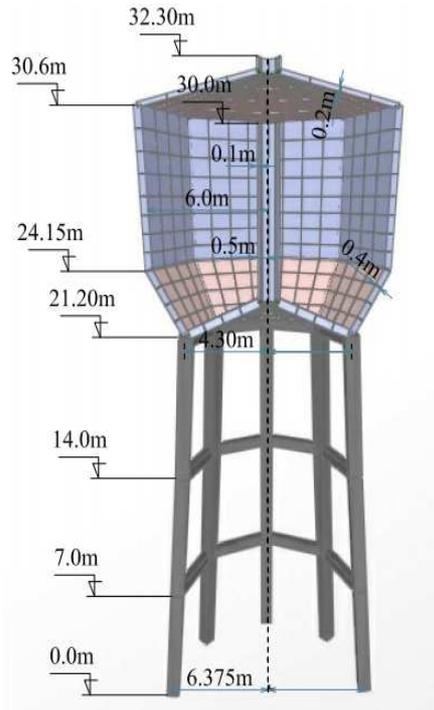


Figure 4. 2 - Coupe verticale du modèle d'éléments finis 3D du réservoir surélevé considéré dans cette étude.

Les caractéristiques m_i , m_1 , m_c , h_i , h_c et k_c obtenues en utilisant les expressions de Housner ainsi que celles obtenues en utilisant le tableau (A.1) de l'Eurocode-8 sont reportées dans le tableau 1.

Tableau 4. 1 - Caractéristiques du modèle 2ddl avec (Eurocode-8) et expression de Housner

Caractéristiques	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 hauteurs h_i et h_c trouvées en utilisant l'Eurocode-8[7] sont légèrement supérieures à celles obtenues en utilisant les expressions de Housner [18], mais ce n'est pas le cas pour la rigidité K_c et la masse m_c qui sont très grandes par rapport à celles trouvées en appliquant les expressions de Housner. Ces deux grandeurs sont toutes les deux plus grandes d'un même taux de 53%, ce qui conduirait approximativement à des périodes assez proches. La masse et la rigidité du modèle à 1ddl sont ($m_1 = 1.52 \cdot 10^6 \text{Kg}$) et ($k_s = 20.507 \cdot 10^3 \text{KN/m}$) respectivement. La rigidité de la structure de support des modèles à 2ddl avec et sans ISS est $k_1 = 34\,600 \text{KN/m}$.

Dans le but d'évaluer l'influence de l'interaction sol-structure sur le comportement des réservoirs, les caractéristiques du sol sont variées de sorte à représenter les différents sites définis dans le RPA 99 [29] par S2, S3 et S4. Le cas du site de type S1 étant très rigide apporte peu par rapport au cas de base fixe. Les propriétés choisies pour ces types de sols sont données dans le tableau (4.2). Elles sont fixées sur la base de la vitesse de propagation d'ondes sismiques V_s . Le coefficient de poisson et le poids volumique sont fixés pour les trois types de sols considérés à $\nu = 0.33$ et $\gamma = 20 \text{KN/m}^3$ respectivement.

Tableau 4. 2 - Caractéristiques des types de sols et valeurs des impédances utilisées.

Type de sols	V_s (m/s)	G (MPa)	E (MN/m)	K_y (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

4.3.1 Calcul des modes propres

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 encastree 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.

4.3.1.1 Effet de l'eau

L'effet de la masse d'eau stockée est mis en évidence en comparant la période de vibration du mode fondamental de la structure. Dans le modèle à 1ddl toute la masse de l'eau est supposée participer au comportement dynamique, le calcul de la période de vibration de la structure sans l'eau donne une valeur de $T_s = 1.0925$ s, alors que si on tient compte de l'eau, cette période augmente de 60% pour atteindre une valeur de $T_{se} = 1.7106$ s, ce qui est prévisible du moment que l'eau ne fait qu'ajouter de la masse à la structure sans renforcer sa rigidité.

Le modèle à 2ddl utilisant les expressions de Housner ou en appliquant les recommandations de l'Eurocode-8 permet d'évaluer à la fois l'effet inertiel et le ballonnement de l'eau. Ce qui donne deux périodes l'une convective T_c et l'autre impulsive T_i qui sont reportées dans le tableau (4.3).

Tableau 4. 3 - Périodes des modes propres des modèles avec ballonnement.

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

Comme il a été souligné dans la section (3), même si les masses et rigidité du modèle à 2ddl évaluées selon Housner et l'Eurocode – 8 sont différentes, on voit qu'elles ont tout de même conduit à des périodes pratiquement les mêmes comparativement au modèle 1ddl où la totalité de la masse de l'eau contribue aux effets inertiels, dans ce modèle avec ballonnement, la valeur de la période impulsive est inférieure à T_{se} ce qui montre qu'il ne faut tenir que d'une partie de la masse d'eau dans le calcul dynamique. Le reste de la masse de l'eau suit un mouvement en ballonnement différent de celui de l'ensemble avec une période T_c beaucoup plus grande. L'écart important entre la période impulsive et la période convective suggère que les deux comportements sont plus ou moins découplés.

Dans le modèle d'éléments finis 3D, la valeur de la masse équivalente de l'eau est $m_{e\ 3D} = 617$ tonnes qui est répartie sur les parois de la cuve sur une hauteur de 6 m à partir du fond. Cette masse d'eau qui conduit à une valeur de la période fondamentale de $T_{3D} = 1.1689$ S, correspond à la masse impulsive m_i à laquelle est ajoutée une petite portion de la masse convective m_c qui est de l'ordre de 9 % dans le cas où on utilise les expressions de Housner et de l'ordre de 12 % pour le cas où on applique l'Eurocode – 8.

$$m_{e\ 3D} = m_{iHousner} + 0.09 m_{cHousner} \quad (4.9)$$

$$m_{e\ 3D} = m_{iEC-08} + 0.12 m_{cEC-08} \quad (4.10)$$

4.3.1.2 Effet de l'interaction sol-structure(ISS)

L'effet de la flexibilité du sol et de l'ISS est pris en compte en relâchant les encastremets de base fixe. La fondation est supposée rigide reposant sur un sol flexible semi-infini homogène représenté par des impédances. Les caractéristiques mécaniques du sol sont variées tel que décrites dans le tableau (4.2), le calcul des périodes de vibration en faisant varier le type de sol et en tenant compte de l'eau a conduit aux résultats reportés dans le tableau(4.4).

Tableau 4. 4 - Période du mode fondamental des modèles en prenant en compte l'ISS.

Type de sites	Modèle 2ddl			Modèle 3D		
	S ₂	S ₃	S ₄	S ₂	S ₃	S ₄
Période (S)	1.1631	1.199	1.3345	1.1829	1.2242	1.3796

Ces résultats montrent que les périodes de vibration obtenues par le modèle 2ddl sont proches de celles obtenues par le modèle d'éléments finis3D. On voit aussi que l'interaction sol-structure a pour effet d'allonger encore plus la période de vibration du réservoir, cet allongement est d'autant plus important que le sol est de plus en plus meuble, néanmoins, on remarque qu'il est négligeable dans le cas du sol ferme de type S₂.

4.4 Réponse fréquentielle

Pour une excitation horizontale harmonique d'amplitude unitaire et de pulsation ω , appliquée à la base du réservoir $\ddot{x}_g(t) = e^{i\omega t}$, $\omega = 2\pi/T$ avec T variant de 0 à 5 sec, l'équation du mouvement dynamique du réservoir est résolue en déplacement $U = U_{max} e^{i\omega t}$ selon les modèles considérés, en utilisant un taux d'amortissement critique $\xi = 5\%$. L'effort tranchant à la base est ensuite évalué en fonction de la période puis représenté sur les figures (4.3) à (4. 5).

4.4.1 Effet de l'eau

L'effort tranchant à la base calculé avec et sans prise en compte de l'eau en utilisant des modèles d'éléments finis 3D sans l'interaction sol-structure est représenté dans la figure (4.3).

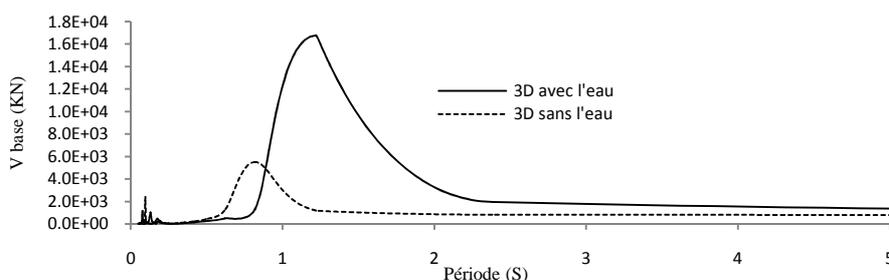


Figure 4. 3 - Effort tranchant à la base du modèle 3D avec et sans l'eau.

Cette figure montre une amplification de l'effort tranchant par la présence de la masse de l'eau et un décalage du pic vers les grandes périodes, ce qui est en concordance avec les résultats des périodes propres. Les pics de l'effort tranchant correspondent bien aux périodes des vibrations libres des modèles. On a trouvé d'ailleurs des valeurs suffisamment proches de ces périodes par extraction des modes propres des modèles utilisés.

Une comparaison entre les modèles à deux degrés de libertés et le modèle d'éléments finis 3D a été aussi réalisée. La figure (4.4) représente l'évolution de l'effort tranchant à la base en fonction des périodes pour les trois modèles. On voit que les réponses évaluées avec les trois modèles sont pratiquement identiques, les pics de ces réponses correspondent à la même période ce qui montre que le modèle d'éléments finis 3D fournit des résultats satisfaisants. La seule différence réside dans les valeurs de ces pics ; Le modèle d'éléments finis 3D donne un pic de 20.94 % et de 57.68 % plus grand que le pic de la réponse du modèle de Housner et celui de la réponse du modèle de l'Eurocode – 8 respectivement. Cette différence est sensible au pas de discrétisation de la fréquence dans l'évaluation de la réponse fréquentielle.

On peut remarquer dans les figures (4.3) et (4.4) des pics de faible amplitude qui correspondent aux modes supérieurs du modèle 3D dont la contribution à la réponse est très faible devant celle du premier mode.

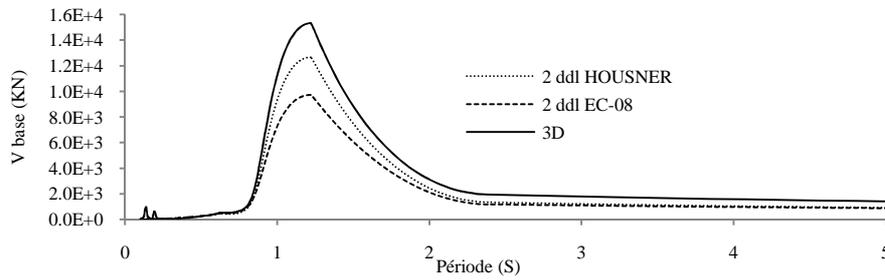


Figure 4. 4 - Effort tranchant à la base du modèle 3D ainsi que les modèles 2ddl

4.4.2 Effet de l'interaction sol-structure

Les effets de la flexibilité du sol sur la réponse dynamique du réservoir sont mis en évidence, à cet effet, la figure (4.5), montre la réponse fréquentielle en termes d'effort tranchant à la base calculé en utilisant le modèle d'éléments finis 3D pour les trois types de sol considérés.

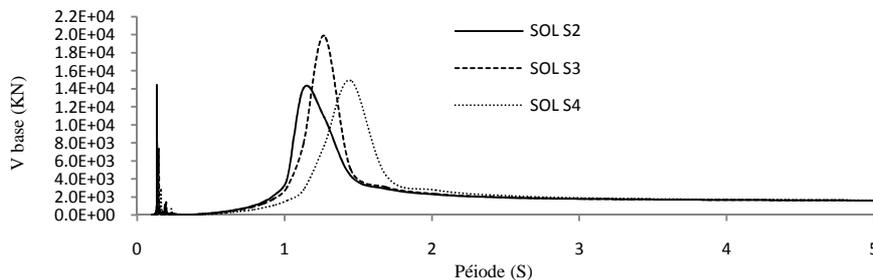


Figure 4. 5 - Effort tranchant à la base du modèle 3D avec interaction sol-structure.

La figure montre que la flexibilité du sol a pour effet de décaler les pics vers les longues périodes. On voit aussi que l'amplification correspondant au site S_3 est la plus importante. Il semble que les caractéristiques de ce site sont les plus défavorables vis-à-vis du comportement dynamique du réservoir. La même remarque concernant les pics des modes supérieurs relevée aux figures (4.3) et (4.4) est à souligner dans ce cas aussi. Le modèle 3D fait bien apparaître que la réponse de la structure est régi principalement par le premier mode.

4.5 Réponse sismique

Dans le but d'évaluer l'effet de l'eau et de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique du réservoir surélevé, les modèles 2ddl et 3D en éléments finis sont soumis aux accélérations du séisme de Boumerdès du 21/05/2003. L'excitation dynamique considérée dans cette étude est l'enregistrement accélérométrique de la composante horizontale de la station de Dar El-Beida de ce séisme. La figure (4.6) représente les douze premières secondes de cet accélérogramme jugées comme étant les plus sévères pour la structure.

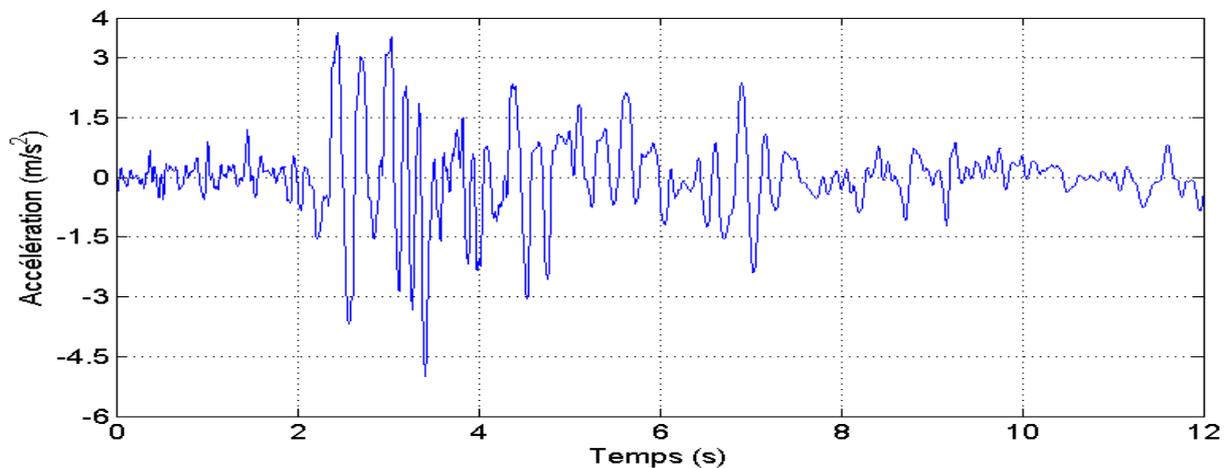


Figure 4. 6 - Accélérations sismiques de Dar El-Beida.

4.5.1 Effet de l'eau

L'effort tranchant à la base calculé avec et sans prise en compte de l'eau en utilisant des modèles d'éléments finis 3D sans l'interaction sol-structure est représenté dans la figure 4.

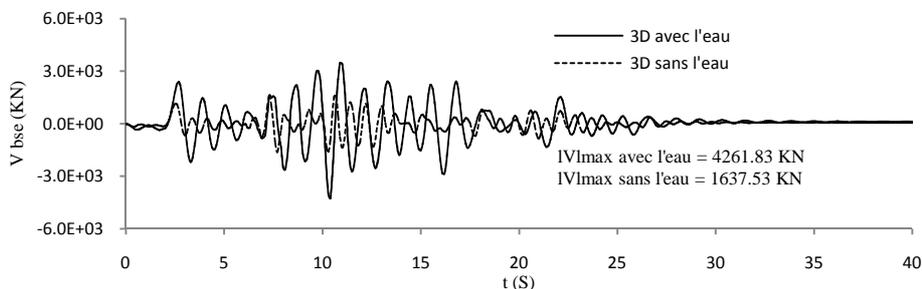


Figure 4. 7 - Effort tranchant à la base du modèle 3D avec et sans l'eau.

Cette figure montre l'amplification de l'effort tranchant par la présence de la masse de l'eau, ce qui est en concordance avec les résultats des périodes propres.

En effet, la masse de l'eau fait augmenter les forces d'inertie que subit le système alors que sa rigidité demeure constante. De plus, le pic augmente de 1637.53 KN à 4261.83 KN, soit une amplification de l'ordre de 160.25%, ce qui montre clairement que la prise en compte de l'eau est indispensable pour réaliser un bon calcul dynamique des réservoirs surélevés. Cette masse de l'eau a aussi pour effet le maintien des fortes vibrations sur une durée un peu plus longue par rapport à la réponse du modèle sans l'eau.

