



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université A. MIRA de Bejaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

En vue de l'obtention du Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structures

Thème

MODELISATION DE L'INTERACTION FLUIDE STRUCTURE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

Encadré par :

Mr Lyes RAMDANI

Présenté par :

M^{lle} BELAS Nesrine
M^{lle} ICHELLITAN Leila
M^{lle} ZAIDI Souad

Membres du jury :

Mr A. SEGHIR
Mme K. LAOUBI

Promotion 2013

Je dédie ce travail à :

Mes parents bien aimés, que je remercie infiniment en espérant que j'ai été à la hauteur de leurs espérances ;

Mes chers frères et sœurs : Sofiane, Nadjim, Hichem, Sihem et Nesrine ;

A la mémoire de mes deux grand-mères, qu'elles reposent en paix ;

Mes oncles, tantes, cousins, cousines et à toute ma famille ;

Mes collègues et amies Lila et Nesrine et à toute leurs familles ;

Une attention particulière à YAN pour sa patience, son soutien et ses encouragements ;

Toutes mes amies en particulier Tafsut, Souad, Dida ainsi qu'à toute la promotion de génie civil, étudier en leur compagnie fut un grand plaisir.

Souad

Je dédie ce travail :

Tout d'abord à mon père à qui je suis infiniment reconnaissante et qui a toujours été un modèle, ainsi qu'à ma mère que je remercie infiniment en espérant que j'ai été à la hauteur de ses espérances ;

Mes biens aimés frères et sœurs : Hasna & Kaël, Sarah et Réda ;

A mes grands-parents à qui je souhaite une longue vie ;

Mes oncles, tantes, cousins, cousines et à toute ma famille ;

Mes collègues et amies Souad et Nesrine avec qui j'ai partagé d'inoubliables moments ;

Une attention particulière à Loulou pour sa patience et ses encouragements ;

Tous mes amis sans oublier Nabil et Praxédés.

Lila

Je dédie ce travail à :

Mes parents bien aimés, que je remercie infiniment en espérant que j'ai été à la hauteur de leurs espérances ;

Ma sœur Mouna et son mari Saïd et à mon frère Hamza ;

A mes grands-parents à qui je souhaite une longue vie ;

Mes oncles (Nabil, Salim, Samir, Bilal... et leurs épouses Assia, Zahia...) ;

Mes tantes (Hayette, Salima, Soussou, Nissa ... et leurs Maris Tahar, Salim, Fateh) ;

Mes Cousins, cousines en particulier Amir, Reda, Cherif, Laetitia et Kenza ainsi qu'à toute ma famille ;

Mes collègues et amies Souad et Lila et à toute leurs familles ;

Une attention particulière à Lamine pour sa patience et ses encouragements ;

A toutes l'équipe du Croissant Rouge Algériens ;

Tous mes amis.

Nesrine

Remerciements

En premier lieu, nous tenons à manifester louange à Dieu par aisance et excellence, puisse-t-il nous guider toujours sur le droit chemin.

- ✚ Nous ne pouvons omettre de faire preuve de notre gratitude à nos chers parents respectifs, nous n'aurions pas pu en arriver là sans leur précieuse aide et leur affection.
- ✚ Notre entière gratitude s'adresse à notre promoteur Mr L.RAMDANI. Ce projet n'aurait pas pu être mené à terme sans l'intérêt et l'investissement dont il a fait preuve. Ses conseils attentionnés et ses interventions rapides et avisées nous ont guidées en permanence tout au long de ce travail. Travailler sous sa direction a été un honneur, un grand privilège et un immense plaisir.
- ✚ Nous tenons à remercier vivement, les membres du jury Mr A. SEGHIR ET M^{me} K. LAOUBI qui ont accepté d'examiner notre travail.
- ✚ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.
- ✚ Toute la promotion de génie civil 2013.

Résumé

L'objet de cette étude est l'analyse de la réponse sismique des réservoirs de stockage, elle est menée en utilisant des modèles numériques basés sur la méthode des éléments finis intégrant les effets d'interaction fluide-structure. L'action du fluide sur le réservoir a été prise en compte par le concept de masses ajoutées.

Une étude paramétrique portant aussi bien sur les vibrations libres que sur la réponse sismique a été effectuée sur des réservoirs en béton, les paramètres considérés sont la hauteur de remplissage et l'effet du ballonnement de la surface libre.

Les résultats obtenus ont permis de mettre en évidence l'importance de ce genre d'ouvrage et la complexité de leurs comportements sismiques.

Mots-clés : réservoir de stockage, interaction fluide-structure, méthode des éléments finis, périodes propres, réponse sismique.

Abstract

The aim of this study is the analysis of the seismic response of storage tanks; the study was carried out using numerical models based on finite element method incorporating the effects of fluid-structure interaction. The action of the fluid on the reservoir was taken into account by the added mass concept.

A parametric study is carried out the free vibrations and the seismic response of concrete tanks; the considered parameters are the water height filling and the free surface sloshing effect.

The obtained results allowed us highlight the importance of this kind of structures and the complexity of their seismic behavior.

Keywords: storage tanks, fluid-structure interaction, finite elements method, vibration periods, seismic response.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	10
CHAPITE1	GENERALITES SUR LES RESERVOIRS DE
STOCKAGE.....	13
1.1 INTRODUCTION	13
1.2 DEFINITION.....	13
1.3 CLASSIFICATION DES RESERVOIRS	14
1.3.1 La position du réservoir par rapport au sol	14
1.3.2 La forme de la cuve.....	14
1.3.3 Selon le mode de fermeture.....	14
1.3.4 La complexité de la construction	14
1.3.5 Selon l'usage.....	15
1.3.6 Nature du liquide conservé.....	15
1.3.7 Selon les caractéristiques physiques.....	15
1.3.8 Selon la matière utilisée en construction	15
1.4 LES EXIGENCES TECHNIQUES A SATISFAIRE DANS LA CONSTRUCTION D'UN RESERVOIR	15
1.4.1 Résistance	15
1.4.2 Etanchéité	16
1.4.3 Durabilité	16
1.5 LES SOLlicitATIONS DANS LES RESERVOIRS DE STOCKAGES	16
1.5.1 Le poids propre.....	16
1.5.2 Charges due aux liquides contenus.....	16
1.5.3 Surcharges d'exploitation.....	16
1.5.4 Variations de température et retrait (pour les réservoirs en béton).	17
1.5.5 Fluage	17
1.5.6 Effet climatiques : neige et vent	17
1.5.7 Influence des séismes.....	17
1.6 FACTEURS AFFECTANT LE COMPORTEMENT SISMIQUE DES RESERVOIRS	18
1.6.1 Effet des conditions de pose	18
1.6.2 Effet de site	19
1.6.3 Effet de l'interaction sol-structure (ISS)	20
1.6.4 Effet de l'interaction fluide-structure (IFS)	21
1.7 MODES DE RUPTURE DES RESERVOIRS SOUS EXCITATION SISMIQUE ET ANALYSES DES RISQUES	22
1.7.1 Modes de rupture et d'endommagement	22
1.7.2 Analyses de risque pour des réservoirs soumis à un séisme.....	23
1.8 CONCLUSION	24