Une comparaison entre les modèles à deux degrés de libertés et le modèle d'éléments finis 3D a été aussi réalisée. La figure (4.8) représente l'évolution de l'effort tranchant à la base en fonction du temps pour les trois modèles. On voit que les réponses évaluées avec les trois modèles sont pratiquement identiques. La seule différence réside dans les valeurs des pics. Le modèle d'éléments finis 3D3D donne un pic de 31.78 % et de 41.63 % plus grand que le pic de la réponse du modèle de Housner et celui de la réponse du modèle de l'Eurocode – 8 respectivement.

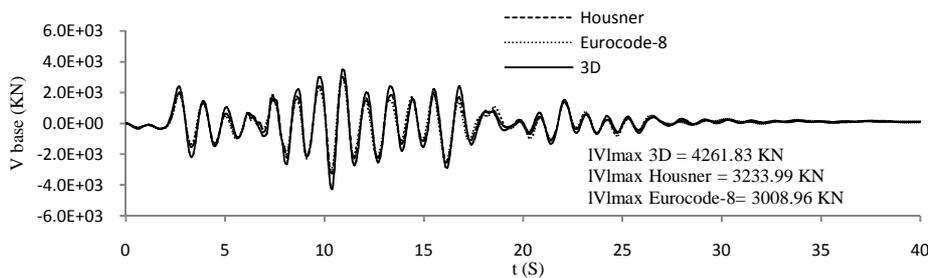


Figure 4. 8 - Effort tranchant à la base du modèle 3D ainsi que les modèles 2ddl.

4.5.2 Effet de l'interaction sol-structure

La figure (4.9) montre la réponse temporelle en terme d'effort tranchant à la base calculé en utilisant le modèle d'éléments finis 3D pour les trois types de sol considérés.

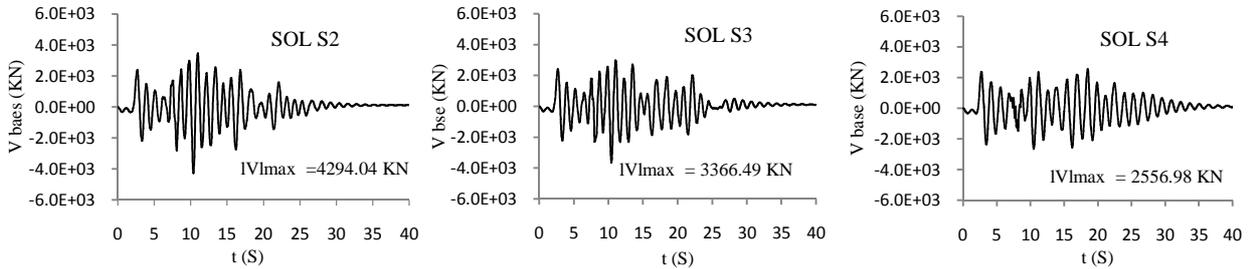


Figure 4. 9 - Effort tranchant à la base du modèle 3D avec interaction sol-structure.

Ces résultats montrent que la flexibilité du sol a pour effet principal la réduction des efforts tranchants. Le pic diminue de 4294.04 KN à 3366.49 KN et à 2556.98 KN lorsque le type de sol passe de S_2 à S_3 et à S_4 respectivement. Ce résultat dépend évidemment du contenu fréquentiel de l'accélérogramme et de la différence entre les rigidités de la structure et du sol.

4.6 Conclusion

Dans cette étude, nous nous sommes intéressés à l'évaluation du comportement dynamique des réservoirs en béton surélevés. Les effets de l'eau stockée et de l'interaction sol-structure ont été examinés à travers le calcul des périodes propres et de l'effort tranchant à la base. A cet effet, différents modèles mécaniques et numériques ont été utilisés, les résultats obtenus ont montré essentiellement que :

- La prise en compte de l'eau stockée, dans les modèles fait augmenter la période du mode propre ainsi que l'effort tranchant à la base. Ce résultat est prévisible du moment que l'eau ne fait qu'ajouter de la masse à la structure sans renforcer sa rigidité
- Les modèles à 2ddl tenant compte du ballonnement donnent une période du mode fondamental (période impulsive) inférieure à la période de vibration du modèle à 1ddl. Dans ce dernier modèle toute la masse de l'eau participe aux effets inertiels.

- Les modèles mécaniques simplifiés évalués selon les expressions de Housner et les recommandations de l'Eurocode – 8, donnent des périodes de vibrations presque identiques, bien que leurs masses et rigidités soient différentes.
- Il s'est avéré dans la présente étude qu'une masse équivalente qui tient compte en plus de la masse impulsive, d'une fraction de la masse convective, peut être utilisée dans les modèles d'éléments finis 3D des réservoirs. Il a été montré qu'elle fournit des résultats satisfaisants.
- Comme dans la plupart des études d'interaction sol-structure, il a été vérifié dans le présent travail, que la flexibilité du sol a pour effet d'augmenter la période de vibration du réservoir surélevé, et de réduire l'effort tranchant à la base.

Chapitre 5

Evaluation de la demande sismique

5.1 Introduction

Le principe de base du calcul parasismique consiste essentiellement à assurer un degré de sécurité acceptable permettant de réduire les risques relatifs aux défaillances, aux catastrophes et aux pertes de vie. Dans les codes et règlements parasismiques, l'étude de la réponse des structures sous l'action sismique est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées selon la nature de l'ouvrage et sa destination [42]. Les techniques d'analyse de ces structures consistent essentiellement à comparer un paramètre d'exigence à un paramètre de capacité. L'effort tranchant à la base d'une structure est un paramètre utilisé traditionnellement pour la conception parasismique des structures. L'ingénieur calcule la sollicitation (l'effort) provoquée par un séisme donné à la base de l'édifice, et la compare à la résistance du bâtiment [17].

Une structure soumise à un violent séisme est généralement sollicitée au-delà du domaine élastique et se comporte de manière fortement non-linéaire [42]. Du fait du caractère élasto-plastique du béton armé, la dégradation apparaît soit progressivement soit brutalement, en diverses parties de la structure, provoquant ainsi la plastification (ou l'endommagement), d'où s'ensuit une redistribution des efforts. La rigidité globale est modifiée pendant la réponse dynamique et la capacité résistante dépend du comportement de chaque composant de la structure [16].

La dégradation est plus sensible au déplacement qu'à l'effort, car la ruine est plus liée à une atteinte de la limite en déformation qu'au dépassement d'une limite en effort. Par conséquent, l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante (voire non économique). Cependant, le recours à une analyse temporelle non-linéaire (complexe à l'échelle d'un bureau d'ingénierie), même si elle semble être la démarche la plus appropriée pour obtenir une réponse suffisamment fine, souffre d'une faiblesse majeure, à savoir la non disponibilité d'un ensemble d'accélérogrammes représentatifs pour le site donné [42,17,43].

Afin de répondre à ces limites, plusieurs approches ont été développées selon Chopra & Goel in [17], telles que la méthode des coefficients de déplacement [13], ou la méthode du spectre de capacité. En s'inspirant de ces différentes méthodes, une nouvelle méthode basée sur les concepts de capacité et de performance a émergée [10]. Elle consiste à utiliser une procédure de dimensionnement directe par la méthode des déplacements en définissant dès le départ le déplacement cible (limite) de la structure au lieu de la dimensionner sur la base de la méthode des forces (habituellement adoptée par les règlements parasismiques).

Cette procédure combine l'analyse statique non-linéaire (Pushover) d'un système à plusieurs degrés de liberté, et l'analyse par spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté dans un nouveau format «d'accélération-déplacements» [10, 17]. C'est une méthode d'analyse pseudo-statique non-linéaire simplifiée et non temporelle.

5.2 Comportement non linéaire

5.2.1 Modèles non linéaires

Généralement, les modèles non linéaires sont divisés, suivant l'échelle représentée, en trois grandes familles : les modèles globaux, locaux et enfin semi-globaux (modèles de poutre à fibre et multicouche, par exemple).

5.2.1.1 Les modèles globaux

Ces modèles reproduisent le comportement d'un élément de structure complet du type poutre, poteau, mur en béton armé ou maçonnerie, étage complet voire bâtiment complet. Les lois de comportement sont généralement uni-axiales et relient une déformation généralisée (courbure, cisaillement, allongement, déplacement relatif) à sa contrainte associée (moment, effort tranchant, effort normal). Des lois tri ou multilinéaires sont souvent utilisées pour représenter le comportement des éléments en béton armé : au comportement élastique, succèdent la fissuration du béton qui entraîne une baisse de rigidité puis la plastification des aciers et parfois l'écrasement du béton ou la rupture des aciers [5].

La figure (5.1) montre une loi en cisaillement pour l'étude de murs en béton armé peu élancés ainsi que la modélisation d'un mur de remplissage en maçonnerie par deux bielles diagonales. Ces lois globales ont généralement pour support des éléments du type poutre ou barre. Ces modèles nécessitent des règles d'identification empiriques et donc présentation du domaine de validité limité. Toutefois, ils permettent de réaliser des calculs dynamiques de structures de bâtiments complets.

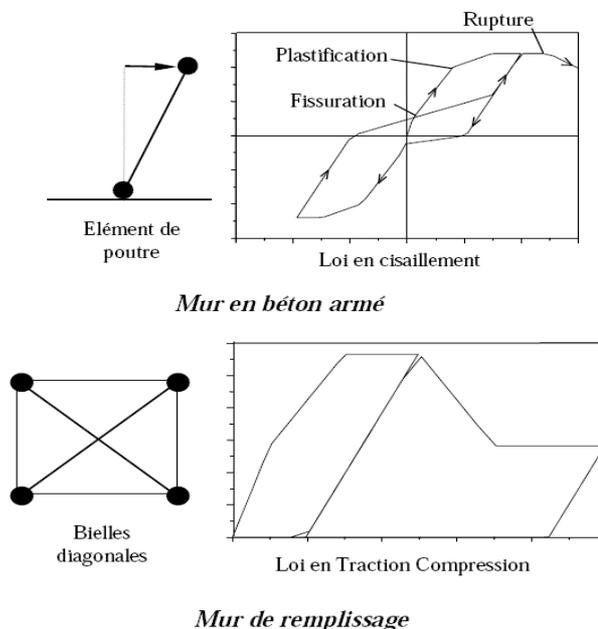


Figure 5. 1 - Modèles globaux de murs porteurs en béton armé et de murs de remplissage en maçonnerie [5].

5.2.1.2 Les modèles locaux

A ce niveau de modélisation, chaque matériau (maçonnerie, béton, armature, joint de mortier ou joint sec, etc.) peut être représenté. L'association de ces lois permet donc de prédire le comportement d'un élément de structure mais la lourdeur des calculs limite leur utilisation à des structures ou des chargements simples. Néanmoins l'utilisation de ce niveau de modélisation pour identifier les paramètres des modèles globaux peut s'avérer utile pour l'étude de structures complètes sous chargement sismique.

5.2.1.3 Les modèles semi-globaux

Les modèles à fibre et les modèles multicouches sont des exemples de modèles semi-globaux : ils s'appuient sur des éléments du type poutre supposant a priori un mode de fonctionnement (hypothèse de Bernoulli) mais les efforts internes sont calculés à partir des lois uni-axiales reproduisant le comportement de chaque matériau – béton, acier..... Les paramètres du modèle sont donc les caractéristiques des matériaux ainsi que la géométrie de la section et non plus une courbe force déplacement ou moment-courbure globale. Ainsi une analyse de section avec un modèle à fibre permet-elle d'identifier la courbe de première charge d'un modèle global moment-courbure. La figure (5.2) montre le résultat d'une analyse des sections d'un poteau et d'une poutre [5].

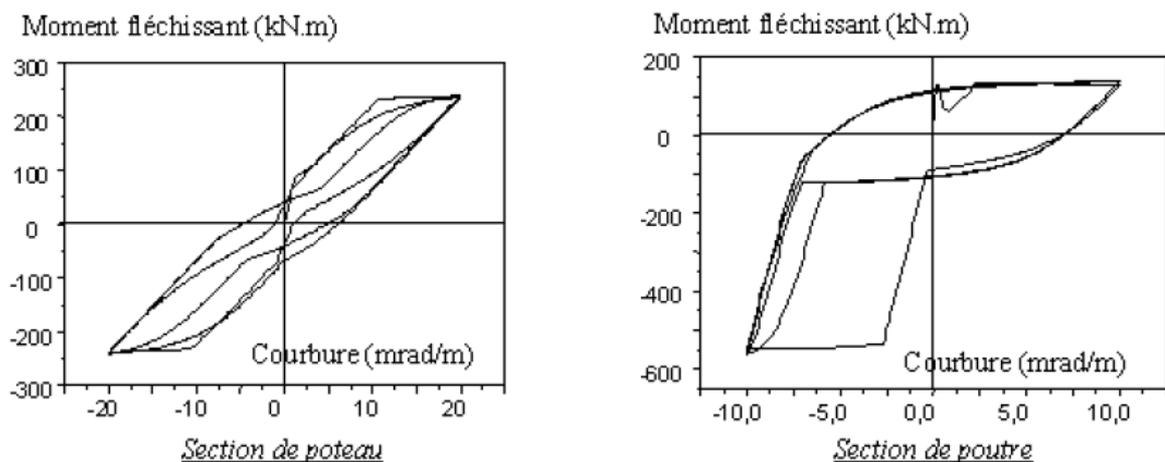


Figure 5. 2 - Exemple de relations moment-courbure [5].

Le modèle à fibre utilisé ici permet l'utilisation de plusieurs modèles représentant le comportement non linéaire du béton incluant ceux de Laborderie et de Mazars basés sur la théorie de l'endommagement.

Regardons plus en détail le modèle de Hognestad plus empirique et dont les paramètres sont explicitement liés au module de Young et aux résistances en traction et compression (figure. 5.3). En traction, la loi est fragile et reproduit la baisse de raideur ainsi que le comportement unilatéral du béton. En compression, la courbe de première charge est tout d'abord parabolique puis linéaire adoucissante :

$$\text{Pour } 0 < \varepsilon < \varepsilon_{c0}, \frac{\sigma}{\sigma_{c0}} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \left(2.0 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \right)$$

Pour $\varepsilon_{c0} < \varepsilon$, $\frac{\sigma}{\sigma_{c0}} = 1 + Z(\varepsilon - \varepsilon_{c0})$, $(\varepsilon_{c0}, \sigma_{c0})$ sont les coordonnées du pic de la courbe de compression.

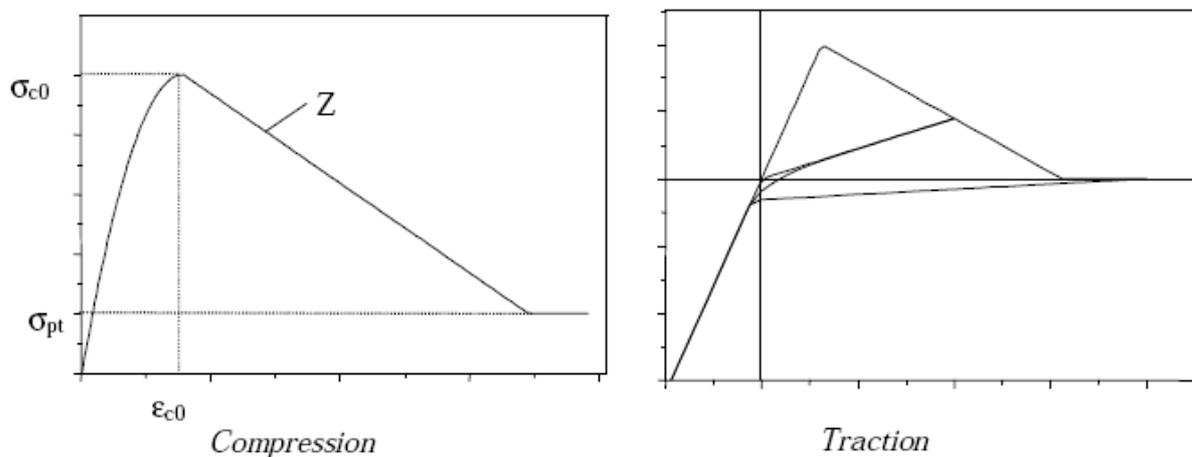


Figure 5. 3 - Exemple de loi de comportement du béton en traction et compression [5].

Un des avantages de ce type de modèle, par rapport aux modèles globaux, réside dans la prise en compte implicite de l'effet de l'effort normal sur le moment fléchissant résistant maximal ainsi que sur la ductilité de la section. Les relations moment-courbure (figure 5.4) qui sont issues d'une analyse d'une section de poteau soumise à différentes forces axiales montrent bien l'augmentation de moment résistant, la diminution de la ductilité est provoquée par une augmentation de contrainte normale. [5]

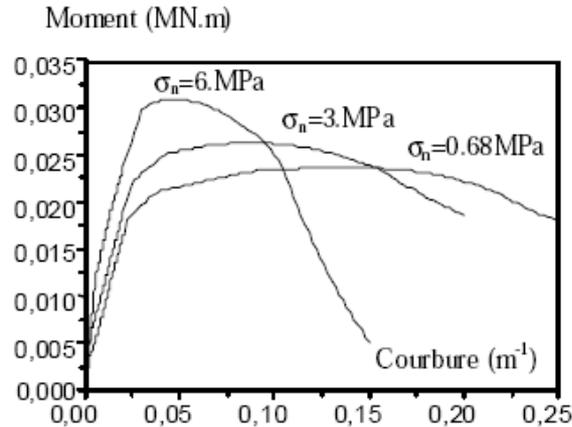


Figure 5. 4 - Influence de l'effort axial sur la résistance et la ductilité d'un poteau [5].

5.3 Notion de base sur la ductilité

5.3.1 Relation entre déformabilité et ductilité

La déformabilité d'une structure représente la capacité d'un matériau, d'un élément de la structure ou de la structure complète de se déformer avant l'effondrement. [38]

Par contre la ductilité représente la capacité de la structure à se déformer plastiquement sans perte excessive de résistance avec une dégradation significative de la rigidité et se manifeste par la formation de mécanisme plastique global. On distingue quatre manières de quantifier la ductilité: la ductilité en déplacement, la ductilité en rotation, la ductilité en courbure et la ductilité en déformation.

Il est à noter qu'une structure peut avoir une grande déformabilité alors qu'elle est moins ductile

5.3.2 Ductilité de déplacement ou ductilité globale

La ductilité en déplacement est généralement une mesure de la ductilité globale de la structure. Elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total ($\Delta = \Delta_y + \Delta_p$) au déplacement latéral élastique Δ_y .

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (5.1)$$

5.3.2 Ductilité en déformation

Elle provient de la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans réduction importante de contrainte. La ductilité en déformation est définie comme étant le rapport de la déformation totale imposée à la déformation élastique.

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_\mu}{\varepsilon_y} \quad (5.2)$$

5.3.3 Ductilité en courbure

C'est la capacité de rotation des rotules plastiques développées dans la structure. Elle est définie comme étant le rapport de la courbure maximale à la courbure élastique.

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_\mu}{\varphi_y} \quad (5.3)$$

5.3.4 Ductilité de rotation ou ductilité locale

La ductilité de rotation ne peut s'obtenir que si les déformations plastiques ont une possibilité de se développer sur une longueur suffisante de l'élément appelé longueur de la rotule plastique. On définit la ductilité de rotation de la poutre comme le rapport de la rotation maximale totale de la rotule par rapport à la rotation élastique.

$$\mu_\theta = \frac{\theta_\mu}{\theta_y} = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (5.4)$$

La ductilité de déplacement et la ductilité en rotation sont complètement différentes car la première dépend essentiellement du déplacement total de la structure contrairement à la ductilité en rotation qui représente le niveau de résistance et de déformation d'un élément de la structure.

En conclusion on peut dire que la ductilité représente la capacité de la structure ou d'un de ses éléments à subir des dégradations dans le domaine élasto-plastique provoquant la naissance de rotule plastique dans certains points.

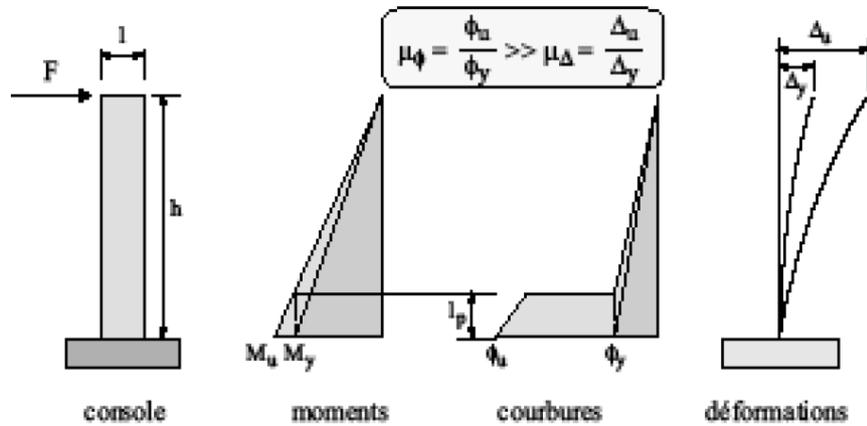


Figure 5. 5 - Relation entre ductilité globale (μ_y) et la ductilité locale (μ_ϕ) [12]

En conclusion, on peut dire que dans les codes de calcul, la non linéarité du comportement de la structure n'est prise en compte qu'à travers un coefficient de comportement. La détermination de ce facteur présente une certaine difficulté car il dépend de plusieurs paramètres (type de matériaux, type de contreventement, ...). Toutefois un coefficient de comportement global est retenu dans le calcul classique. [12]

5.4 Analyse statique non linéaire (pushover)

5.4.1 Définition de l'analyse pushover

L'analyse en poussée progressive « Pushover » en anglais est une analyse statique non linéaire [16] conduite sous charges gravitaires constantes et des charges horizontales qui croissent de façon monotone. C'est donc une étude pas à pas pour laquelle les données matérielles (lois de comportement des matériaux, des sections) sont similaires à celles de l'analyse dynamique élasto-plastique, mais où les difficultés du calcul pas à pas temporel sont évitées. Elle permet d'évaluer les mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages dans des structures complexes.

L'analyse Pushover s'indique comme variante au calcul basé sur une analyse élastique linéaire utilisant le coefficient de comportement R dans les cas où on suspecte que la plastification prématurée d'un élément conduit à sous estimer fortement la capacité réelle de la structure.

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (voir figure 5.6) qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure.

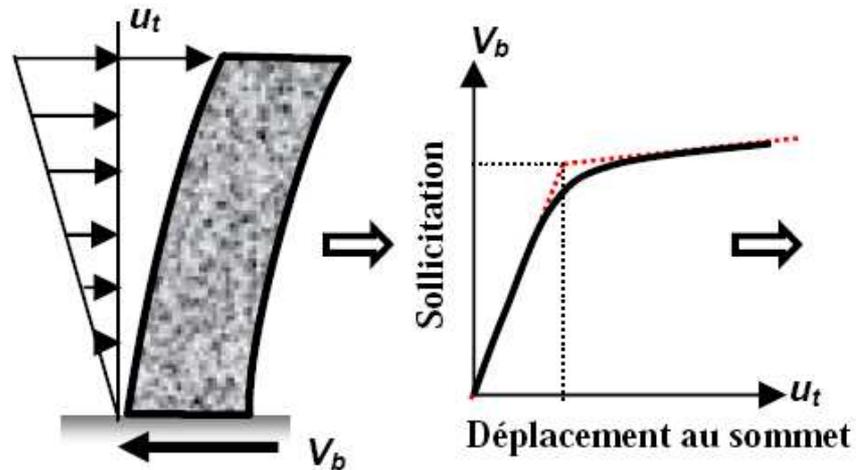


Figure 5. 6 - Signification physique de la courbe pushover [17].

L'analyse pushover est un moyen relativement simple pour explorer la conception d'une structure. Elle consiste à pousser un modèle mathématique d'une structure en imposant un déplacement dans le but de prévoir la séquence de l'endommagement dans le domaine anélastique et pour détecter les liens faibles.

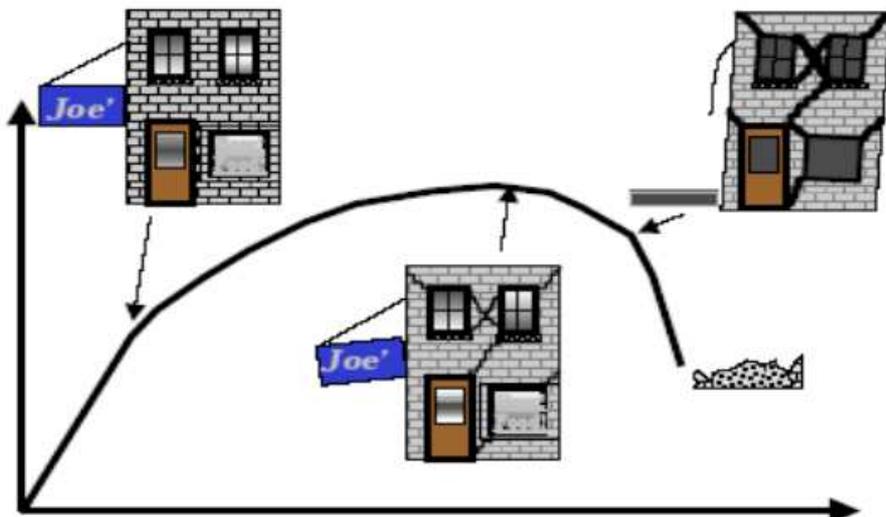


Figure 5. 7 - Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité [16].

D'après (figure 4.6) on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement.

1) Le premier niveau correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).

2) Le deuxième niveau d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

3) Le troisième niveau représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.

Au delà de ce niveau, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance.

5.4.2 Origine de l'analyse pushover

L'analyse *pushover* est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Ces deux suppositions sont incorrectes mais des études pilotes entreprises par de nombreux chercheurs ont indiqué que ces suppositions aboutissent à des prédictions plutôt bonnes de la réponse sismique maximale correcte d'un système à plusieurs degrés de liberté pourvu que leur réponse soit dominée par un seul mode [13]

5.4.3 Procédure d'analyse par la méthode Pushover

- Définition du nœud de contrôle : le nœud de contrôle est le nœud qui permet de suivre le déplacement de la structure. Son déplacement par rapport à l'effort tranchant à la base permet d'obtenir la courbe de capacité (pushover) de la structure.
- Développement de la courbe pushover qui inclut l'évaluation des distributions des forces. Pour avoir un déplacement semblable au déplacement réel dû à un

- séisme, il est important d'utiliser une distribution des forces équivalente à la distribution attendue des forces d'inertie.
- Estimation de la demande du déplacement : ceci est une étape clé dans une analyse pushover. Le nœud de contrôle est poussé pour atteindre le déplacement de la demande qui représente le déplacement maximal attendu qui résulte de l'intensité du séisme considéré.
- Evaluation du niveau de la performance : l'évaluation de la performance est l'objectif principal d'une conception des structures. Une composante ou une action est considérée satisfaite si elle satisfait à un certain niveau de performance prescrit. Pour les actions avec contrôle en déformation, les demandes en déformations sont comparées aux capacités maximales admissibles. Pour les actions avec contrôle en chargement, la capacité de résistance est comparée avec la demande en force. Si les valeurs admissibles sont dépassées, alors l'élément est supposé violer le critère de performance.

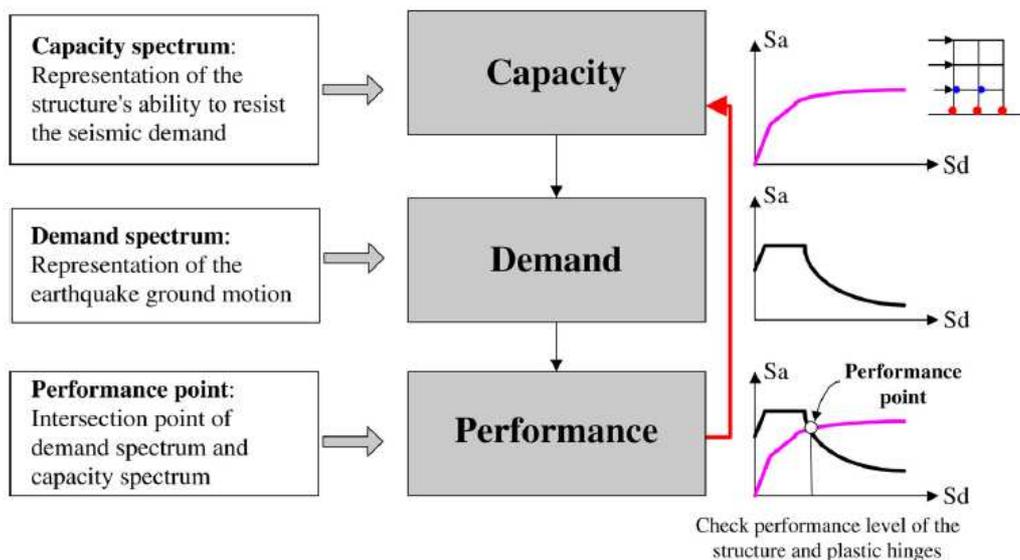


Figure 5. 8 - Procédure d'analyse par la méthode Pushover [43].

5.4.4 But de l'analyse pushover

Le but de l'analyse pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure.

L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique [16], on cite :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

5.5 Pushover selon la méthode N2 [12,42]

Pour un changement rationnel des méthodes de dimensionnement parasismique, la communauté des ingénieurs s'est trouvée dans l'obligation de développer une nouvelle génération de méthodes de dimensionnement et procédures de réhabilitation faisant intervenir les concepts basés sur la performance. Il est bien connu que le contrôle de l'endommagement doit être plus explicite dans ces nouvelles approches. Ce but ne peut être atteint que par l'introduction de méthode d'analyse non linéaire lors du dimensionnement comme par exemple la méthode du spectre de capacité élaboré par S. Freeman (ATC 40,1996) et plus récemment la méthode du coefficient de déplacement (ATC 40,1997). Un autre exemple est la méthode N2 développé par P.Fajfar à l'université de Ljubljana en Slovénie.

Le développement de cette méthode a commencé au milieu des années 1980 dont l'idée de base provient du modèle Q développé par Saiidi et Sozen et a connu plusieurs améliorations. Récemment et suivant l'idée de Bertero et Reinhorn, la méthode N2 a été élaborée au format accélération-déplacement. Cette version

combine les avantages de la représentation graphique de la méthode du spectre de capacité et le spectre de réponse inélastique déduit du spectre élastique réduit.

Dans l'analyse Pushover, la distribution des charges latérales est intimement liée au mode de déplacement ce qui permet la transformation du système à plusieurs degré de liberté (PDDL) à un système équivalent à un seul degré de liberté (1DDL). C'est l'hypothèse de base pour établir l'équivalence entre un système à plusieurs degrés de liberté et un système à un seul degré de liberté. [12]

5.5.1 Procédures de la méthode N2

Etape 1 :

Le modèle structurel PDDL en deux dimensions est utilisé, la relation non linéaire force - déplacement pour les éléments structuraux sous un chargement monotone est définie.

L'élément modèle est considéré comme poutre avec une plasticité concentrée déclarée sur ses appuis. Une relation bilinéaire ou tri linéaire $M - \theta$ est utilisée. La demande sismique est traditionnellement définie sous forme de spectre de réponse élastique où l'accélération spectrale est donnée en fonction de la période naturelle T de la structure pour un coefficient d'amortissement donné.

Etape 2 :

En commençant par un spectre élastique en accélération, un spectre inélastique sera déduit du premier au format accélération-déplacement. Pour un système 1DDL élastique, la relation suivante est applicable:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (5.5)$$

Où S_{ae} et S_{de} représentent simultanément l'accélération et les déplacements spectraux élastiques correspondants à la période T pour une ductilité constante. Pour un système 1DDL inélastique avec une relation bilinéaire force-déplacement, l'accélération et le déplacement spectral peuvent être déterminés par:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (5.6)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} \quad S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} \quad S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (5.7)$$

Où μ et R_μ sont la ductilité et le facteur de ductilité utilisés pour tenir compte de la dissipation hystérétique d'énergie des structures ductiles déterminée à partir des relations ($R_\mu - \mu - T$)

Dans la méthode N2 c'est l'expression suivante qui est considérée:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad \text{si} \quad T < T_c \quad (5.8)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{si} \quad T \geq T_c \quad (5.9)$$

Où T_c est la période de transition entre le plateau des accélérations constantes (gamme des périodes courtes) et la branche parabolique à vitesse constante (gamme des moyennes périodes). Des équations (5.7) et (5.9) on peut constater que:

$$R_\mu = \mu \quad \text{si} \quad T \geq T_c \quad S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{\mu} S_{de} \Leftrightarrow S_d = S_{de} \quad (5.10)$$

La règle des déplacements égaux est appliquée pour les moyennes et longues périodes (le déplacement d'un système inélastique est égal à celui d'un système élastique pour la même période).

En utilisant les équations de (5.6) à (5.9) un spectre de demande inélastique est obtenu pour une ductilité constante.

Etape 3 :

L'analyse Pushover est améliorée en soumettant la structure à un chargement latéral croissant représentant les forces d'inerties qui peuvent être appliquées à la structure lors de son excitation. Sous l'incrément croissant de la charge, plusieurs éléments structuraux se plastifient en conséquence perdent ainsi de leur rigidité. Une relation force-déplacement est établie pour le système PDDL représentant l'effort tranchant à la base et le déplacement en tête du système. Le choix de la distribution de la charge latérale est une étape très importante pour

l'analyse Pushover et l'utilisation d'une seule distribution ne peut suffire pour avoir des résultats convaincants. Pour cela la meilleure pratique est de combiner entre deux types de chargement.