CHAPITRE 2	MODELISATION DE L'INTERACTION FLUIDE-	
STRUCTURE		25
2.1	INTRODUCTION	25
2.2	INTERACTION FLUIDE STRUCTURE SELON LA FORMULATION (U, P).....	26
2.2.1	Modèle de masses ajoutées (sans ballotement):	30
2.2.2	Modèle de Housner	33
2.3	LOGICIELS DE CALCUL	35
2.3.1	Description de SAP2000 :	36
2.3.2	Description d'ABAQUS :.....	36
2.4	CONCLUSION	37
CHAPITRE 3	APPLICATION AU CAS D'UN RESERVOIR	
RECTANGULAIRE SANS LA PRISE EN COMPTE DU BALLOTTEMENT		38
3.1	INTRODUCTION	38
3.2	PRESENTATION DES DEUX MODELES	39
3.2.1	Présentation du modèle 1.....	39
3.2.2	Présentation du modèle 2 :	40
3.2.3	Caractéristiques mécaniques et géométriques	41
3.3	ANALYSE DES VIBRATIONS LIBRES.....	42
3.3.1	Influence de la hauteur de remplissage	44
3.3.2	Influence de interaction sol-structure	46
3.4	ANALYSE DE LA REPOSE SISMIQUE :	48
3.5	EXCITATION SISMIQUE CONSIDEREE.....	49
3.6	ANALYSE ET RESULTATS :.....	50
3.6.1	Réponse sismique du réservoir vide :	50
3.6.2	Reponse du système avec IFS :	51
3.7	CONCLUSION	52
CHAPITRE 4	APPLICATION AU CAS D'UN RESERVOIR	
RECTANGULAIRE AVEC LA PRISE EN COMPTE DU BALLOTTEMENT		53
4.1	INTRODUCTION	53
4.2	PRESENTATION DU SYSTEME ETUDIE	54
4.3	ANALYSE DES VIBRATIONS LIBRES.....	56
4.4	ANALYSE DE LA REPOSE SISMIQUE	58
4.5	COMPARAISON DES RESULTATS OBTENUS AVEC SPECTRE ET ACCELEROGRAMME	60
4.6	COMPARAISON DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE AVEC ET SANS BALLOTTEMENT ...	60
4.7	CONCLUSION	61
CONCLUSION GENERALE		62
BIBLIOGRAPHIE		64

TABLE DES FIGURES

Figure 1. Déformation élastique. des murs (due au ballotement).....	Figure 2. Flambement au sommet.....	18
Figure 3. Flambement plastique.....		18
Figure 4. <i>Domaine fluide structure et distribution de la pression hydrodynamique.</i>		26
Figure 5. Représentation de la masse-ajoutée de Westergaard.		31
Figure 6. Dimensions du réservoir.....		32
Figure 7. Comparaison des pressions hydrodynamiques par la variation du rapport (H/2L).....		33
Figure 8. Modèle de Housner		34
Figure 9. Géométrie du modèle 1.....		40
Figure 10. Maillage du modèle 1.....		40
Figure 11. Maillage du modèle 2.....		41
Figure 12. Représentation du modèle 2.....		41
Figure 13. Les quatre premiers modes du réservoir vide.....		45
Figure 14. Les quatre premiers modes du réservoir avec IFS (0.95H _r) (modèle1)		45
Figure 15. Les quatre premiers modes du réservoir avec IFS (0.95H _r) (modèle 2)		46
Figure 16. Maillage du système considéré (ISS).....		47
Figure 17. L'accélération sismique considérée dans l'étude « El Centro ».....		49
Figure 18. Position du nœud de contrôle.....		49
Figure 19. Déplacement du nœud du réservoir vide		50
Figure 20. Accélération du nœud du réservoir vide		50
Figure 21. Effort tranchant à la base du réservoir vide		51
Figure 22. Déplacement du nœud avec IFS.....		51
Figure 23. Accélération du nœud avec IFS.....		51
Figure 24. Effort tranchant à la base du réservoir		52
Figure 25. (a) ballotement linéaire- (b) ballotement faiblement non-linéaire- (c) ballotement fortement non linéaire.....		54
Figure 26. Modèle étudié avec ABAQUS.....		55

Figure 27. Modèle étudié avec SAP2000.....	55
Figure 28. Les quatre premiers modes propres obtenus par ABAQUS (modèle Housner).....	57
Figure 29. Les quatre premiers modes propres obtenus par SAP2000 (modèle Housner).....	58
Figure 30. Spectre de réponse « El Centro ».....	58
Figure 31. Déplacement du nœud du réservoir avec le modèle Housner.....	59
Figure 32. Accélération du nœud du réservoir avec le modèle Housner.....	59
Figure 33. Effort tranchant a la base du réservoir avec le modèle Housner.....	59
Figure 34. Superposition des efforts tranchants à la base.....	61

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1. Modes de ruptures non accompagné de déversement de liquide	23
Tableau 2. Modes de rupture accompagnée de déversement de liquide	23
Tableau 3. Caractéristiques mécaniques.....	41
Tableau 4. Caractéristiques géométriques	42
Tableau 5. Valeurs des masses ajoutées pour une hauteur de remplissage de 0.25Hr	42
Tableau 6. Valeurs des masses ajoutées pour une hauteur de remplissage de 0.50Hr	43
Tableau 7. Valeurs des masses ajoutées pour une hauteur de remplissage de 0.75Hr	43
Tableau 8. Valeurs des masses ajoutées pour une hauteur de remplissage de 0.95Hr	44
Tableau 9. Périodes propres en fonction de la hauteur de remplissage (sans ballotement).....	44
Tableau 10. Caractéristiques des différentes catégories de site.....	47
Tableau 11. Périodes propres en fonction des types de sols (sans ballotement) ..	47
Tableau 12. Caractéristiques du modèle de Housner en variant la hauteur de remplissage.....	55
Tableau 13. Périodes propres obtenues avec ABAQUS	56
Tableau 14. Périodes propres obtenues avec SAP2000	56
Tableau 15. Comparaison des déplacements et de l'effort tranchant avec spectre et accélérogramme	60

INTRODUCTION GENERALE

Les performances des réservoirs sous l'action des séismes sont relativement bien documentées dans la littérature spécialisée. Une importance est réservée à ce sujet en raison des sérieux dégâts engendrés par la destruction et le non fonctionnement des réservoirs de stockages fréquemment rencontrés dans les systèmes d'approvisionnement en eau potable, dans l'industrie pétrolière, ainsi que dans les installations nucléaires. Ainsi des foyers d'incendie pourraient se propager de manière incontrôlée si l'alimentation en eau était coupée. Les fuites possibles de combustibles, ou de produits chimiques toxiques pourraient avoir des conséquences dramatiques aussi bien pour les habitants résidant au voisinage immédiat du site de construction que pour les populations avoisinantes. En outre la destruction des réservoirs et de leurs systèmes secondaires ainsi que le déversement possible des fluides pourrait conduire à des pertes économiques considérables. [20, 30, 31]

Les réservoirs construits en acier ou en béton armé (ou précontraint) constituent des structures de stockage très répandues du fait de leurs facilités d'exécution et de leurs efficacités dans la résistance aux pressions hydrostatiques et aux suppressions hydrodynamiques.

Par ailleurs, un nombre important de problèmes d'engineering concerne les structures renfermant un fluide. La présence de ce dernier influence le comportement de la structure en mouvement et les déformations de la structure sont à l'origine de la modification des charges transmises par le fluide. Dans ce cas, on parle de système couplé et ce type de problème est appelé interaction fluide-structure.

Une des anciennes études des effets dynamiques sur les réservoirs a porté sur la réponse sismique des réservoirs encastrés au sol. Ce travail a été réalisé dans les années 40 et 50 par Jacobson [10] et Jacobson et Ayre. [11]

Dans ces investigations, le réservoir a été considéré comme rigide et la réponse dynamique du fluide a été observée. Un traitement mathématique rigoureux de ce problème a été développé pour le cas des petits déplacements du liquide. Il s'agissait de trouver une expression du potentiel de vitesse du liquide satisfaisant l'équation de Laplace et les conditions aux limites appropriées à la surface du liquide et à l'interface fluide-structure.

Le problème de l'interaction dynamique entre le liquide en mouvement et les déformations élastiques des parois des réservoirs est d'un intérêt fondamental dans un nombre important d'applications (génie civil, industrie pétrolière et aérospatiale, installations nucléaires...etc)

Dans l'analyse de ces structures, la connaissance de leurs caractéristiques dynamiques (fréquences propres et modes propres associés) constitue l'étape la plus importante dont dépend le reste de l'étude de la réponse sismique.

Bien que la méthode des éléments finis [8, 9] ait apporté des réponses relativement précises à un certain nombre de problèmes liés à la complexité du comportement sismique des réservoirs de stockage, aujourd'hui la difficulté majeure rencontrée dans le dimensionnement de ce type d'ouvrage est de caractériser les sollicitations ainsi que les nombreux paramètres qui interviennent dans ces modèles. En effet les incertitudes relatives aux chargements, aux propriétés mécaniques et physiques des matériaux, à la géométrie ou encore aux conditions aux limites, sont des caractéristiques intrinsèques de ses systèmes.