Dans la méthode N2, la charge latérale P est déterminée par:

$$P = p \cdot \psi = p \cdot M \cdot \Phi \quad (5.11)$$

avec M la matrice diagonale de masse et Φ le vecteur des déplacements. L'intensité du chargement latéral est contrôlée par le facteur (p) et la forme de la distribution (noté ψ) dépend essentiellement du mode Φ . De l'équation (5.11) on peut dire que le chargement latéral dans le niveau i de masse m_i est proportionnel au mode Φ_i .

$$P_i = p \cdot m_i \cdot \Phi_i \quad (5.12)$$

Etape 4 : Modèle du système équivalent et diagramme de capacité

On procède à une équivalence entre la structure réelle (système à plusieurs degrés de liberté) et un système à un seul degré de liberté. Sachant que l'équation du mouvement du système réel est régie comme suit:

$$M \cdot \ddot{U} + R = M \cdot I \cdot a \quad (5.13)$$

U et R sont respectivement le vecteur déplacement et le vecteur forces internes du système, I est le vecteur unité et (a) l'accélération du sol fonction du temps. L'amortissement sera pris en compte dans le spectre de dimensionnement. L'hypothèse de base pour cette méthode est de considérer que le mode propre Φ reste constant durant la réponse de la structure à l'action sismique. Le vecteur déplacement U est défini comme étant : $U = \Phi \cdot D_t$

Après transformation de l'équation (5.13) du système à plusieurs degrés de libertés, l'équation devient pour le système équivalent 1ddl :

$$m^* \cdot \ddot{D}^* + F^* = -m^* \cdot a \quad (5.14)$$

sachant que les forces et les déplacements pour le système 1ddl sont tels que:

$$m^* = \Phi^T . M . I = \sum m_i . \Phi_i \tag{5.15}$$

$$F^* = \frac{T_{base}}{\alpha} \quad \text{et} \quad D^* = \frac{\Delta_{t\acute{e}te}}{\alpha} \tag{5.16}$$

avec

$$\alpha = \frac{\sum m_i . \Phi_i}{\sum m_i . \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i . \Phi_i^2} \tag{5.17}$$

La constante α représente le facteur de participation modale, elle contrôle la transformation des paramètres du système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté et inversement. [42]

Le diagramme de capacité dans le format accélération – déplacement est obtenu en divisant les forces du diagramme $F^* - D^*$ par la masse équivalente m^*

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \tag{5.18}$$

Dans cette approche, le point de performance est obtenu lorsque la demande en ductilité du spectre est égale à la ductilité de la structure. [25]

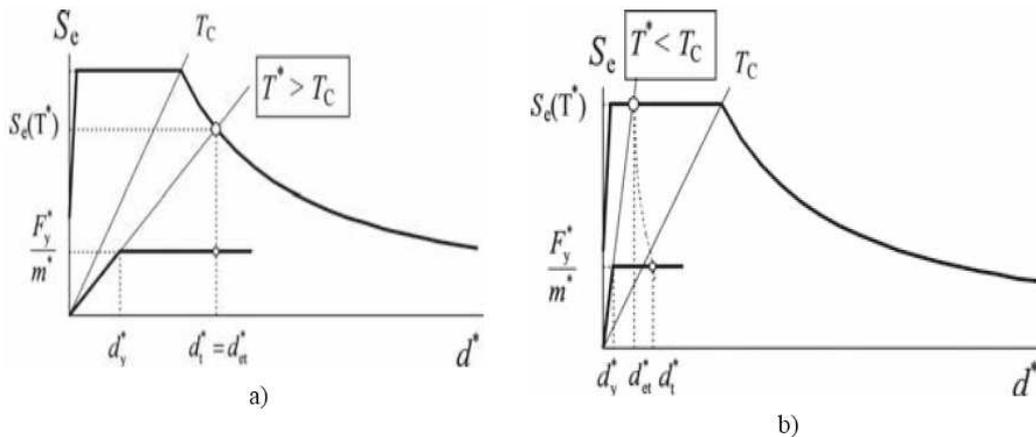


Figure 5. 9 - Déplacement cible du système équivalent SDOF dans l'analyse pushover: a) pour les plages de longue et moyenne période; b) pour les plages de courte période.

Pour déterminer la demande sismique, un calcul de la période élastique T^* du système équivalent s'avère nécessaire et selon Fajfar, la période T^* peut être déterminée à partir de l'équation suivante:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot D_y^*}{F_y^*}} \quad (5.19)$$

F_y^* et D_y^* sont la force et le déplacement correspondant à la limite élastique et de la rigidité élastique du système équivalent en considérant une linéarisation de la courbe de capacité en une courbe élastique parfaitement plastique comme le montre la figure suivante:

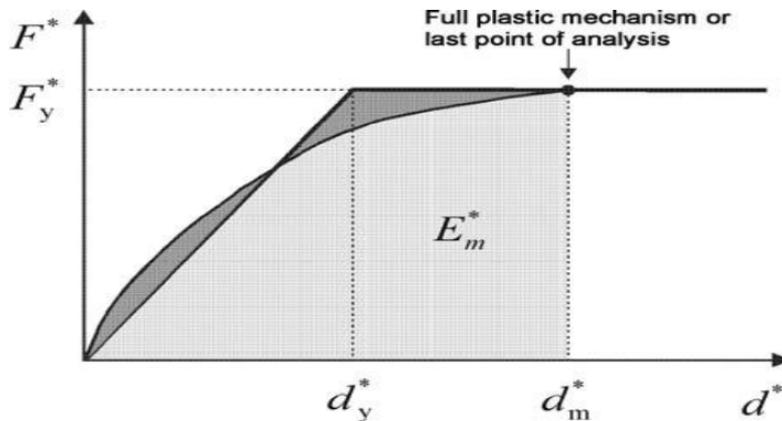


Figure 5. 10 - Linéarisation de la courbe de capacité en courbe élastique parfaitement plastique

La force élastique F_y^* selon la courbe élastique parfaitement plastique, est considérée comme la résistance ultime du système équivalent est égale à la force F^* si un mécanisme plastique complet se déclare (c'est le point final de la courbe de capacité). Pour le calcul du déplacement élastique du système équivalent d_y^* la règle des égalités des énergies est applicable.

$$d_y^* = 2 \cdot \left(d_m^* - \frac{E_m}{F_y^*} \right) \quad (5.20)$$

La rigidité élastique du système équivalent $1ddl$ est égale à $\frac{F_y^*}{d_y^*}$

5.5.2 Définition de la demande sismique à travers le déplacement cible

On désigne par déplacement cible, le déplacement maximum au sommet et au centre de masse de la structure, il est considéré comme un estimateur du déplacement global que la structure peut subir sous l'effet de l'action sismique. Selon la méthode N2, le déplacement cible est déterminé sur la base d'égalité des déplacements.

Si $T^* \geq T_c$ le déplacement cible $d_t^*(S_d)$ est pris égal au déplacement spectral $d_s^*(S_{de})$ du système équivalent 1ddl :

$$S_d = S_{de}(T^*) \quad \text{et} \quad \mu = R_\mu \quad (5.21)$$

$$\text{Si} \quad T^* \geq T_c \quad d_t^* = d_s^*(T^*) = \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \cdot S_a(T^*) \quad (5.22)$$

$$\text{Sinon si} \quad T^* < T_c \quad d_t^* = \frac{d_s(T^*)}{q_u} \left[1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_s(T^*) \quad (5.23)$$

$$\text{avec} \quad q_u = \frac{m^* \cdot S_a(T^*)}{F_y^*} \quad (5.24)$$

et représente le facteur de réduction de la résistance.

5.5.3 Détermination du point de performance

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des Spectres de réponse en accélération ou en déplacement. Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités :

- Réaction à la base / masse → accélération.
- Déplacement / Facteur de participation modale → déplacement.

Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'EC8 par exemple, permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients

d'amortissement visqueux. Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un point de performance qui permet de faire plusieurs considérations concernant le comportement de la structure face au séisme.

Selon les indications de l'EC – 8, le déplacement élastique d'une structure équivalente est trouvé par le prolongement de la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'au croisement avec le spectre (point A), (Figure 5.11). Le déplacement inélastique de la structure réelle est celui qui lui correspond sur la courbe de capacité au (point B). Avec cette construction, on peut par exemple définir si la structure nécessite une augmentation de sa capacité de déformation ou bien une augmentation de sa rigidité.

La figure suivante montre schématiquement les différentes étapes de l'analyse [42].

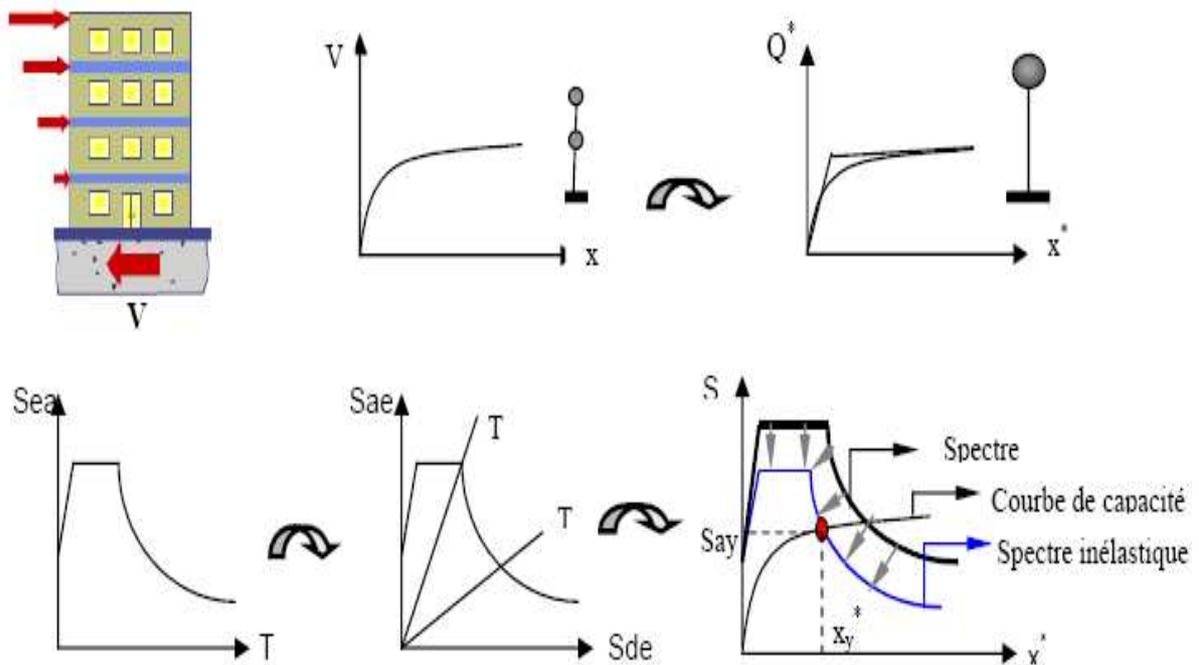


Figure 5. 11 - Représentation schématique de la méthode N2 [42]

5.6 Application de la méthode N2 pour le cas du réservoir surélevé

Il s'agit d'étudier la structure de support d'un réservoir en béton surélevé dont les caractéristiques sont décrites dans le chapitre précédent (**section 4.3**).

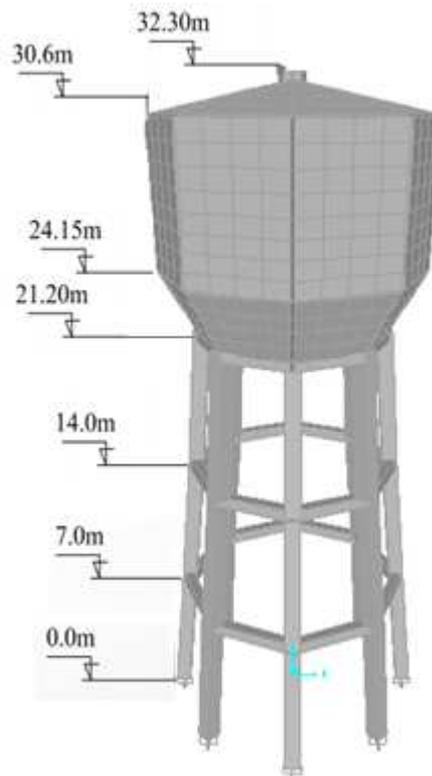


Figure 5. 12 - Modèle d'éléments finis 3D du réservoir surélevé

5.6.1 Modèle numériques

Le modèle 3D de la structure de support a été développé en utilisant SeismoStruct [36]. Des éléments fibres ont été employés pour modéliser l'inélasticité des matériaux et l'atténuation par hystérésis a été automatiquement considérée dans leurs formulations.

Le béton a été représenté par un modèle uni-axial qui suit un rapport constitutif proposé par Mander [36]. L'effet du confinement est pris en considération à l'aide d'un facteur proposé par Mander dans lequel la pression due au confinement est prise en compte dans loi de comportement contrainte-déformation (figure 5.13). Le modèle constitutif utilisé pour l'acier est celui proposé par Menegotto et Pinto (figure 5.14). La contrainte de compression du béton et le module d'élasticité des aciers sont pris égale à $F_c = 25$ MPA et $E_s = 2 \cdot 10^5$ MPA respectivement.

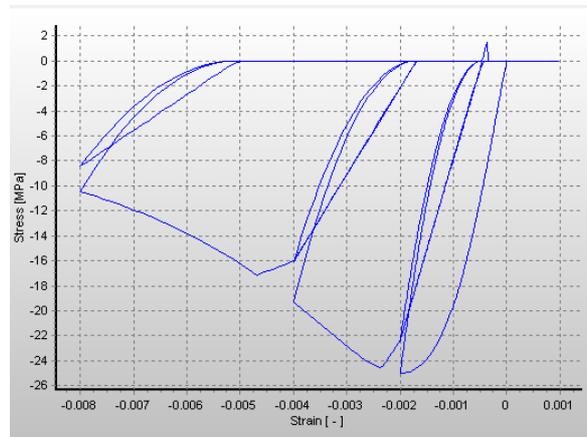


Figure 5. 13 - Définition des propriétés du béton dans SeismoStruct

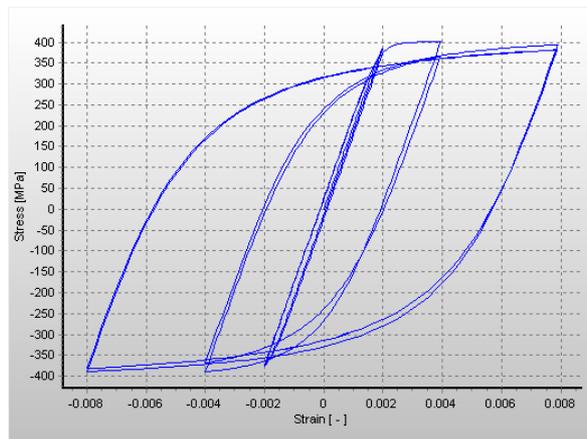


Figure 5. 14 - Définition des propriétés de l'acier dans SeismoStruct.

Dans le but de valider les résultats obtenus avec le logiciel SeismoStruct, un autre modèle d'éléments finis 3D de la structure de support a été réalisé avec le logiciel SAP 2000 (version 14.2.2) [30], le comportement non-linéaire des poutres et des poteaux est pris en compte par des éléments fibres qui travaillent en traction ou en compression seulement. Les lois de comportement contrainte-déformation utilisées pour le béton et pour l'acier sont celles proposées par Mander et Park respectivement (voir figure 5.15 et 5.16).

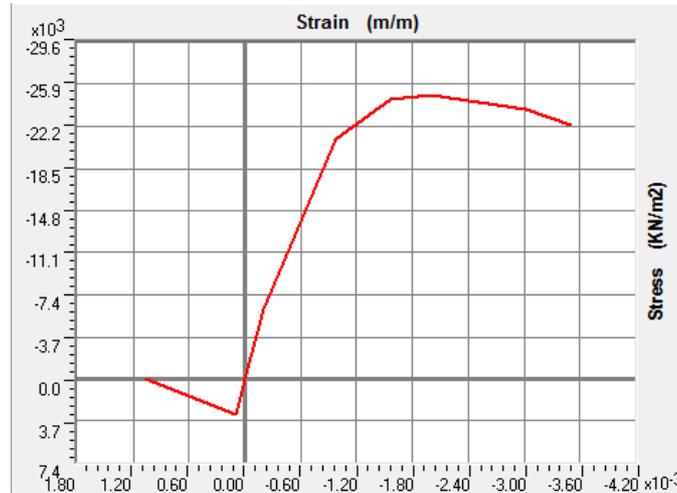


Figure 5. 15 -Loi de comportement du béton dans SAP2000

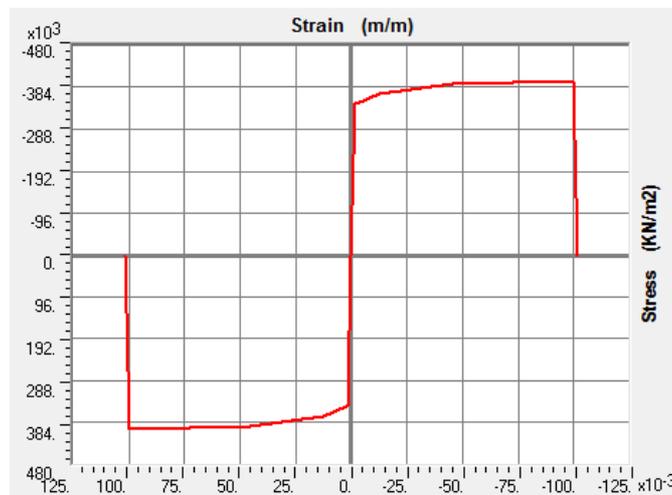


Figure 5. 16 - Loi de comportement de l'acier dans SAP2000

Dans les deux modèles 3D de la structure de support avec SeismoStruct et SAP2000, Le poids du container et de l'eau stockée sont répartis sur les huit poteaux.

5.6.2 Résultats de l'analyse

5.6.2.1 Courbe pushover

Les résultats de l'analyse pushover sont donnés sous forme d'une courbe non linéaire représentant la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure.

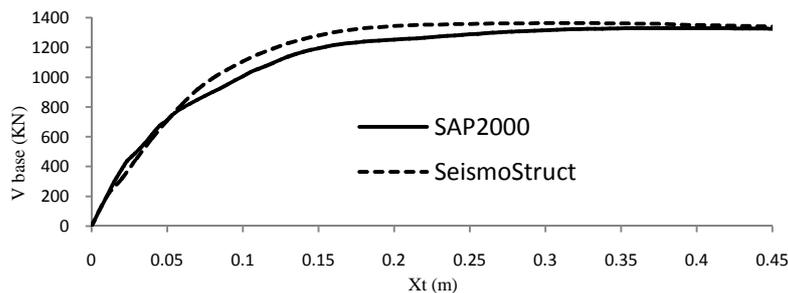


Figure 5. 17 - Courbe pushover

On remarque que les deux courbes pushover obtenues avec les deux logiciels sont presque les mêmes d'où la validation du modèle.

5.6.2.2 Courbe de capacité

Dans le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003 [29], les réservoirs surélevés sont considérés comme pendule inverse dont la plus grande portion de son poids est concentrée à une certaine hauteur à partir de sa base ; le facteur de participation modale est pris $\alpha = 1$, la masse équivalente $m^* = 1165.86$ tonnes. La courbe de capacité obtenue est alors représenté sur la figure(5.18).

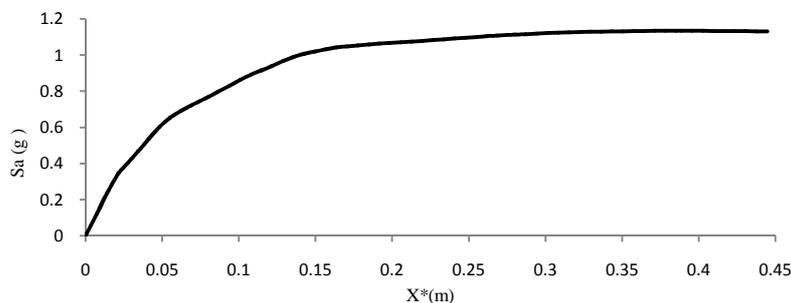


Figure 5. 18 - Courbe de capacité

5.6.2.3 Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

Pour déterminer les caractéristiques de la structure à la limite élastique, la courbe de capacité est idéalisée en une courbe bilinéaire élastique parfaitement plastique (figure 5.19) en utilisant le principe d'égalité d'énergie.

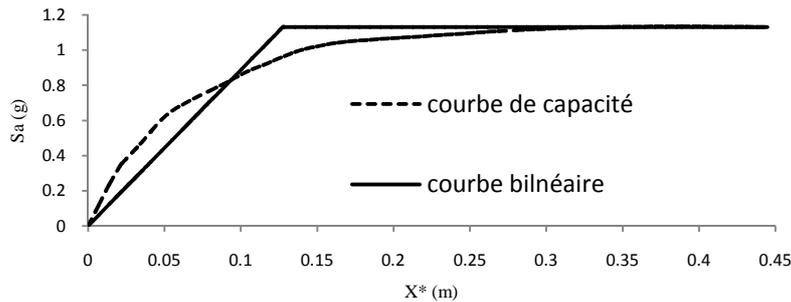


Figure 5. 19 - Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

5.6.2.3 Spectre de réponse considéré dans l'analyse

L'étude dynamique de la structure est effectuée avec un spectre de réponse relatif à sol meuble classé selon RPA99 de classe S_3 ($T_c = 0.5$ s), le facteur de comportement global de la structure est $R = 2$ et le coefficient d'accélération de zone A = 0.2 (selon le RPA99 les réservoirs surélevés sont considérés comme pendule inversé).

Le spectre de réponse élastique est transformé du format accélération-période au format accélération-déplacement (figure 5.20).

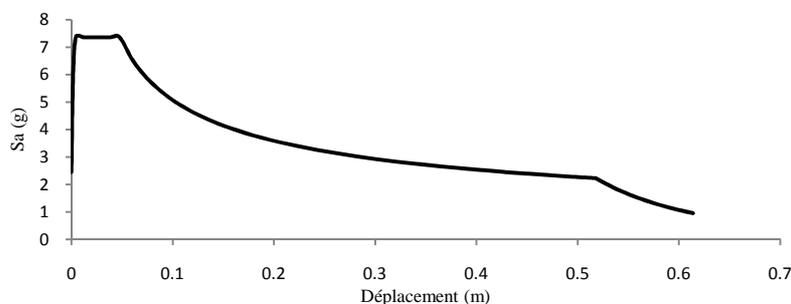


Figure 5. 20 - Spectre de réponse au format accélération-déplacement

5.6.2.4 Réduction du spectre élastique en un spectre inélastique

Pour déterminer la demande sismique, la période élastique T^* du système équivalent est calculée en utilisant l'équation (5.19) :

$$T^* = 2.11 \text{ s} \geq T_c = 0.5 \text{ s},$$

De l'équation (5.10) nous avons :

$$R_{\mu} = \mu \Leftrightarrow S_d = S_{de}$$

De la courbe de capacité nous obtenons une ductilité $\mu = 2.49$.

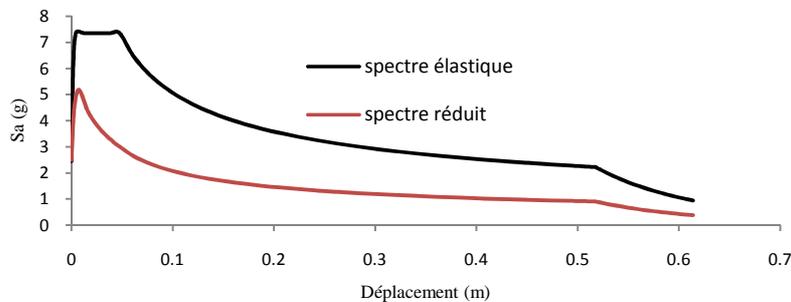


Figure 5.21 - Réduction du spectre élastique

5.6.2.5 Détermination du point de performance

Le point de performance est obtenu lorsque la demande en ductilité du spectre est égale à la ductilité de la structure.

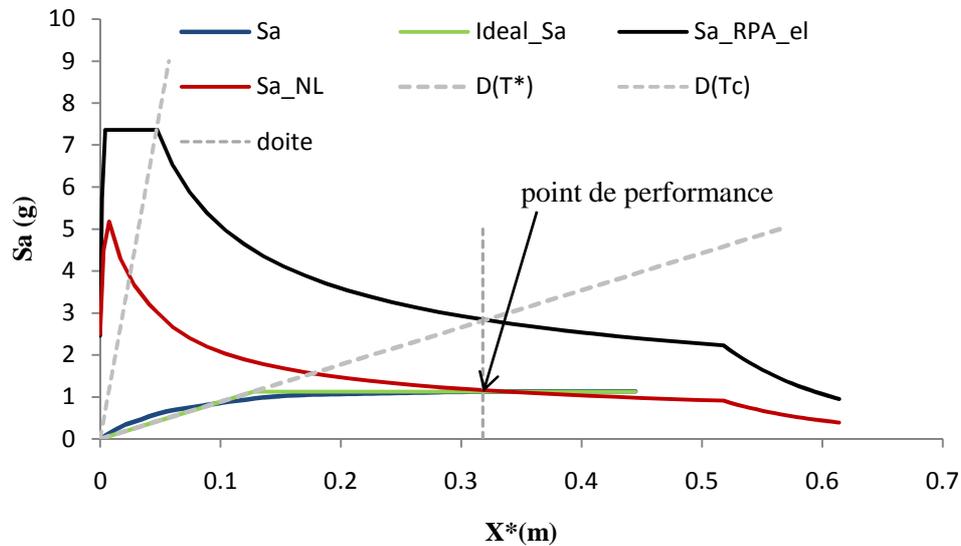


Figure 5. 22 - Détermination du point de performance

Nous obtenons ainsi un point performance à $X = 0.31$ m

5.7 Etat de déformation de la structure

L'examen de l'état de déformation des éléments de la structure en fonction du déplacement au sommet a révélé que :

- En premier lieu l'acier dans quelques poteaux supérieurs atteint sa limite élastique ($\epsilon_s = 2 \text{ ‰}$) dès que le déplacement au sommet atteint $X = 5$ cm.

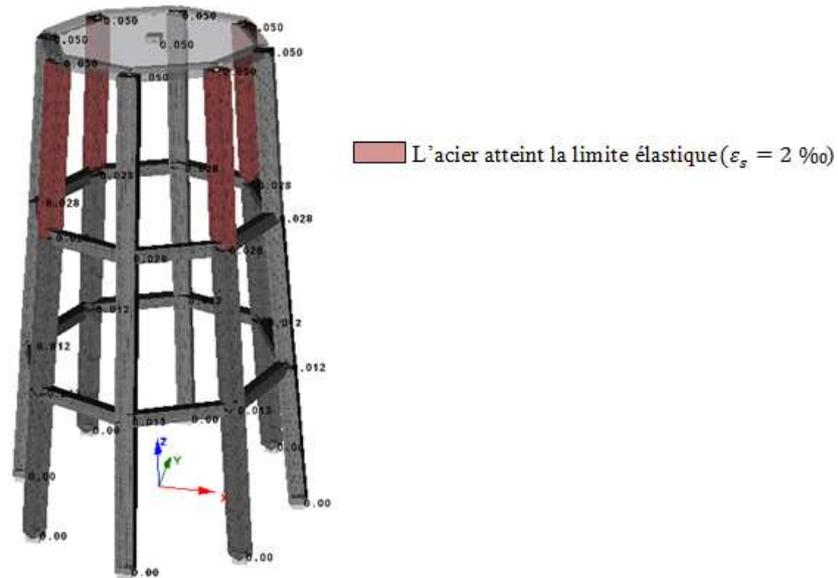


Figure 5. 23 - Etat de déformation de la structure à $X=5\text{cm}$

- Quand le déplacement au sommet atteint une valeur de $X = 7\text{cm}$, l'acier dans tous les poteaux supérieurs se plastifie.

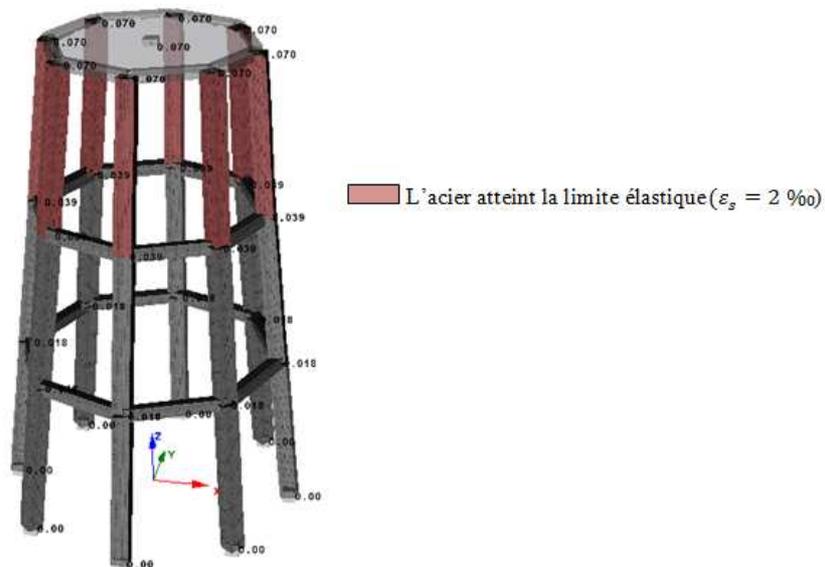
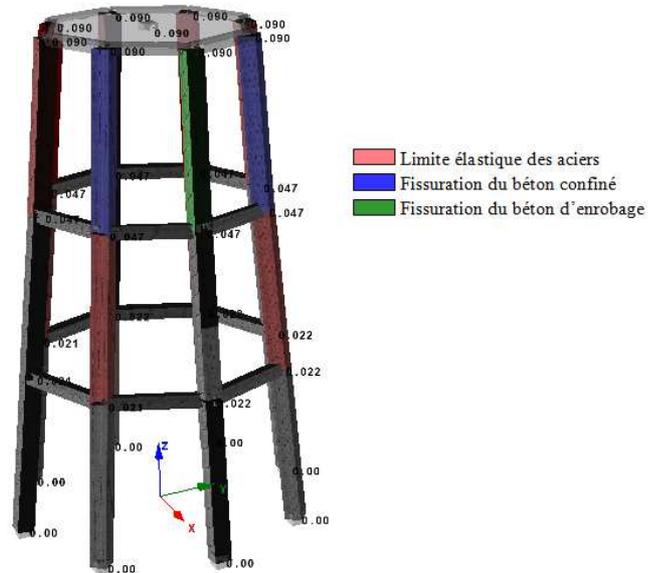


Figure 5. 24 - Etat de déformation de la structure à $X=7\text{cm}$.

- Le béton (aussi bien d'enrobage que confiné) de quelques poteaux supérieurs commence à atteindre une limite de déformation de ($\epsilon_b = 2 \text{ ‰}$) quand le déplacement au sommet atteint une valeur de $X = 9 \text{ cm}$



- Les premières ruptures du béton ($\epsilon_b = 3.5 \text{ ‰}$) apparaissent dans deux poteaux supérieurs lorsque le déplacement au sommet est de $X = 11 \text{ cm}$. Cet état correspond à la limite élastique de la structure obtenue par l'idéalisation de la courbe de capacité.

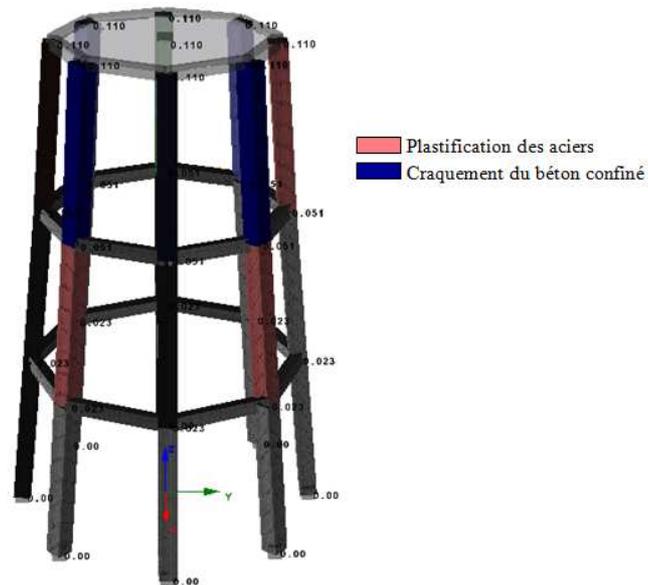


Figure 5. 26 - Etat de déformation de la structure à X=11 cm

- Au delà de ce domaine élastique, la structure présente des ruptures du béton dans les poteaux jusqu'à un déplacement de $X = 26\text{cm}$.
- Lorsque le déplacement au sommet est de $X = 27\text{cm}$, les déformations dans l'acier commencent à atteindre une valeur de ($\epsilon_s = 6\%$) dans tous les poteaux supérieurs.