L'objet de ce présent travail est de déterminer la réponse sismique des réservoirs rectangulaires avec la prise en compte de l'interaction fluide-structure et du ballonnement du liquide stocké. L'étude se base un modèle d'éléments finis obtenu par la discrétisation en éléments quadrilatéraux iso-paramétriques linéaires du réservoir et du liquide.

Ce mémoire s'articule autour de quatre chapitres principaux avec cette présente introduction en premier lieu et une conclusion générale des

résultats obtenus en dernière partie. Le premier chapitre est consacré aux généralités sur les réservoirs de stockage ainsi que les différents facteurs affectant leurs comportements dynamiques. Dans le second chapitre intitulé « modélisation du système couplé fluide-structure », deux modèles sont proposés, l'un en utilisant la formulation (u, p) et l'autre en utilisant le concept de masses ajoutées. Le troisième et le quatrième quant à eux font l'objet de nombreuses applications destinées à valider les modèles utilisés par l'étude des vibrations libres et de la réponse sismique, sans et avec la prise en compte des effets du ballotement à la surface libre respectueusement.

CHAPITE1

GENERALITES SUR LES RESERVOIRS DE STOCKAGE

1.1 Introduction

Afin de répondre à la grande variété des produits industriels à stocker, les utilisateurs ont recours à la construction des réservoirs. Les réservoirs de stockage sont utilisés dans plusieurs domaines : l'industrie du pétrole, les silos, l'alimentation en eau potable...etc. le nombre et la taille de ces ouvrages deviennent de plus en plus importants, conduisant à des études de stabilité vis-à-vis des charges statiques et dynamiques de plus en plus approfondies.

Avec les désordres et les conséquences ardues engendrés par les tremblements de terre, la prise en compte de la menace sismique sur ces types d'ouvrages 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. [21]

1.2 Définition

Un réservoir est un ouvrage hydraulique classé comme étant un ouvrage d'art [21], Le Règlement Parasismique Algérien (RPA) l'a classé comme étant

un ouvrage de grande importance de groupe 1B. Il est conçu pour recevoir une certaine capacité de fluide et de la stocker, généralement de l'eau (soit potable, soit usée) ou d'autres liquides les plus courants sont : le lait, le vin, les hydrocarbures...etc. Les réservoirs de stockage sont souvent cylindriques dans la forme, perpendiculaires à la terre avec des fonds plats, et un toit fixe ou flottant. [14]

La conception parasismique des réservoirs doit se prémunir contre tout risque de rupture car la défaillance d'un grand réservoir à des conséquences désastreuses.

1.3 Classification des réservoirs

On peut les classer selon: [14]

1.3.1 La position du réservoir par rapport au sol

- au niveau du sol ;
- Semi enterré(ou enterré ;
- surélevé.

1.3.2 La forme de la cuve

- Réservoirs carrés ;
- Réservoirs rectangulaires ;
- Réservoirs circulaires ;
- Réservoirs de formes quelconques.

1.3.3 Selon le mode de fermeture

- Réservoirs non couverts ;
- Réservoirs couverts.

1.3.4 La complexité de la construction

- Réservoirs simples ;
- Réservoirs multiples ;
- Réservoirs superposés ;
- Réservoirs superposés multiples.

1.3.5 Selon l'usage

- Réservoirs d'emmagasinement quand il s'agit seulement des liquides divers ;
- Bassins de traitement (pour épuration des eaux usées, le malaxage de produits, ...etc.) ;
- Bassins sportifs (piscines) ;
- Cuves à gazomètre.

1.3.6 Nature du liquide conservé

- Réservoirs à eau ;
- Cuves à vin, bière, cidre,...etc ;
- Citernes à produits noirs (goudron, bitume) ;
- Réservoirs à hydrocarbures (pétrole, essence, gas-oil, huiles minérales).

1.3.7 Selon les caractéristiques physiques

- Profondeur maximale ;
- Zone inondée ;
- Selon le volume d'eau a plein remplissage.

1.3.8 Selon la matière utilisée en construction

- Réservoirs en béton armé ;
- Réservoirs métalliques ;
- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoirs en béton précontraint.

1.4 Les exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir

Un bon réservoir doit satisfaire à différents impératifs

1.4.1 Résistance

Le réservoir doit, dans toutes ses parties, équilibrer les efforts auxquels il est soumis.

1.4.2 Etanchéité

Il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos sans fuites. Il doit être étanche, c'est-à-dire non fissuré, ou fissuré dans des conditions acceptables.

1.4.3 Durabilité

Le réservoir doit durer dans le temps. Le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide qu'il est destiné à contenir. Ceci cause dans certains cas (hydrocarbures) le problème du revêtement intérieur de protection qui ne doit pas altérer la qualité du liquide emmagasiné.

1.5 Les sollicitations dans les réservoirs de stockages

1.5.1 Le poids propre

Le poids propre du réservoir est calculé en fonction de sa forme et du matériau de fabrication.

1.5.2 Charges due aux liquides contenus

Il est facile d'en tenir compte, le tableau ci-dessous donne quelques valeurs des poids volumiques :

- Eau potable.....1000 daN/m³;
- Goudron.....1100 a 1250 daN/m³;
- Pétrole780 a 950 daN/m³;
- Huile comestible910 a 950 daN/m³.

1.5.3 Surcharges d'exploitation

Les surcharges d'escaliers d'accès sont évaluées en général à 100 daN concentrées par marche (ou 450 daN/m²). Les surcharges particulières sont prises égales à 250 daN/m² pour les salles de météorologie, radiocommunication, etc., qui peuvent être aménagées au dessus du réservoir.

Il peut exister aussi des terrasses aménagées en vue de leurs utilisations par le public ; dans ce cas il est prudent de compter sur 400 daN/m².

1.5.4 Variations de température et retrait (pour les réservoirs en béton)

Il est évident que la température et le retrait agissent sur un réservoir comme sur toutes autres constructions. On n'en tient habituellement pas compte, l'expérience montrant que cela n'a pas donné lieu à des désordres. Notons par ailleurs, que le retrait thermo-hygrométrique n'agit sur une cuve que lorsque celle-ci est vide, ce qui est rare. Quand elle est pleine, il n'y a pas retrait, mais au contraire gonflement, ce qui réduit les contraintes de traction dans le béton, c'est un élément favorable.

1.5.5 Fluage

Il s'exerce surtout sur les parties comprimées par des charges permanentes ou à peu près permanentes (fond des réservoirs). Les contraintes correspondantes n'étant pas très élevées, le fluage ne présente pratiquement pas de danger.

1.5.6 Effet climatiques : neige et vent

La neige n'intéresse que les couvertures plates ou courbes. Le vent n'est à prendre en compte que pour les réservoirs surélevés (châteaux d'eau).

1.5.7 Influence des séismes

Les dégâts survenus aux réservoirs soumis aux effets des séismes ont relevé différents modes de ruines. Pour les réservoirs en acier, le mode de ruine le plus fréquemment observé, est le flambement des parois sous l'effet des contraintes compressives excessives causées par le moment de renversement. En ce qui concerne les réservoirs en béton, la fissuration représente le mode de ruine le plus préjudiciable. Elle est produite essentiellement par les contraintes circonférentielles de traction. Enfin, l'endommagement de la couverture du réservoir, fixée ou flottante, peut survenir si l'espace libre situé au dessus de la surface de liquide, ne peut

accommoder la hauteur maximale des vagues. Ci-dessous, quelques exemples de déformations des réservoirs.

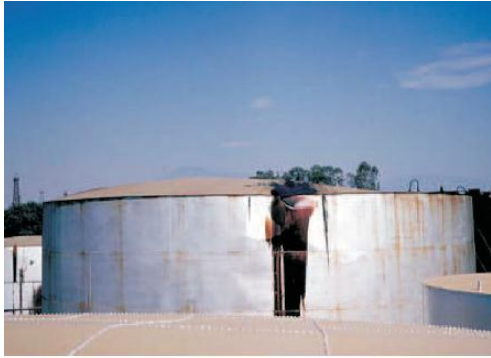


Figure 1. Déformation élastique.



Figure 2. Flambement au sommet des murs (due au ballotement).



Figure 3. Flambement plastique.

1.6 Facteurs affectant le comportement sismique des réservoirs

Le comportement dynamique d'un réservoir de stockage peut être affecté par plusieurs paramètres :

1.6.1 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, aussi bien que du calcul ultérieur des contraintes. [6,18]

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. [18]

1.6.2 Effet de site

Lors d'un événement sismique, les ondes sont émises depuis le foyer et se propagent jusqu'à la surface à travers divers milieux. Les mouvements d'un site donné, 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. [12,30]

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 [30]. 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).

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 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. [30]

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

L'interaction sol-structure est l'étude du comportement d'une structure subissant une charge sismique. Elle traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). Cette interaction est plus ou moins importante suivant la nature du sol, les caractéristiques de l'ouvrage et le type de fondation.

Il existe plusieurs raisons de considérer l'interaction sol-structure : [7]

- 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.
- Pour évaluer le comportement d'ouvrages critiques telles les centrales nucléaires.

Des calculs effectués sur des réservoirs de diverses géométries [6, 18, 27], 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 hauts, puisque l'amortissement associé au balancement est plus faible que l'amortissement associée à une translation horizontale.

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

L'interaction fluide-structure s'intéresse au comportement d'un système constitué par deux entités considérées comme : une structure mobile (rigide ou déformable) et un fluide (en écoulement ou au repos) autour ou à l'intérieur de la structure. L'évolution de chacune de ces entités qui dépendent l'une de l'autre peut faire apparaître un phénomène de couplage. Plus précisément, le mouvement de la structure est influencé par l'écoulement du fluide à travers les efforts transmis à l'interface, et réciproquement, le mouvement de la structure influence l'écoulement du fluide par les déplacements de l'interface qui entraîne le fluide dans son mouvement.

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. [27,29]

1.7 Modes de rupture des réservoirs sous excitation sismique et analyses des risques

1.7.1 Modes de rupture et d'endommagement

Les réservoirs de stockage tels que les réservoirs de pétrole ou encore les réservoirs d'eau potable, sont des structures particulièrement surveillées en cas de séisme, en raison des accidents qui ont eu lieu lors des séismes passés. Lors de séismes, les réservoirs de produits inflammables ou toxiques constituent de véritables bombes à retardement, et peuvent parfois causer plus de dégâts que le séisme lui-même.

On peut répartir les dommages sismiques observés sur les réservoirs en deux catégories [13], selon qu'il y ait eu déversement du liquide ou non (voir tableaux 1 et 2).

Tableau 1. Modes de ruptures non accompagné de déversement de liquide

Dommages structuraux sans fuites	
Gravité	Type de dommage
Mineur	Flambement
	Déformation du support de la structure
	Elongation des boulons de la structure
	Dommages dues au ballotement
Modéré	Rupture des boulons d'ancrage
	Défaillance des connections/soudures
	Dommages du toit dû au ballotement ou rupture des joints toit-réservoir
	Défaillance des colonnes ou de la structure de soutien

Tableau 2. Modes de rupture accompagnée de déversement de liquide

Dommages structuraux avec fuites	
Gravité	Type de dommage
Mineur	Défaillance partielle des brides ou des connecteurs
Grave	Défaillance avec perte de liquide par le toit ou le haut des murs
Catastrophique	Effondrement ou basculement du réservoir

1.7.2 Analyses de risque pour des réservoirs soumis à un séisme

De nombreuses analyses de risque s'intéressant à l'impact de catastrophes naturelles sur des complexes industriels ont été réalisées, et notamment des travaux portant sur la probabilité d'impact d'un séisme en zone industrielle comportant des fermes de réservoir. On distingue principalement deux types d'analyses de risque : analyse quantitative et analyse qualitative.

Les études de risque quantitatives reposent souvent sur des lois probabilistes. Dans le cas de l'étude de risque de l'impact d'un séisme sur une zone industrielle, la probabilité de dommage d'une installation à la suite d'un séisme est quantifiée en croisant les données fournies par les courbes de fragilité de l'installation avec les courbes de probabilité sismique de la région étudiée.

Les études de risque qualitatives sont basées sur des analyses statistiques des dégâts observés lors d'évènements passés documentés par des bases de données.

1.8 Conclusion

Dans ce chapitre, des généralités sur les réservoirs de stockage ont été développées ; de leurs classifications, aux exigences techniques à satisfaire lors de leurs constructions, en passant par les sollicitations extérieures et enfin les principaux éléments affectant leurs réponses sismiques et ce afin de mieux comprendre leurs comportements dynamiques.

CHAPITRE 2

MODELISATION DE L'INTERACTION

FLUIDE-STRUCTURE

2.1 Introduction

Les phénomènes d'interaction fluide-structure font partie de la vaste classe des problèmes multi-physiques. Les deux matériaux en présence n'obéissent pas aux mêmes lois de comportement, mais ils interagissent dans un système fortement couplé. Dans le cas de l'interaction fluide-structure, il s'agit d'un solide mobile, rigide ou déformable, et d'un fluide liquide ou gazeux. L'écoulement du fluide autour de la structure est conditionné par le mouvement de la structure solide, et réciproquement, la déformation de la structure est influencée par les efforts du fluide sur sa paroi.

Les problèmes d'interaction fluide structure se sont posés très tôt aux ingénieurs (construction des ponts, barrages, 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 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, les effets d'interaction fluide-structure pour le cas d'un fluide compressible peuvent être pris en compte en utilisant la formulation (u, p) qui consiste à

prendre comme variable nodale le champ de déplacement u dans la structure et le champ de pression p régnant dans le domaine fluide [27].

Dans ce présent chapitre, nous allons illustrer quelques méthodes de prise en compte de l'IFS.

2.2 Interaction fluide structure selon la formulation (u, p)

Pour la modélisation de l'interaction fluide-structure en utilisant la formulation (u, p) , la structure ainsi que le domaine fluide sont d'abord modélisés séparément, par la suite les forces d'interaction dynamiques liant les deux sous systèmes sont introduit en discrétisant les conditions d'équilibre dynamique entre les accélérations les pressions hydrodynamiques à l'interface fluide structure. [25, 26, 28, 35].

La figure 4 montre schématiquement le système couplé liquide et réservoir considéré.

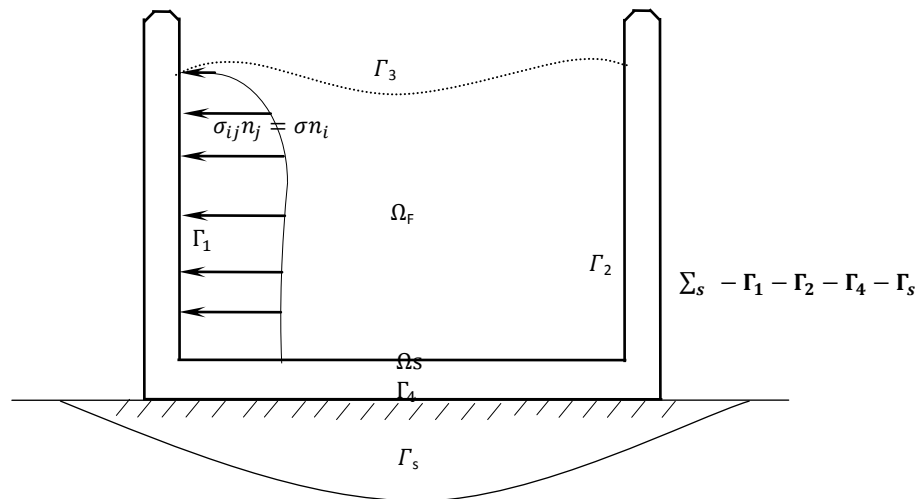


Figure 4. *Domaine fluide structure et distribution de la pression hydrodynamique*

Les notations utilisées pour les deux domaines, leurs frontières et l'interface fluide structure sont :