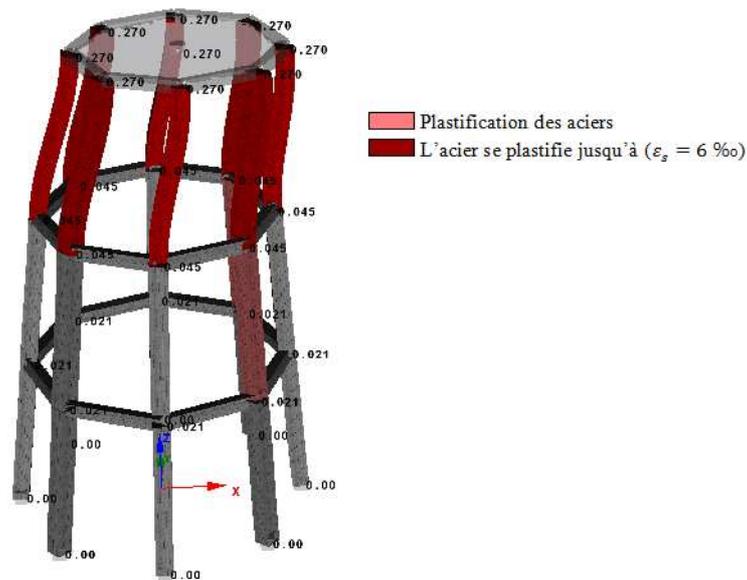


Figure 5. 27 - Etat de déformation de la structure à X=27 cm

- Au point de performance $X = 31\text{cm}$, l'acier atteint sa limite de plastification ($\epsilon_s = 10\%$) dans deux poteaux supérieurs. L'atteinte de cette limite de plastification nous ramène à juger que la structure de support du réservoir surélevé est sous dimensionnée ; elle nécessite une augmentation de sa rigidité.

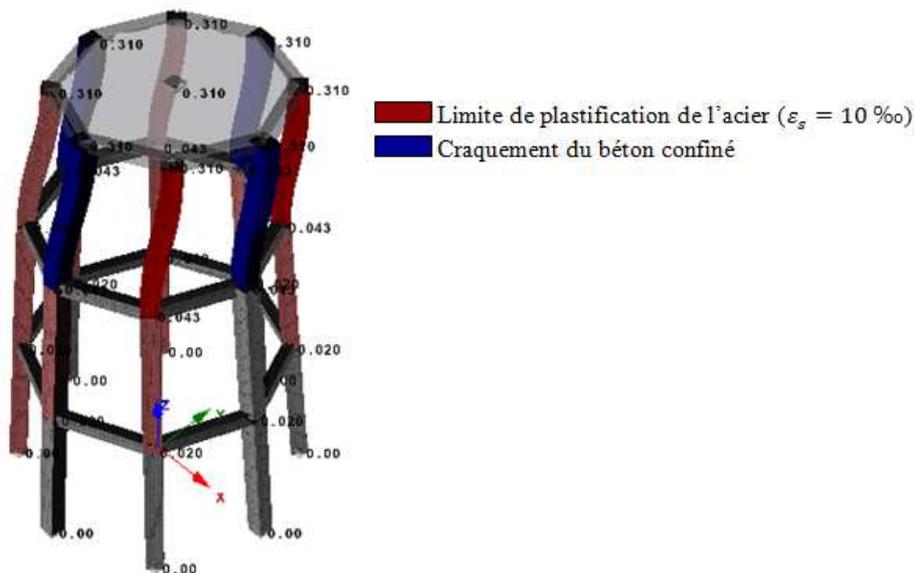


Figure 5. 28 - Etat de déformation de la structure au point de performance X=31 cm

5.9 Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés à la performance sismique des réservoirs surélevés. A cet effet, la méthode des poussées progressives a été utilisée, le calcul du point de performance s'est basé sur la méthode N2. La mise en œuvre de cette méthode a montré sa simplicité et son efficacité, elle ramène l'étude du comportement dynamique d'ensemble d'un ouvrage souvent complexe, à l'étude d'un simple oscillateur élasto-plastique simple à un degré de liberté, elle permet de prendre en compte de façon simple les non linéarités des matériaux, notamment celles dues à la fissuration du béton et la plastification de l'acier.

Par ailleurs, le choix du mode de chargement est une étape très importante dans l'analyse pushover car ce mode de chargement est sensé représenter les forces d'inertie dans le calcul sismique. Donc il est clair que ces forces varient en fonction de la sévérité du séisme, mais dans cette analyse, l'hypothèse de base est que la forme de la distribution des forces latérales est invariante et que les déformations obtenues doivent être comparables avec celles données par un calcul dynamique.

Ces hypothèses peuvent varier dans certains cas et non dans d'autres, elles sont raisonnables si la réponse de la structure n'est pas vraiment affectée par l'effet des modes supérieurs. Dans le cas des réservoirs surélevés, une force concentrée au sommet de la structure représente d'une manière suffisante les forces sismiques appliquées du moment que la structure entière se comporte en pendule inversé comme un système à un degré de liberté.

Conclusion générale

L'objectif de ce mémoire consiste à l'évaluation du comportement sismique non linéaire des réservoirs en béton surélevés. Pour ce faire, notre étude est établie en deux parties :

Dans la première partie, nous nous sommes intéressés à l'évaluation du comportement dynamique des réservoirs en béton surélevés. Les effets de l'eau stockée et de l'interaction sol-structure ont été examinés à travers le calcul des périodes propres et de l'effort tranchant à la base. A cet effet, différents modèles mécaniques et numériques ont été utilisés, les résultats obtenus ont montré essentiellement que :

- La prise en compte de l'eau stockée dans les modèles fait augmenter la période du mode propre ainsi que l'effort tranchant à la base. Ce résultat est prévisible du moment que l'eau ne fait qu'ajouter de la masse à la structure sans renforcer sa rigidité.
- Les modèles à 2ddl, tenant compte du ballottement donnent une période du mode fondamental (période impulsive) inférieure à la période de vibration du modèle à 1ddl. Dans ce dernier toute la masse de l'eau participe aux effets inertiels.
- Les modèles mécaniques simplifiés, évalués selon les expressions de Housner et les recommandations de l'Eurocode – 8, donnent des périodes de vibrations presque identiques, bien que leurs masses et rigidités soient différentes.
- Il s'est avéré dans la présente étude qu'une masse équivalente qui tient compte, en plus de la masse impulsive, d'une fraction de la masse convective, peut être utilisée dans les modèles d'éléments finis 3D des réservoirs. Il a été montré qu'elle fournit des résultats satisfaisants.
- Comme dans la plupart des études d'interaction sol-structure, il a été vérifié dans le présent travail, que la flexibilité du sol a pour effet d'augmenter la

- période de vibration du réservoir surélevé et de réduire l'effort tranchant à la base.

La deuxième partie de ce mémoire avait comme objectif l'évaluation de la demande sismique, cette partie du travail a permis de nous familiariser avec la modélisation parasismique des bâtiments existants et de mieux comprendre comment fonctionnent les calculs statiques non linéaires du Pushover, ainsi que d'acquérir une idée du comportement d'un réservoir surélevé face à un séisme.

La mise en œuvre de la méthode N2 a montré sa simplicité et son efficacité, elle ramène l'étude du comportement dynamique d'ensemble d'un ouvrage souvent complexe, à l'étude d'un simple oscillateur élasto-plastique simple à un degré de liberté, elle permet de prendre en compte de façon simple les non linéarités des matériaux, notamment celles dues à la fissuration du béton et la plastification de l'acier.

Par ailleurs, le choix du mode de chargement est une étape très importante dans l'analyse pushover parce que ce mode de chargement est sensé représenter les forces d'inertie dans le calcul sismique, donc il est clair que ces forces varient en fonction de la sévérité du séisme, mais dans cette analyse, l'hypothèse de base est que la forme de la distribution des forces latérales est invariante, et que les déformations obtenues doivent être comparables avec celles données par un calcul dynamique.

Ces hypothèses peuvent varier dans certains cas et pas dans d'autres, elles sont raisonnables si la réponse de la structure n'est pas vraiment affectée par l'effet des modes supérieurs. Dans le cas des réservoirs surélevés, une force concentrée au sommet de la structure représente d'une manière suffisante les forces sismiques appliquées du moment que la structure entière se comporte en pendule inversé comme un système à un degré de liberté.

Pour la suite de cette recherche, l'effet aussi bien du ballonnement du fluide stocké que de l'interaction sol-structure sur la demande sismique des réservoirs surélevés s'affiche comme première perspective.

Bibliographie

- [1]-G.A.I. Algreane, S. A. Osman, O.A. Karim, A. Kasa,(2011). Behavior of elevated concrete water tank subjected to artificial ground motion. *University Kebangsaan Malaysia, Bangi, Selangor, Malaysia.EJGE.Vol.16 , Bund. D.*
- [2]-R. BELAKROUM, (2011). Contribution à la modélisation des interactions fluides-structures. Thèse de doctorat, *Université de Reims Champagne-Ardenne, Université de Constantine (Algérie).*
- [3]-A. CAPRA, V. DAVIDOVICI, (1999). Calcul dynamique des structures en zone sismique. *Edition le moniteur.61, boulevard saint-germain, 75005 Paris: EYROLLES.*
- [4]-CASTEM (2000). Code de calcul pour l'analyse de structures par la méthode des éléments finis. *Département Mécanique et Technologie (DMT) du commissariat français à l'énergie atomique (CEA).*
- [5]-D.COMBESCURE, (2003). Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique. *Edition le moniteur.61, boulevard saint-germain, 75005 Paris: EYROLLES.*
- [6]-M. DAOUD, M. RILI, A. SALHI,(2009). Conception et calcul des structures soumises aux séismes. *EJECE.Volume 13 – No. 1/2009.*
- [7]-Eurocode-8 , (2003). Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes - *Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisations.*
- [8]-H.I. Epstein. (1976), Seismic design of liquid-storage tanks. *ASCE Journal of Structural Division 102, 1659–1673.*
- [9]-S.C. Dutta, S.K. Jain, C.V.R. Murty, (2000). Assessing the seismic torsional vulnerability of elevated tanks with RC frame-type staging.*Soil Dynamics and Earthquake Engineering 19 (2000) 183–197.*
- [10]-P.Fajfar,(2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design Earthquake Spectra, *Vol.16, No.3, pp.573-592, August 2000.*
- [11]-P. Fajfar, D. Marušić, I. Peruš, (2005). The extension of the N2 method to asymmetric buildings, Linear and nonlinear analysis of structures, Performance-based seismic design, *University of Ljubljana Jamova 2, SI-1000 Ljubljana, Slovenia, August 2005.*

[12]-P.Fajfar, M. EERI, (2000).A nonlinear analysis method for performance based seismic design earthquake spectra. *Vol 16, n° 13, pp 573-592, August 2000.*

[13]-FEMA273, (1997). Federal Emergency Management Agency, *NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures. Chapitre3, Washington, D.C.*

[14]-A. FILIATRAULT, (1996). Eléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures. *Edition de l'école polytechnique de Montréal.*

[15]-R.K. Goel, A.K. Chopra, (2002). Evaluation of MPA procedure using SAC buildings, *Journal of Structural Engineering, ASCE.*

[16]-H. kada, R. kheireddine,(2007). Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover, *7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.*

[17]-M. Hemsas, S.M. Elachachi, (2007). Evaluation de la performance et analyse du comportement non linéaire des murs voiles en B.A soumis à une action sismique, *25e rencontres de l'AUGC, 23-25 mai 2007, Bordeaux.*

[18]-G.W. HOUSNER, (1963). The dynamic behaviour of water tanks. *Bulletin of the seismological society of AMERICA, Vol.53 (N°1,1963,PP.381-387).*

[19]-O.R. JAISWAL, D.C. RAI, S.K. JAIN, (2003). Review of code provisions on seismic analysis of liquid storage tanks. *(IITK-GSDMA-EQ04-V1.0). Departement of applied Mechanics Visvesvaraya National Institute of Technology Nagpur.*

[20]-H. KRAWINKLER, (1998). Procedure and construction of pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering structure,vol: 20, edition: Elsevier science, Department of civil engineering standford university U.S.A 1998.*

[21]-D. LAURENT, (2004). Analyse sismique des réservoirs. *Université de MARNE LA VALLEE, Master professionnel en Génie parasismique.*

[22]-R. LIVAOGLU, (2007). Investigation of seismic behavior of fluid–rectangular tank–soil/foundation systems in frequency domain. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 28 (132–146).*

[23]-R. LIVAOGLU, A. DOGANGUN, (2008). An investigation about the soil-structure interaction effects on sloshing response of the elevated tanks. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering. chine.*

- [24]-R. LIVAOGLU, A. DOGANGUN, (2006). Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid-structure-soil interaction. *J. Fluids & Structures*, 22, 421-439.
- [25]-P.K. Malhotra, A.S. Veletsos, H.T. Tang. (1993). Seismic response of unanchored liquid storage tank. *Elsevier science publishers.B.V.*
- [26]-P. Mourroux, C. Negulscu, (2007). Comparaison pratique entre les méthodes en déplacement de l'ATC 40 (en amortissement) et l'EC 8 (en ductilité). *7ème colloque national AFPS 2007.Ecole central Paris.*
- [27]-A. PECKER, (2006). Dynamique des structures et des ouvrages. *Ecole Nationale des Ponts et Chaussées(ENPC).*
- [28]-L. Ramdani, A. Seghir. (2009). Etude de la réponse sismique des réservoirs de stockage rectangulaires. *EJECE. Volume 13 – No. 1/2009.*
- [29]-L. RAMDANI, (2009). Investigation numérique des effets d'interaction fluide-sol-structure sur la réponse sismique des réservoirs de stockage. *thèse de magister, université A.MIRA, Béjaia.*
- [30]-RPA99, (2003). Règles parasismiques algériennes *version 2003. Document technique réglementaire, DTR BC 2 48, centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger.*
- [31]-SAP (2000) web tutorial2, quick pushover analysis tutorial computer and structures, *Inc. Berkeley, California. (1999).*
- [32]-A. SEGHIR. (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. *Thèse de doctorat, Université de Béjaia, Université Paris-Est, Marne-la-Vallée.*
- [33]-A. SEGHIR, G. BONNET, A. TAHAKOURT,(2011). Liquid filled rectangular reservoir analysis using a coupled FEM/BEM model. *Belgium: 8th inter.conference on structure dynamics.EURODYN.*
- [34]-A. SEGHIR, A. TAHAKOURT, G. BONNET, (2009). Coupling FEM and symmetric BEM for dynamic interaction of dam–reservoir systems. *Engineering Analysis with Boundary Elements* , 1201- 1210.
- [35]-Seismosoft(2006) SeismoStruct. A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures.*Available online from URL: www.seismosoft.com*

[36]-H. Shakib, F. Omidinasab, M.T. Ahmadi, (2010). Seismic Demand Evaluation of Elevated Reinforced Concrete Water Tanks. *International Journal of Civil Engineerng. Vol. 8, No. 3, September 2010.*

[37]-E. Sheed, A. Kassoul, (2002).Prise en compte de la ductilité dans les méthodes de renforcement. *Damascus University.Journal Vol. (18)-Number (2) 2002.*

[38]-J.f. SIGRIST, S. GARREAU, (2006).Dynamic analysis of fluid–structure interaction problems with modal methods using pressure-based fluid finite elements. *Finite Elements in Analysis and Design, 43 (287 – 300).*

[39]-S. SOMNATH, M. APARNA, S. C. DUTTA, (2003). Soil-structure interaction in dynamic behavior of elevated tanks with alternate frame staging configurations. *Journal of sound and vibration, 277 (825-853).*

[40]-C.C. Spyrakos, C. Xu. (1997). Soil-structure-water interaction of intake-outlet towers allowed to uplift. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 16(1997) 151-159.*

[41]-M. Zoutat, SM. Elachachi, M. Mekki,(2009). Influence du mode de chargement sur le comportement non linéaire d'une structure en béton armé, *SBEIDCO – 1st International Conference on Sustainable Built Environement Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria) - October 12-14, 2009.*

[42]-X.K. Zou, C.M. Chan, (2005).Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis, *Engineering Structures 27 (2005) 1289–1302.*

Communication

ANALYSE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES RESERVOIRS EN BETON SURELEVES

F. Bouchala, A. Seghir, A. Tahakourt

Laboratoire de Génie de la Construction et Architecture (LGCA)
Université A. Mira de Béjaia, Route de Targua Ouzemour, Béjaia 06000
bouchala.f@gmail.com, abdelghani.seghir@univ-bejaia.dz

Thème N° 4 : Dynamique des Structures et des Sols

Résumé

Dans le présent travail, une analyse du comportement sismique des réservoirs surélevés en béton armé a été réalisée en tenant compte des effets de l'eau stockée et de l'interaction sol-structure ainsi que du ballonnement du liquide stocké. Des modèles mécaniques simplifiés à un degré de liberté (sans ballonnement) et à deux degrés de liberté (avec ballonnement) ainsi qu'un modèle 3D en éléments finis ont été traités et une étude comparative est présentée. Dans les modèles simplifiés, les caractéristiques mécaniques considérant le ballonnement sont obtenues en utilisant les expressions de HOUSNER et celles de l'Eurocode8. L'interaction sol-structure est prise en compte en modélisant le sol par un système de ressorts agissant à la translation et à la rotation. Dans le modèle tridimensionnel, la structure ainsi que le sol sont discrétisés en éléments finis et le fluide est représenté par une masse ajoutée équivalente. L'importance des effets de l'eau stockée et de l'interaction sol-structure est mise en évidence en étudiant les variations des périodes propres et de la réponse sismique.