- Ω_s : Domaine solide
- Γ_s : Base de la structure
- Γ_1, Γ_2 : Interface fluide structure
- Γ_3 : Surface libre du liquide
- Γ_4 : Fond du réservoir

- Ω_F : Domaine fluide
 p : Pression hydrodynamique sur Γ_1, Γ_2
 n_i : La $i^{\text{ème}}$ composante de la normale unitaire n
 σ_{ij} : Composantes du tenseur des contraintes

Pour la modélisation du réservoir on peut appliquer les lois d'élasticité avec hypothèse de petites déformations. Dans ce cas l'équation d'équilibre dynamique s'écrit :

$$\sigma_{ij,j} + F_i = \rho_S \ddot{U}_i \quad [1]$$

Avec les conditions aux limites suivantes :

$$\sigma_{ij}n_j = \sigma n_i \quad \text{sur } \Gamma_1 \text{ et } \Gamma_2 \quad [2]$$

$$u_i = 0 \quad \text{sur } \Gamma_S \quad [3]$$

$$\sigma_{ij}n_j = 0 \quad \text{sur } \Sigma_S - \Gamma_1 - \Gamma_2 - \Gamma_4 \quad [4]$$

u_i, \ddot{u}_i : désignent le déplacement et l'accélération dans la direction i d'un point à l'intérieur du corps de la structure.

L'application de la formulation variationnelle faible de type Galerkin à l'équation gouvernant le champ de déplacement u des parois du réservoir conduit après discrétisation en éléments finis, à l'équation d'équilibre dynamique de forme suivante :

$$M_S \ddot{U} + C_S \dot{U} + K_S U = F_S + F_p \quad [5]$$

M_S, C_S et K_S : représentent respectivement les matrices usuelles de masse, d'amortissement et de rigidité de la structure. On précise que la matrice C_S est évaluée selon l'hypothèse de Rayleigh en fonction de la matrice masse et rigidité.

Le vecteur chargement est composé du chargement sismique F_S et du chargement hydrodynamique F_p qui s'écrivent respectivement comme suit :

$$F_S = - \int_{\Omega_S} N_S^T \rho_S \vec{r} \ddot{u}_g d\Omega \quad [6]$$

$$F_p = \int_{\Gamma_1 + \Gamma_2} N_F^T \rho_F N_S \vec{n} d\Gamma \quad [7]$$

Avec :

\ddot{u}_g : Accélération sismique à la base

\vec{r} : Vecteur de couplage dynamique ramenant les accélérations sismiques aux nœuds de la structure

N_s et N_F : Sont les fonctions de formes utilisées pour la discrétisations des champs des déplacements et des pressions

Le vecteur du chargement hydrodynamique est obtenu en ramenant les pressions dans le liquide à l'interface fluide structure par le biais de la matrice d'interaction suivante :

$$Q = \int_{\Gamma_1 + \Gamma_2} N_s^T \vec{n} N_F d\Gamma \quad [8]$$

Pour un fluide supposé continu, linéairement compressible et non visqueux qui subit des mouvements de petites amplitudes, l'équation d'équilibre en pression s'écrit (Zienkiewicz et al, 1991 ; thèse SEGHIR ; thèse RAMDANI) :

$$\nabla^2 P = + \frac{1}{c^2} \ddot{p} \quad [9]$$

Où :

∇ : Opérateur gradient

c : Célérité des ondes de pression dans l'eau $c = (k_0/\rho_F)^2$

ρ_F : Masse volumique du fluide

k_0 : Module de compressibilité de l'eau

Les conditions aux limites de l'équation [9] sont :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_F \ddot{u}_n \quad \text{sur } \Gamma_1 \text{ et } \Gamma_2 \quad [10]$$

$$\frac{\partial p}{\partial n} = 0 \quad \text{sur } \Gamma_4 \quad [11]$$

\ddot{u}_n : Projection des accélérations des particules solides sur les deux composantes de la normale \vec{n} aux deux interfaces Γ_1 et Γ_2 .

Les variations de pression à l'intérieur du réservoir engendrent des fluctuations de la surface libre. Une idée approximative et simple pour inclure ces effets consiste à considérer une surface moyenne pour laquelle toute élévation ou abaissement de la surface actuelle d'une hauteur h se

traduit par une variation de pression pouvant être prise hydrostatique. On peut écrire par rapport à la surface moyenne :

$$p = \rho_F g h \quad [12]$$

g : Accélération due à la pesanteur

L'application de l'équation dynamique pour ce cas donne :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\frac{1}{g} \ddot{p} \quad \text{sur } \Gamma_3 \quad [13]$$

Cette condition est connue sous le nom de condition d'ondes de surface linéarisée. [36]

Comme pour la structure, l'application de la formulation variationnelle faible de type Galerkin à l'équation gouvernant le champ de pressions p régnant dans le domaine fluide conduit après discrétisation par éléments finis à l'équation d'équilibre suivante :

$$M_F \ddot{P} + K_F P = -\rho_F Q^T \ddot{U} \quad [14]$$

M_F et K_F Sont les matrices masse et rigidité équivalentes pour le fluide. Leurs expressions s'écrivent :

$$M_F = \int_{\Omega_F} N_F^T \frac{1}{c^2} N_F d\Omega + \int_{\Gamma_3} N_F^T \frac{1}{g} N_F d\Gamma \quad [15]$$

$$K_F = \int_{\Omega_F} \nabla N_F^T \nabla N_F d\Omega \quad [16]$$

Le second terme de M_F tient compte des effets inertiels dus au ballonnement de la surface libre.

Le vecteur de chargement de l'équation [14] est :

$$F_p = - \int_{\Gamma_1 + \Gamma_2} N_F^T \rho_F N_S \vec{n} d\Gamma = -\rho_F Q^T \quad [17]$$

Les deux systèmes [5] et [14] peuvent être réécrits en un seul système ayant comme variable de base le vecteur couplé $\begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix}$:

$$\begin{bmatrix} M_S & 0 \\ \rho_F Q^T & M_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U} \\ \ddot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_S & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U} \\ \dot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_S & Q \\ 0 & K_F \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U \\ P \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_S \\ 0 \end{Bmatrix} \quad [18]$$

Pour le cas d'un fluide incompressible et si les ondes de surface sont négligées, le terme $M_F \ddot{P}$ s'annule et l'équation [14] se réduit à :

$$K_F P = -\rho_F Q^T \ddot{U} \quad [19]$$

Ce qui permet d'exprimer la pression en inversant la matrice K_F et de la remplacer dans l'équation [5] d'équilibre de la structure, on obtient ainsi un système non couplé pour la structure avec un terme de masse ajoutée :

$$(M_S + Q K_F^{-1} \rho_F Q^T) \ddot{U} + C_S \dot{U} + K_S U = F_S \quad [20]$$

Cette première partie de ce présent chapitre concernant la modélisation de l'IFS révèle bien l'extrême complexité de ce type de problème, de plus la majorité des logiciels de calcul par éléments finis utilisés par les ingénieurs pour le dimensionnement des structures (SAP, Etabs, Robot, Effel) n'offrent pas la possibilité de résoudre ce type de problème. Cependant d'autres méthodes plus simplifiées peuvent être utilisées. On peut citer :

2.2.1 Modèle de masses ajoutées (sans ballotement):

Si on prend comme hypothèses un fluide incompressible et une structure rigide, beaucoup de problèmes d'interaction fluide structure pourront être résolus en remplaçant le fluide par des masses ajoutées.

Dans ces modèles, l'effet du fluide non compressible peut être simplement pris en compte par l'ajout des masses fictives sans rigidité appropriées à chaque nœud de contact structure-fluide.

La pression hydrodynamique est supposée nulle au niveau de la surface libre (pas de ballotement) et dans tout le domaine loin de l'interface fluide-réservoir.

Westergaard a été le premier à introduire le concept de masses ajoutées pour les barrages. Il a proposé de représenter le volume d'eau par un tronçon de parabole. Les hypothèses sur lesquelles repose cette méthode sont:

- Le barrage est rigide ;
- La face amont est un plan vertical ;
- Le liquide est incompressible ;
- Le réservoir est étendu à l'infini dans la direction amont.

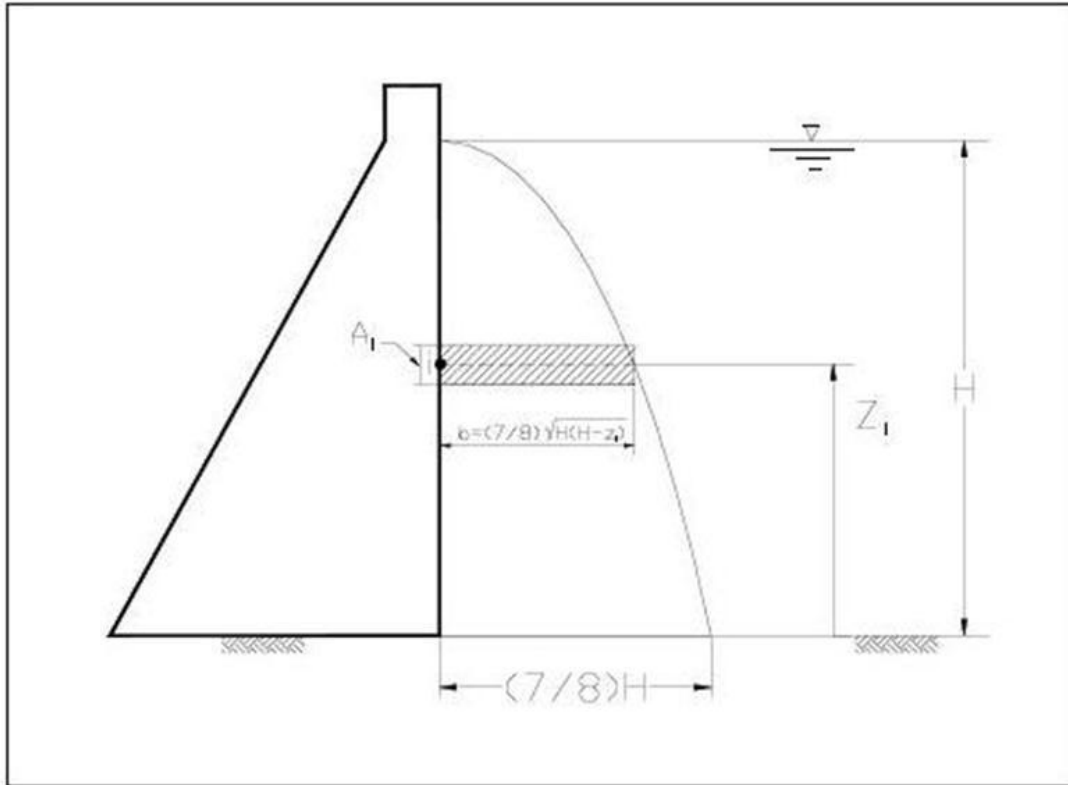


Figure 5. Représentation de la masse-ajoutée de Westergaard.

Westergaard a présenté une équation approximative pour la distribution parabolique des forces hydrostatiques pour un barrage rigide :

$$P_W = \frac{7}{8} \rho_W \sqrt{H(H - Z_i)} \ddot{U}_g \quad [21]$$

La masse oscillant avec le barrage représentant l'effet hydrodynamique de l'eau sur le barrage avec un parement amont approximativement vertical se calcule en fonction de la hauteur h selon l'équation de Westergaard.

Les valeurs des masses ajoutées aux nœuds de contact fluide-structure sont obtenues en utilisant l'expression suivante :

$$M_i = \frac{7}{8} \rho_W \sqrt{H(H - Z_i)} A_i \quad [22]$$

Avec :

\ddot{U} : Accélération de sol ;

P_W : pression hydrodynamique sur la face amont à la cote z à partir de la base ;

ρ_W : Masse volumique du fluide ;

H : Niveau d'eau du réservoir ;

Z: Cote de la partie immergée de la face amont ;

M_i : Masse ajoutée ;

A_i : Surface afférente du nœud i.

La description précédente de la masse ajoutée de Westergaard est applicable seulement dans le cas des barrages ou la longueur tend vers l'infini. [31]

L'application de la méthode de Westergaard pour le cas des réservoirs a été faite en variant la largeur de ce dernier. (Figure 6)

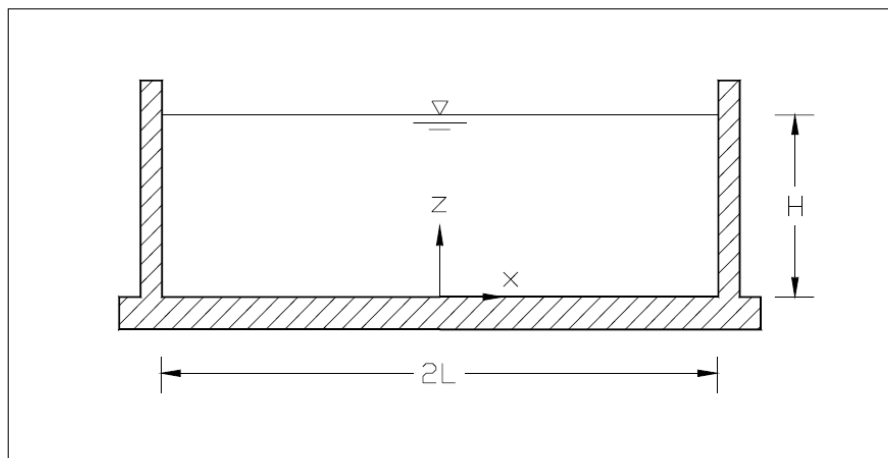


Figure 6. Dimensions du réservoir

Une étude a montré, en comparant la distribution des pressions hydrodynamiques donné par Westergaard et l'équation (23) pour un réservoir posé sur le sol de largeur $2L$ rempli d'eau jusqu'à une hauteur H , que les deux distributions sont différentes. [31]

$$P(L, y, z, t) = \frac{2\rho_w}{H} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{(-1)^i}{\lambda_i^2} \tanh(\lambda_i L) \cos(\lambda_i z) \ddot{U}x(t) \quad [23]$$

Avec :

ρ_w : Masse volumique de l'eau

$$\lambda_i = \frac{(2i-1)\pi}{2L}$$

Cette différence augmente avec l'augmentation du rapport $H/2L$. Par conséquent l'application de la méthode de Westergaard pour le cas des réservoirs ne converge que lorsque L se rapproche de l'infini (cas d'un barrage ou pour le cas d'un réservoir très long.) (voir figure 7). [31].

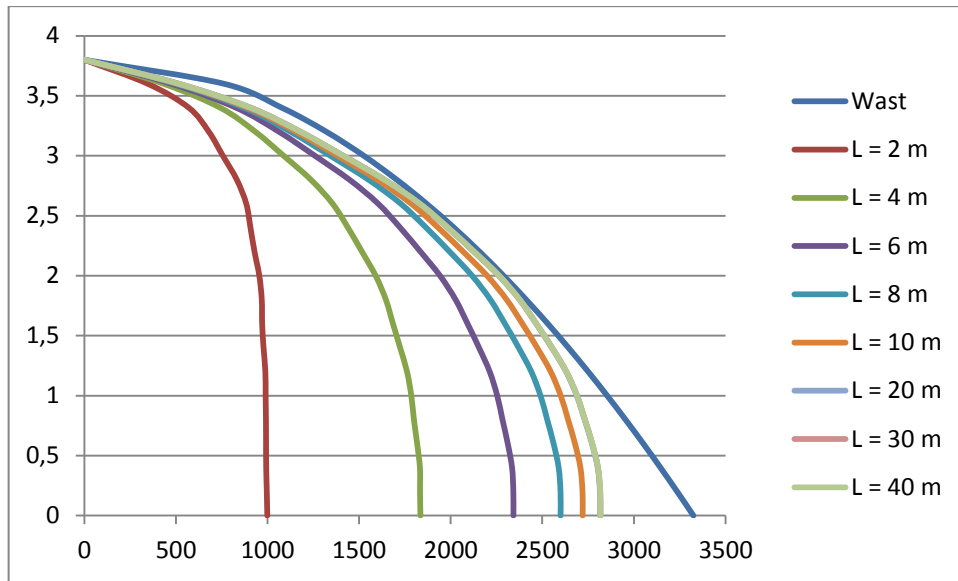


Figure 7. Comparaison des pressions hydrodynamiques par la variation du rapport $(H/2L)$

Pour notre cas d'étude, cette pression est transformée en masse en la multipliant par la surface afférente A_i selon l'expression suivante :

$$M_{a,i} = P(L, y, z, t)A_i \quad [24]$$

Ou :

A_i : surface afférente ;

2.2.2 Modèle de Housner

Le modèle de Housner (1963) a été adopté pour l'analyse dynamique des réservoirs contenant des liquides avec la prise en compte du ballonnement de la surface libre.