Mots-Clés : comportement sismique, réservoirs surélevés, interaction sol-structure, ballonnement, éléments finis, modélisation.

1. INTRODUCTION

Les réservoirs surélevés tel que les châteaux d'eau sont des grands containers construits afin d'assurer l'approvisionnement en eau tout en satisfaisant les exigences en pression du système de distribution. Ce type de réservoirs est considéré comme structures lourdes dont la plus grande portion du poids est concentrée dans la partie supérieure à une hauteur donnée à partir de la base. Dans les régions de forte sismicité et à forte densité de population, une rupture de réservoir suite à un tremblement de terre, peut causer d'énormes dommages et de grandes pertes en biens et en vies humaines. De plus, l'utilisation des réservoirs dans l'industrie nucléaire et le stockage de matières chimiques ou toxiques rendent ce genre de structures très sensibles quant à leur sécurité vis-à-vis des efforts sismiques. A cet effet, beaucoup d'études portant sur leur comportement dynamique font l'objet de plusieurs travaux de recherche ayant pour but l'amélioration de leurs conceptions et leurs résistances vis-à-vis de fortes excitations sismiques [1, 2, 3].

La complexité de l'analyse sismique des réservoirs se pose, aussi bien dans l'interaction dynamique entre le mouvement du liquide stocké et la déformation des parois que dans l'interaction dynamique entre la flexibilité du sol de fondation et la fondation elle-même. En effet, les études ont montré que les effets des interactions conjuguées fluide-structure (IFS) et sol-structure (ISS) sur leur comportement dynamique sont importants [4]. Ces effets continuent d'être un sujet de recherche très actif [5, 6], les problèmes abordés dans ce domaine sont aussi très présent dans les applications industrielles impliquant en même temps trois sous domaines : fluide, structure et sol. On s'intéresse aux vibrations des structures solides en présence de fluide tout en tenant compte de la flexibilité du sol [6].

Une analyse dynamique tridimensionnelle nécessite la maîtrise de techniques numériques de couplages fluide-structure complexes et demande un espace mémoire et un temps de calcul très importants même pour les problèmes linéaires [7, 8]. Le recours aux modèles simplifiés permet de résoudre le problème dans sa globalité avec la prise en compte, d'une manière approximative mais satisfaisante, des interactions tout en offrant l'avantage de simplicité et de rapidité. Dans cette optique, le modèle mécanique de Housner [9] représente le fluide stocké avec deux masses; l'une impulsive est supposée liée rigidement aux parois du réservoir et une autre

masse convective est attachée aux parois par des ressorts, dans ce modèle, les parois du réservoir sont supposées infiniment rigides, le fluide incompressible subissant des petits déplacements. Plusieurs autres masses peuvent être ajoutées pour représenter les modes supérieurs, avec ce modèle, un réservoir surélevé peut être décrit par un système discret à deux degrés de libertés (2ddl) [9] les positions des masses et leurs valeurs ainsi que celles des ressorts sont fonctions de la géométrie du réservoir et de la hauteur de remplissage. Des codes parasismiques, tel que l'Eurocode8 [10] donnent des valeurs à utiliser dans des tableaux en fonction du rayon ou de la largeur du réservoir et de la hauteur de remplissage.

Dans le présent travail, quatre modèles sont mis en œuvre afin de conduire une étude comparative ; trois sont des modèles mécaniques simplifiés, ils sont schématisés dans la figure 1. Le quatrième est un modèle d'éléments finis 3D montré dans la figure 2. Ces modèles sont décrits en détails dans les sections qui suivent.

2. MODELISATION

Les modèles utilisés pour déterminer les effets sismiques sur les réservoirs doivent reproduire avec une précision satisfaisante la raideur, la masse et les propriétés géométriques de la structure et tenir compte de la réponse hydrodynamique du liquide contenu et des effets de l'interaction avec le sol de fondation [10]. Les modèles mécaniques équivalents masse-ressort à un degré de liberté (1ddl) et deux degrés de liberté (2ddl) sont montrés sur la figure 1.

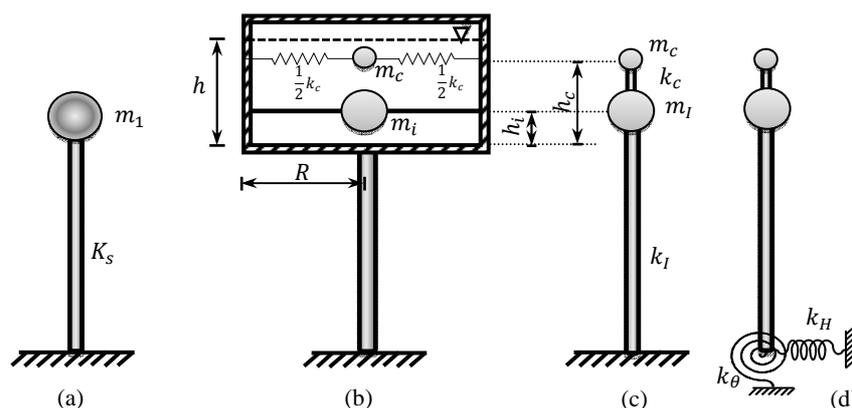


Figure 1. Modèles simplifiés. (a) Modèle à 1ddl, (b) Modèle mécanique, (c) Modèle à 2ddl sans ISS et (d) Modèle à 2ddl avec ISS.

La masse m_1 se compose de : (a) poids propre du container, (b) maximum 66% du poids propre de la structure de support, et (c) la masse totale de l'eau dans le cas du modèle à 1ddl ou la masse impulsive dans le cas du modèle à 2ddl [9].

Dans le cas du modèle 1ddl montré sur la figure (1-a), le réservoir est supposé avoir un comportement comme une console de rigidité k_s donnée par :

$$k_s = \frac{3E I_c}{l_{cg}^3} \quad (1)$$

où l_{cg} est la distance entre la base de l'ouvrage et le centre de gravité de l'eau stockée, E est le module de Young du matériau et I_c est le moment d'inertie de la structure de support [5].

Dans le modèle mécanique à 2ddl montré sur la figure (1-b), la masse du fluide est constituée d'une partie inerte m_i ou impulsive liée rigidement à la structure et d'une partie mobile m_c (convective) dont le mouvement est

maintenu par des ressorts de rappel de rigidité k_c . Ces deux masses sont données par les expressions de Housner [9] qui sont reprises dans plusieurs travaux comme par exemple [11] et dans [5].

$$k_c = m_c \frac{g}{R} 1.84 \tanh\left(\frac{1.84 h}{R}\right) \quad (2)$$

$$m_c = m_e 0.318 \frac{R}{h} \tanh\left(1.84 \frac{h}{R}\right) \quad (3)$$

$$m_i = m_e \frac{\tanh(1.74R/h)}{(1.74R/h)} \quad (4)$$

$$h_c = \left[1 - \frac{\cosh(1.84h/R) - 1}{1.84 h/R \sinh(1.84h/R)}\right] h \quad (5)$$

$$h_i = \left(\frac{3}{8}\right) h \quad (6)$$

où: h_i et h_c sont les hauteurs de la masse impulsive et convective respectivement, R est le rayon du récipient, g est l'accélération gravitationnelle et h est la hauteur totale du fluide.

La rigidité latérale k_1 de la structure de soutien peut être exprimée en utilisant la méthode des éléments finis ou selon [12] par :

$$k_1 = \frac{12 E_{cl} I_{cl} N_{cl}}{h_{cl}^3} \left[\frac{1}{\frac{2 I_{cl} N_p (4 N_p^2 - 1)}{A_c R_s^2} + N_p + 2(N_p - 1) \frac{E_{cl} I_{cl} h_{cl}}{E_b I_b / L}} \right] \quad (7)$$

où: E_{cl} , h_{cl} , I_{cl} , N_{cl} et A_c sont le module de Young, la hauteur libre, le moment d'inertie, le nombre et la section des poteaux respectivement. E_b , L et I_b sont le module de Young, la travée et le moment d'inertie de la poutre respectivement; N_p est le nombre de ceintures, R_s est le rayon de la structure de soutien.

Les paramètres m_i , m_c , h_i et h_c sont repris par l'Eurocode-8 avec des valeurs réglementaires légèrement différentes, ils sont donnés dans le tableau (A.1) dans [10], sous forme de fraction sur la masse totale de l'eau et de la hauteur de remplissage du réservoir.

Dans le modèle à 2ddl avec ISS montré dans la figure (1-d), l'interaction sol-structure est prise en compte en utilisant les impédances de fondation, qui sont représentées par deux ressorts; l'un agissant en translation et l'autre en rotation. Sous excitation sismique les effets des mouvements latéraux et basculants sont généralement plus importants que ceux des mouvements verticaux et de torsion [5] ces derniers sont négligés dans cette étude.

Les expressions des impédances dynamiques K_y et k_θ sont : [13]

$$k_y = \frac{8 G r}{2 - \nu} \quad , \quad k_\theta = 6 G r^3 \quad (8.9)$$

avec : r est le rayon de la fondation, G est le module de cisaillement du sol, ν est le coefficient de poisson du sol.

La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie sont principalement régies par la structure de support, ce qui est important pour la conception sismique des réservoirs surélevés. Dans ces modèles simplifiés, on suppose que la structure de support présente une rigidité uniforme le long de la hauteur.

Dans le quatrième modèle représenté dans la figure 2, la structure est discrétisée en éléments finis 3D. Les poteaux et les poutres sont représentés par des éléments de poutre de Bernoulli à 6ddl par élément et la cuve par

des éléments coques (shell) à 24ddl par élément. La masse de l'eau supposée inerte, est prise en compte dans le poids volumique des parois. L'interaction sol-structure est prise en compte avec des impédances de fondation afin d'éviter le nombre important des degrés de liberté induits par la discrétisation du sol ainsi que les difficultés numériques liées notamment à la troncature géométrique, à l'application de l'excitation sismique et aux lourdeurs des calculs. Cette manière de prendre en compte de l'ISS est satisfaisante notamment si le sol est considéré comme milieu semi-infini homogène à comportement linéaire. Il est à préciser que la fondation supposée infiniment rigide est représentée en contraignant les nœuds d'appuis à se comporter comme un corps rigide (Body constraint).

3. CAS D'ETUDE

On considère comme cas d'étude un réservoir surélevé en béton armé de hauteur de 32.2 m d'une capacité de 900 m³ avec une structure de support composée de huit poteaux de sections carrées de (75x75) cm² liés entre eux à l'aide des poutres de sections (55x50) cm² sur deux niveaux de 7 m et 14 m tel que montré sur la figure 2. La hauteur de la cuve 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. La structure repose sur un radier circulaire d'un rayon R = 7 m. Le module de Young du béton est ($E_r=3.2 \cdot 10^7$ KN/m³), son coefficient de Poisson est $\nu = 0.2$ et sa masse volumique est ($\rho_r = 2.5 \cdot 10^3$ Kg/m³). La masse volumique de l'eau est ($\rho_L = 1.0 \cdot 10^3$ Kg/m³).

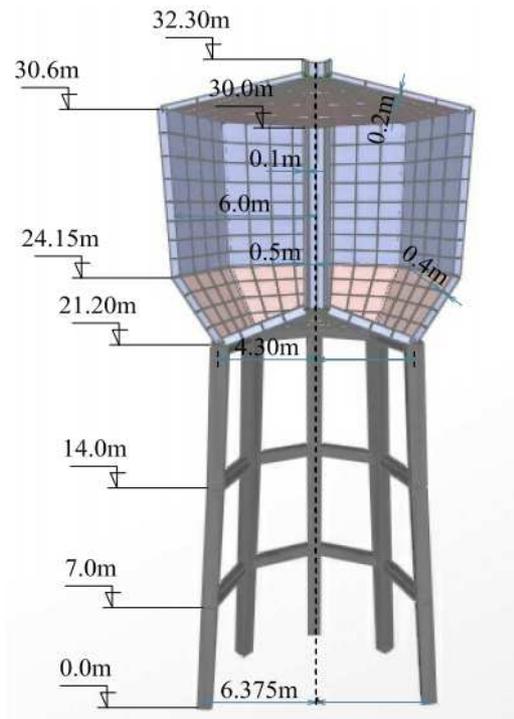


Figure 2. Coupe verticale du modèle d'éléments finis 3D du réservoir surélevé considéré dans cette étude.

Les caractéristiques m_i , m_1 , m_c , h_i , h_c et k_c obtenues en utilisant les expressions de Housner ainsi que celles obtenues en utilisant le tableau (A.1) de l'Eurocode-8 sont reportées dans le tableau 1.

Tableau 1.Caractéristiques du modèle 2ddl avec (Eurocode-8) et expression de Housner

Caractéristiques	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 hauteurs h_i et h_c trouvées en utilisant l’Eurocode-8[10] sont légèrement supérieures à celles obtenues en utilisant les expressions de Housner [9], mais ce n’est pas le cas pour la rigidité K_c et la masse m_c qui sont très grandes par rapport à celles trouvées en appliquant les expressions de Housner. Ces deux grandeurs sont toutes les deux plus grandes d’un même taux de 53%, ce qui conduirait approximativement à des périodes assez proches. La masse et la rigidité du modèle à 1ddl sont ($m_1 = 1.52 \cdot 10^6$ Kg) et ($k_s = 20.507 \cdot 10^3$ KN/m) respectivement. La rigidité de la structure de support des modèles à 2ddl avec et sans ISS est $k_1 = 34\,600$ KN/m.

Dans le but d’évaluer l’influence de l’interaction sol-structure sur le comportement des réservoirs, les caractéristiques du sol sont variées de sorte à représenter les différents sites définis dans le RPA 99 [14] par S2, S3 et S4. Le cas du site de type S1 étant très rigide apporte peu par rapport au cas de base fixe. Les propriétés choisies pour ces types de sols sont données dans le tableau 2. Elles sont fixées sur la base de la vitesse de propagation d’ondes sismiques V_s . Le coefficient de poisson et le poids volumique sont fixés pour les trois types de sols considérés à $\nu = 0.33$ et $\gamma = 20$ KN /m³ respectivement.

Tableau 2.Caractéristiques des types de sols et valeurs des impédances utilisées.

Type de sols	V_s (m/s)	G (MPa)	E (MN/m)	K_y (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

3.1. Calcul des modes propres

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 encadrée 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.

3.1.1. Effet de l’eau

L’effet de la masse d’eau stockée est mis en évidence en comparant la période de vibration du mode fondamental de la structure. Dans le modèle à 1ddl toute la masse de l’eau est supposée participer au comportement dynamique, le calcul de la période de vibration de la structure sans l’eau donne une valeur de $T_s = 1.0925$ s, alors que si on tient compte de l’eau, cette période augmente de 60% pour atteindre une valeur de $T_{se} = 1.7106$ s, ce qui est prévisible du moment que l’eau ne fait qu’ajouter de la masse à la structure sans renforcer sa rigidité.

Le modèle à 2ddl utilisant les expressions de Housner ou en appliquant les recommandations de l’Eurocode-8 permet d’évaluer à la fois l’effet inertiel et le ballonnement de l’eau. Ce qui donne deux périodes l’une convective T_c et l’autre impulsive T_i qui sont reportées dans le tableau 3.

Tableau 3. Périodes des modes propres des modèles avec ballottement.

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

Comme il a été souligné dans la section (3), même si les masses et rigidité du modèle à 2ddl évaluées selon Housner et l'Eurocode-8 sont différentes, on voit qu'elles ont tout de même conduit à des périodes pratiquement les mêmes comparativement au modèle 1ddl où la totalité de la masse de l'eau contribue aux effets inertiels, dans ce modèle avec ballottement, la valeur de la période impulsive est inférieure à T_{se} ce qui montre qu'il ne faut tenir que d'une partie de la masse d'eau dans le calcul dynamique. Le reste de la masse de l'eau suit un mouvement en ballottement différent de celui de l'ensemble avec une période T_c beaucoup plus grande. L'écart important entre la période impulsive et la période convective suggère que les deux comportements sont plus ou moins découplés.

Dans le modèle d'éléments finis 3D, la valeur de la masse équivalente de l'eau est $m_{e\ 3D} = 617$ tonnes qui est répartie sur les parois de la cuve sur une hauteur de 6 m à partir du fond. Cette masse d'eau qui conduit à une valeur de la période fondamentale de $T_{3D} = 1.1689$ S, correspond à la masse impulsive m_i à laquelle est ajoutée une petite portion de la masse convective m_c qui est de l'ordre de 9 % dans le cas où on utilise les expressions de Housner et de l'ordre de 12 % pour le cas où on applique l'Eurocode-8.

$$m_{e\ 3D} = m_{i\ Housner} + 0.09 m_{c\ Housner} \quad (10)$$

$$m_{e\ 3D} = m_{i\ EC-08} + 0.12 m_{c\ EC-08} \quad (11)$$

3.1.2. Effet de l'interaction sol-structure(ISS)

L'effet de la flexibilité du sol et de l'ISS est pris en compte en relâchant les encastremets de base fixe. La fondation est supposée rigide reposant sur un sol flexible semi-infini homogène représenté par des impédances. Les caractéristiques mécaniques du sol sont variées tel que décrites dans le tableau 2, le calcul des périodes de vibration en faisant varier le type de sol et en tenant compte de l'eau a conduit aux résultats reportés dans le tableau 4.