Les pressions hydrodynamiques induites par excitation sismique à la base sont séparées en deux parties : impulsives et convectives. Ces dernières sont représentées sous forme de masses ajoutées localisées.

La masse impulsive est supposée reliée rigidement à la paroi du réservoir et la masse ajoutée convective quant à elle est supposée reliée à la paroi du réservoir à l'aide de ressorts flexibles pour simuler l'effet du ballonnement. [17, 31]

Le modèle mécanique de HOUSNER est illustré par la figure suivante :

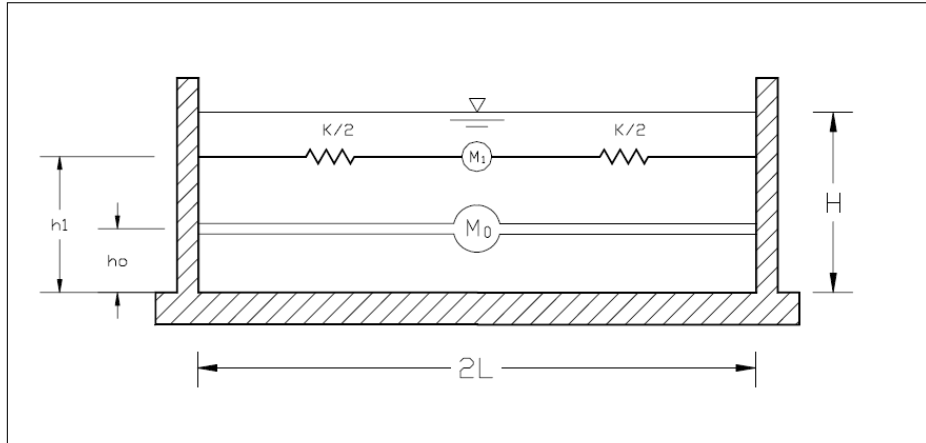


Figure 8. Modèle de Housner

Pour $\alpha = 1.33$ et $\beta = 2.0$ on a :

$$M_0 = M \frac{\tanh \frac{1.7L}{h}}{\frac{1.7L}{h}} \quad [25]$$

$$M_1 = M \frac{0.83 \tanh \frac{1.6h}{L}}{\frac{1.6h}{L}} \quad [26]$$

$$K_1 = 3M_1^2 \frac{gh}{ML^2} \quad [27]$$

$$h_0 = \frac{3}{8} h \left\{ 1 + \alpha \left[\frac{M}{M_1} \left(\frac{L^2}{h^2} \right) - 1 \right] \right\} \quad [28]$$

$$h_1 = h \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{M}{M_1} \right) \left(\frac{L^2}{h^2} \right) - 0.63\beta \frac{L}{h} \sqrt{0.28 \left(\frac{(ML)^2}{(hM_1)^2} \right) - 1} \right] \quad [29]$$

Avec :

M : masse totale du fluide ;

L : largeur du récipient ;

g : Accélération gravitationnelle ;

h_0 : Localisation de la masse impulsive ;

h_1 : Localisation de la masse convective ;

Si les forces hydrostatiques du fluide ne s'exercent que sur les parois verticales du réservoir (pas sur le fond) alors les hauteurs h_0 et h_1 peuvent être déterminées en prenant $\alpha = 0$ et $\beta = 1$, on retrouve les expressions suivantes :

$$h_0 = \frac{3}{8}h \quad [30]$$

$$h_1 = h \left[1 - \frac{\cosh\left(1.84\frac{h}{L}\right) - 1}{\left(1.84\frac{h}{L}\right) \sinh\left(1.84\frac{h}{L}\right)} \right] \quad [31]$$

2.3 Logiciels de calcul

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF) permettant le calcul automatique de structures diverses. L'ingénieur pourrait donc ignorer le principe de la MEF, il lui suffirait de savoir utiliser les programmes de calcul et de connaître les réglages en vigueur. Seulement, cet utilisateur serait incapable de se rendre compte de la correction et de l'interprétation des résultats donnés par l'ordinateur.

Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'élément, une fonction (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être

dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équations algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de chaque élément.

Dans notre étude, on utilisera deux logiciels de calcul : SAP2000 et ABAQUS

2.3.1 Description de SAP2000 :

SAP2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et en charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calculs et des rapports explicatifs.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

2.3.2 Description d'ABAQUS :

Fondé en 1978, ABAQUS, est l'un des premiers fournisseurs mondiaux de logiciels et services pour l'analyse par éléments finis. La gamme de logiciels d'ABAQUS est particulièrement réputée pour sa technologie, sa qualité et sa fiabilité. Elle s'est imposée comme partie intégrante des processus de conception de sociétés de renommées mondiale dans tous les secteurs industriels. ABAQUS offre les meilleures solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, statiques et dynamiques, ... etc.

2.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons illustré quelques méthodes de prise en compte de l'interaction fluide-structure. À ce sujet, deux approches ont été développées, l'une reposant sur la formulation (u, p) et l'autre sur le concept de masses ajoutées dans lequel deux modèles ont été proposés. Le premier est inspiré de la méthode de Westergaard où la pression exercée par le fluide sur les parois du réservoir est transformée en masses ajoutées en la multipliant par la surface afférente sans la prise en compte du ballonnement. Le deuxième repose sur le principe de Housner où le fluide est remplacé cette fois-ci par deux masses (convective et impulsive) avec la prise en compte du ballonnement à la surface libre.

CHAPITRE 3

APPLICATION AU CAS D'UN RESERVOIR

RECTANGULAIRE SANS LA PRISE EN

COMPTE DU BALLOTTEMENT

3.1 Introduction

Afin de prévoir et de comprendre le comportement dynamique d'une structure donnée, on doit connaître ses paramètres modaux : les fréquences et les modes propres. Leurs déterminations pour des systèmes physiques de grandes dimensions, telles que les barrages, les réservoirs de stockages et les structures offshore, nécessite la considération des effets d'interaction fluide-structure et dans quelques circonstances, la compressibilité de l'eau. Ces effets peuvent introduire des modifications substantielles dans les caractéristiques modales de la structure.

Dans ce présent chapitre, on va s'intéresser à l'étude de la réponse dynamique d'un réservoir rectangulaire en 2D modélisé en élasticité plane

(déformation plane) sans la prise en compte du ballottement de la surface libre.

En premier lieu on va étudier les périodes de vibration du réservoir puis on passera à la détermination de la réponse sismique du système en termes de déplacement, d'accélération et de l'effort tranchant à la base en utilisant un accélérogramme. Dans ce qui suit, nous allons présenter deux modèles. Pour le premier l'IFS est prise en compte en utilisant la formulation (u, p) , pour le deuxième on utilisera le concept de masses ajoutées.

3.2 Présentation des deux modèles

3.2.1 Présentation du modèle 1

Dans ce premier modèle l'IFS est prise en compte en utilisant la formulation (u, p) , la modélisation du système fluide-structure est réalisée avec le logiciel d'éléments finis « ABAQUS ». Le réservoir est de forme rectangulaire de hauteur H_s de largeur L_s et d'épaisseur e_s est discrétisé en un nombre $N_{esx}=4$ éléments Q_4 selon l'épaisseur et $N_{esy}=40$ éléments selon la hauteur. Chaque élément contient quatre nœuds ayant deux degrés de liberté par nœuds qui représentent les composantes horizontales et verticales du champ de déplacement.