Tableau 4. Période du mode fondamental des modèles en prenant en compte l'ISS.

Type de sites	Modèle 2ddl			Modèle 3D		
	S_2	S_3	S_4	S_2	S_3	S_4
Période (S)	1.1631	1.199	1.3345	1.1829	1.2242	1.3796

Ces résultats montrent que les périodes de vibration obtenues par le modèle 2ddl sont proches de celles obtenues par le modèle d'éléments finis 3D. On voit aussi que l'interaction sol-structure a pour effet d'allonger encore plus la période de vibration du réservoir, cet allongement est d'autant plus important que le sol est de plus en plus meuble, néanmoins, on remarque qu'il est négligeable dans le cas du sol ferme de type S_2 .

4. REPONSE SISMIQUE

Dans le but d'évaluer l'effet de l'eau et de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique du réservoir surélevé, les modèles 2ddl et 3D en éléments finis sont soumis aux accélérations du séisme de Boumerdèsdu

21/05/2003. L'excitation dynamique considérée dans cette étude est l'enregistrement accélérométrique de la composante horizontale de la station de Dar El-Beida de ce séisme. La figure 3 représente les douze premières secondes de cet accélérogramme jugées comme étant les plus sévères pour la structure.

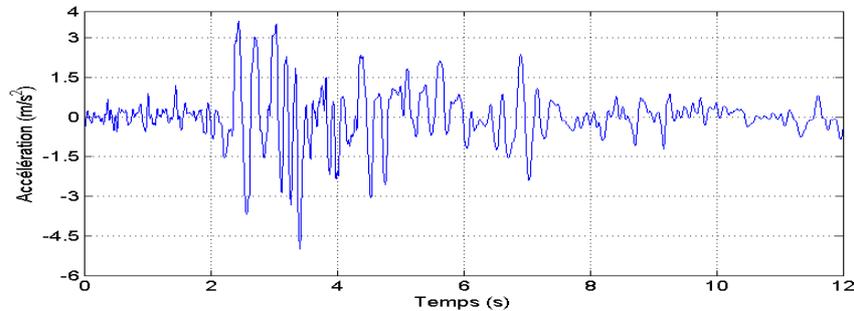


Figure 3. Accélération sismiques de Dar Elbeida.

4.1. Effet de l'eau

L'effort tranchant à la base calculé avec et sans prise en compte de l'eau en utilisant des modèle d'éléments finis 3D sans l'interaction sol-structure est représenté dans la figure 4.

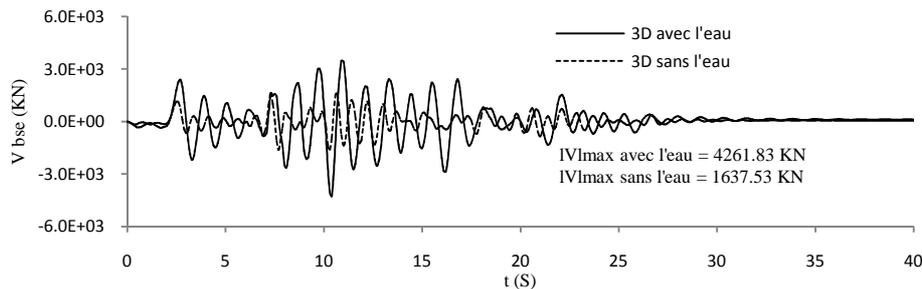


Figure 4. Effort tranchant à la base du modèle 3D avec et sans l'eau.

Cette figure montre l'amplification de l'effort tranchant par la présence de la masse de l'eau, ce qui est en concordance avec les résultats des périodes propres. En effet, la masse de l'eau fait augmenter les forces d'inertie que subit le système alors que sa rigidité demeure constante. De plus, le pic augmente de 1637.53 KN à 4261.83 KN, soit une amplification de l'ordre de 160.25 %, ce qui montre clairement que la prise en compte de l'eau est indispensable pour réaliser un bon calcul dynamique des réservoirs surélevés. Cette masse de l'eau a aussi pour effet le maintien des fortes vibrations sur une durée un peu plus longue par rapport à la réponse du modèle sans l'eau.

Une comparaison entre les modèles à deux degrés de libertés et le modèle d'éléments finis 3D a été aussi réalisée. La figure 5 représente l'évolution de l'effort tranchant à la base en fonction du temps pour les trois modèles. On voit que les réponses évaluées avec les trois modèles sont pratiquement identiques. La seule différence réside dans les valeurs des pics. Le modèle d'éléments finis 3D donne un pic de 31.78 % et de 41.63 % plus grand que le pic de la réponse du modèle de Housner et celui de la réponse du modèle de l'Eurocode-8 respectivement.

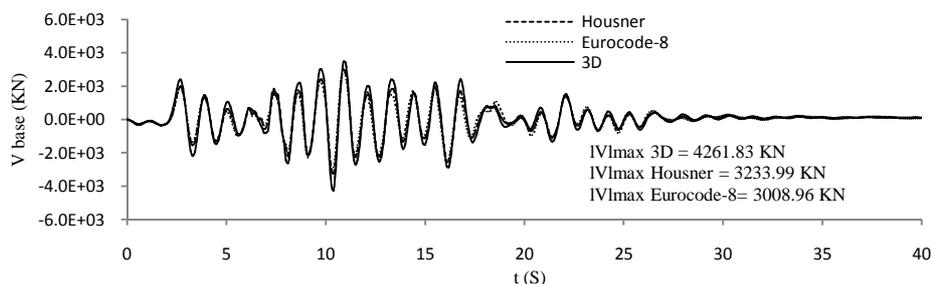


Figure.5. Effort tranchant à la base du modèle 3D ainsi que les modèles 2ddl.

4.2. Effet de l'interaction sol-structure

Finalement, on termine cette étude par l'évaluation des effets de la flexibilité du sol sur la réponse sismique du réservoir, la figure 5 montre la réponse temporelle en termes d'effort tranchant à la base calculé en utilisant le modèle d'éléments finis 3D pour les trois types de sol considérés

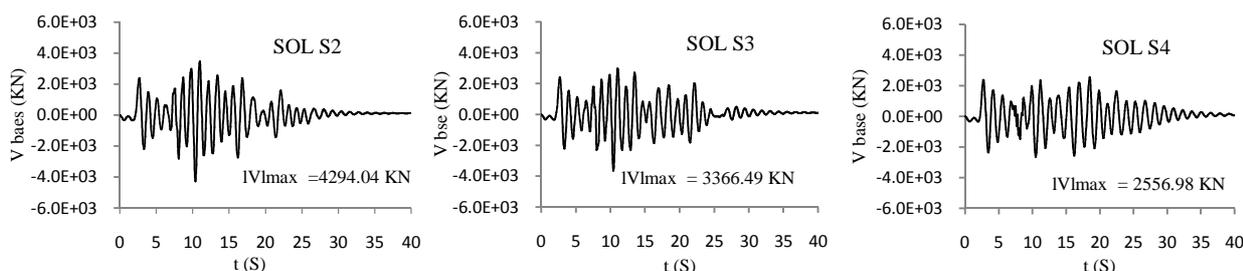


Figure 5. Effort tranchant à la base du modèle 3D avec interaction sol-structure.

Ces résultats montrent que la flexibilité du sol a pour effet principal, la réduction des efforts tranchants. Le pic diminue de 4294.04 KN à 3366.49 KN et à 2556.98 KN lorsque le type de sol passe de S2 à S3 et à S4 respectivement. Ce résultat dépend évidemment du contenu fréquentiel de l'accélérogramme et de la différence entre les rigidités de la structure et du sol.

5. CONCLUSION

Dans cette étude, nous nous sommes intéressés à l'évaluation du comportement sismique des réservoirs en béton surélevés. Les effets de l'eau stockée et de l'interaction sol-structure ont été examinés à travers le calcul des périodes propres et de l'effort tranchant à la base. A cet effet, différents modèles mécaniques et numériques ont été utilisés, les résultats obtenus ont montré essentiellement que :

- La prise en compte de l'eau stockée, dans les modèles fait augmenter la période du mode propre ainsi que l'effort tranchant à la base. Ce résultat est prévisible du moment que l'eau ne fait qu'ajouter de la masse à la structure sans renforcer sa rigidité
- Les modèles à 2ddl tenant compte du ballonnement donnent une période du mode fondamental (période impulsive) inférieure à la période de vibration du modèle à 1ddl. Dans ce dernier modèle toute la masse de l'eau participe aux effets inertiels.

- Les modèles mécaniques simplifiés évalués selon les expressions de Housner et les recommandations de l'Eurocode-8, donnent des périodes de vibrations presque identiques, bien que leurs masses et rigidités soient différentes.
- Il s'est avéré dans la présente étude qu'une masse équivalente qui tient compte en plus de la masse impulsive, d'une fraction de la masse convective, peut être utilisée dans les modèles d'éléments finis 3D des réservoirs. Il a été montré qu'elle fournit des résultats satisfaisants.
- Comme dans la plupart des études d'interaction sol-structure, il a été vérifié dans le présent travail, que la flexibilité du sol a pour effet d'augmenter la période de vibration du réservoir surélevé, et de réduire l'effort tranchant à la base.

Bibliographie

- [1] H. Shakib, F. Omidinasab, M.T. Ahmadi. (2010), Seismic Demand Evaluation of Elevated Reinforced Concrete Water Tanks. *International Journal of Civil Engineering*. Vol. 8, No. 3, September 2010
- [2] P.K. Malhotra, A.S. Veletsos and H.T. Tang.(1993), seismic response of unanchored liquid storage tank. Elsevier science publishers. B.V.
- [3] L. Ramdani, A. Seghir . (2009), Etude de la réponse sismique des réservoirs de stockage rectangulaires. *EJECE*. Volume 13 – No. 1/2009.
- [4] C.C. Spyrakos, C. Xu.(1997), Soil-structure-water interaction of intake-outlet towers allowed to uplift. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 16(1997) 151-159.
- [5] R. Livaoglu , A. Dogangun. (2006), Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid–structure–soil interaction. *Journal of Fluids and Structures* 22 (2006) 421–439.
- [6] R. Belakroum. (2011), Contribution à la modélisation des interactions fluides-structures. Thèse de doctorat, Université de Reims Champagne-Ardenne, Université de Constantine (Algérie).
- [7] A. Seghir. (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. Thèse de doctorat, Université de Béjaïa, Université Paris-Est, Marne-la-Vallée.
- [8] A. Seghir, G. Bonnet, A. Tahakourt. (2011), Liquid filled rectangular reservoir analysis using a coupled FEM/BEM model. *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EUROLYN 2011*.
- [9] G.W. Housner. (1963), The dynamic behaviour of water tanks. *Bulletin of the seismological society of America*, Vol.53 (N°1,1963,PP.381-387.).
- [10] EC-8. (2003). Eurocode 8 - Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes - Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisations.
- [11] H.I. Epstein. (1976), Seismic design of liquid-storage tanks. *ASCE Journal of Structural Division* 102, 1659–1673.
- [12] S.C. Dutta, S.K. Jain, C.V.R. Murty. (2000), Assessing the seismic torsional vulnerability of elevated tanks with RC frame-type staging. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 19 (2000) 183–197.
- [13] D. Somnath, M. Aparna, S.C. Dutta (2003), Soil-structure interaction in dynamic behavior of elevated tanks with alternate frame staging configurations. *Journal of sound and vibration*, 277 (825-853).
- [14] RPA99 « Règles parasismiques algériennes ; DTR BC 2.48, 1999/version2003 ».

Résumé

Les réservoirs d'eaux surélevés sont des grands containers construits afin d'assurer l'approvisionnement en eau tout en satisfaisant les exigences en pressions du système de distribution. Ce type de réservoirs est considéré comme structure lourde dont la plus grande portion du poids est concentrée à une élévation au-dessus de la base. Les effets des interactions conjuguées fluide-structure et sol-structure sur le comportement dynamique et la réponse sismique de ces structures sont très importants. Dans la première partie de ce travail, une analyse du comportement dynamique des réservoirs surélevés en béton armé a été réalisée en tenant compte de ces interactions ainsi que du ballonnement du liquide stocké. Des modèles mécaniques simplifiés (masse-ressort) à un degré de liberté et à deux degrés de liberté ainsi qu'un modèle 3D en éléments finis ont été examinés et comparés entre eux. Dans les modèles simplifiés, les caractéristiques mécaniques considérant le ballonnement sont obtenues en utilisant les expressions suggérées par Housner ainsi que celles de l'Eurocode 8. L'interaction sol-structure est prise en compte en modélisant le sol par un système de deux ressorts l'un agissant à la translation et l'autre à la rotation. Dans le modèle tridimensionnel, la structure est discrétisée en éléments finis et le fluide est représenté par des masses ajoutées. L'importance des interactions fluide-structure et sol-structure est mise en évidence en étudiant les variations des périodes propres, la réponse fréquentielle et la réponse sismique. La deuxième partie de ce travail est consacrée à l'évaluation de la demande sismique des réservoirs surélevés en procédant par une analyse statique non linéaire (pushover) selon la méthode N2.

Mots clés : interaction, éléments finis, réponse sismique, non linéaire, pushover

Abstract

Elevated water tanks are large containers intended to ensure water supply while satisfying pressure's requirements of the distribution network. This type of tanks is regarded as a heavy structure with the greatest portion of the weight is concentrated at some height from the base. The effects of the fluid-structure and sol-structure combined interactions on the dynamic behavior and the seismic response of these structures are very important. In the first part of this work, an analysis of the dynamic behavior of elevated reinforced concrete tanks was carried out by taking into account these two interactions as well as the sloshing of the stored liquid. Simplified mechanical models (mass-spring) with a single degree of freedom and with two degrees of freedom as well as a 3D finite elements model were examined and compared between them. In the simplified models, the mechanical characteristics considering the sloshing are obtained by using the expressions suggested by Housner and those of Eurocode 8. The sol-structure interaction is taken into account by modeling the sol with a system of two springs: one acting with the translation and the other with the rotation. In the three-dimensional model, the structure is discretized into finite elements and the fluid is represented by added masses. The importance of the fluid-structure and the sol-structure interactions is highlighted by modal, frequency response and seismic response analyses. The second part of this work is devoted to the evaluation of the seismic demand of the elevated tanks while proceeding by a nonlinear static analysis (pushover) according to the N2 method.

Keywords: interaction, finite elements, seismic response, nonlinear, pushover

ملخص

خزانات المياه المرتفعة هي حاويات كبيرة تهدف إلى ضمان إمدادات المياه من أجل تلبية متطلبات الضغط في شبكة التوزيع. ويعتبر هذا النوع من الخزانات كهيكل ثقيل حيث يتركز الجزء الأكبر من الوزن في ارتفاع ما من القاعدة. آثار التفاعلات المرافقة سائل-هيكل و تربة-هيكل على السلوك الديناميكي والاستجابة الزلزالية لهذه الهياكل مهمة جدا. في الجزء الأول من هذا العمل، أجري تحليل السلوك الديناميكي للخزانات المرتفعة من الخرسانة المسلحة مع مراعاة هذه التفاعلات فضلا عن إهتزاز السائل المخزن. تم فحص ومقارنة نماذج ميكانيكية مبسطة (كتلة - نابض) مع درجة واحدة من الحرية ومع درجتين من الحرية، وكذلك نموذج ثلاثي الأبعاد من العناصر المنتهية. في النماذج المبسطة، يتم الحصول على الخصائص الميكانيكية مع الأخذ بالاعتبار الإهتزاز باستخدام التعبيرات التي اقترحها هوسنر وكذلك الأوروكود 8. يؤخذ التفاعل تربة -هيكل في الاعتبار عبر نمذجة التربة باستخدام نظام مكون من نابضين : واحد يعمل مع الانسحاب والآخر مع الدوران. في نموذج ثلاثي الأبعاد، تمت تجزئة الهيكل إلى عناصر منتهية ويتم تمثيل السوائل عن طريق الكتل المضافة. وسلط الضوء على أهمية التفاعلات سائل-هيكل و تربة -هيكل بدراسة تغيرات الدور. الاستجابة الترددية و الاستجابة الزلزالية. ويخصص الجزء الثاني من هذا العمل لتقييم الطلب الزلزالي للخزانات المرتفعة عن طريق تحليل سكوني غير خطي (pushover) وفقا للطريقة N2.

كلمات مفتاحية: التفاعلات، العناصر المنتهية، الاستجابة الزلزالية، غير خطي، pushover.