Le domaine liquide de hauteur H_f est discrétisé en un nombre n_{ef} éléments Q_4 à un seul degré de liberté par nœud représentant la pression, le maillage est disposé en $n_{efx}=40$ sur la largeur et $n_{efy}=38$ sur la hauteur.

La géométrie du système ainsi que le maillage du modèle d'éléments finis sont représentés dans les deux figures suivantes:

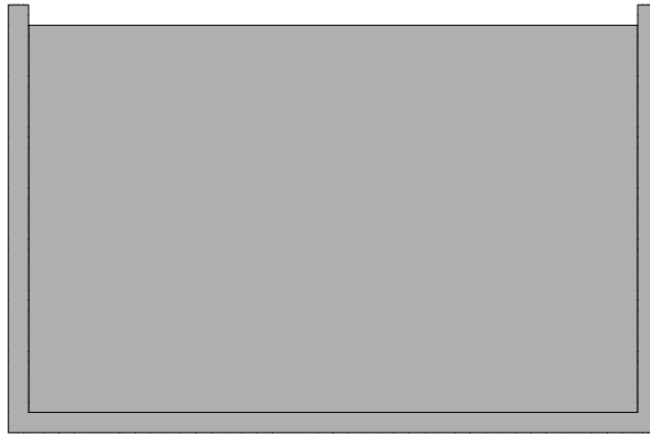


Figure 9. Géométrie du modèle 1

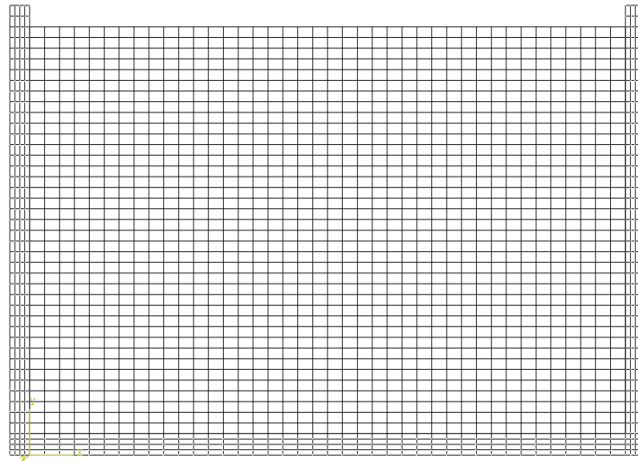


Figure 10. Maillage du modèle 1

3.2.2 Présentation du modèle 2 :

Dans ce deuxième modèle l'approche utilisée pour la modélisation de l'IFS est assurée en remplaçant le fluide par des masses ajoutées selon la formule donnée par l'équation (24).

Le maillage ainsi que la représentation du deuxième modèle avec ABAQUS sont représentés dans les figures suivantes :

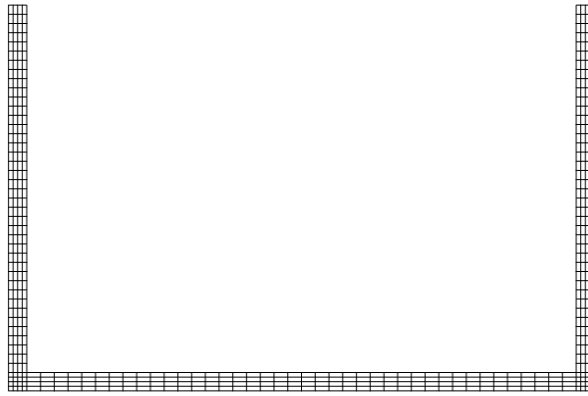


Figure 11. Maillage du modèle 2

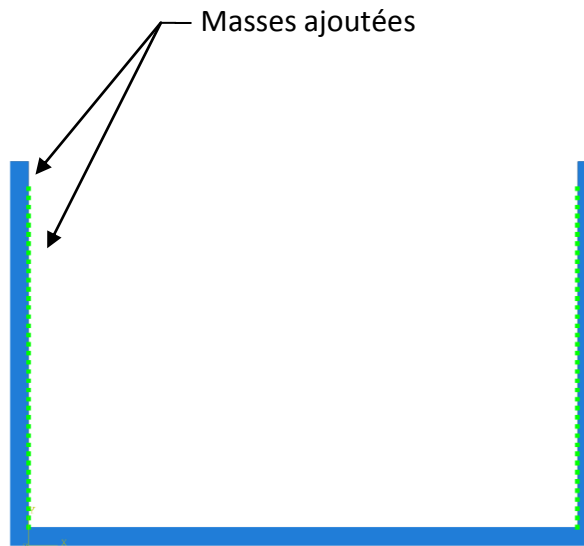


Figure 12. Représentation du modèle 2

3.2.3 Caractéristiques mécaniques et géométriques

Les caractéristiques mécaniques et géométriques du réservoir et du liquide sont prises comme suit :

Tableau 3. Caractéristiques mécaniques

Matériaux		
Réservoir	Masse volumique (ρ_r) (Kg/m ³)	2.5 10 ³
	Module de Young(E_r) (Pa)	3.2 10 ¹⁰
	Coefficient de Poisson (ν_r)	0.2
	Amortissement critique (ξ_r) (%)	5
Liquide	masse volumique (ρ_r) (Kg/m ³)	1.0 10 ³
	Module de compressibilité(K_0) (Pa)	2.073 10 ⁹

Tableau 4. Caractéristiques géométriques

Géométrie		
Réservoir	Hauteur (Hs) (m)	4
	Largeur(Ls) (m)	6
	Epaisseur(es)(m)	0.02
Liquide	Hauteur(HL) (m)	Variable
		(0,25H _r , 0,50H _r , 0,75H _r , 0,95H _r)

3.3 Analyse des vibrations libres

Pour la validation du modèle de masses ajoutées proposé dans ce présent travail, les périodes de vibrations sont calculées par les deux modèles (formulation (u, p) et masses ajoutées) pour des hauteurs de remplissage différentes en utilisant le code de calcul par éléments finis ABAQUS.

Ces masses sont calculées a partir d'un programme Matlab et les valeurs obtenues pour les différentes hauteurs de remplissage sont les suivantes :

Tableau 5. Valeurs des masses ajoutées pour une hauteur de remplissage de 0.25H_r

Z _f (m)	M _f (N)
0	0
0,1	23,02
0,2	35,99
0,3	46,79
0,4	54,49
0,5	61,16
0,6	65,83
0,7	69,76
0,8	72,11
0,9	73,83
1	37,07

Tableau 6. Valeurs des masses ajoutées pour une hauteur de remplissage de 0.50Hr

Z_f (m)	M_f (N)	Z_f (m)	M_f (N)
0	0	1,1	125,14
0,1	25,70	1,2	129,34
0,2	45,61	1,3	133,44
0,3	59,50	1,4	136,97
0,4	71,05	1,5	139,50
0,5	82,30	1,6	141,50
0,6	92,29	1,7	143,42
0,7	100,28	1,8	144,84
0,8	107,30	1,9	145,36
0,9	114,17	2	72,70
1	120,29		

Tableau 7. Valeurs des masses ajoutées pour une hauteur de remplissage de 0.75Hr

Z_f (m)	M_f (N)	Z_f (m)	M_f (N)	Z_f (m)	M_f (N)
0	0	1,1	145,37	2,2	193,68
0,1	25,54	1,2	151,65	2,3	195,52
0,2	48,04	1,3	157,91	2,4	197,21
0,3	65,94	1,4	163,92	2,5	198,93
0,4	79,70	1,5	169,25	2,6	200,51
0,5	91,06	1,6	173,71	2,7	201,64
0,6	101,69	1,7	177,57	2,8	202,19
0,7	112,24	1,8	181,22	2,9	202,29
0,8	122,32	1,9	184,88	3	101,15
0,9	131,25	2	188,38		
1	138,79	2,1	191,36		

Tableau 8. Valeurs des masses ajoutées pour une hauteur de remplissage de 0.95Hr

Z_f (m)	M_f (N)	Z_f (m)	M_f (N)	Z_f (m)	M_f (N)	Z_f (m)	M_f (N)
0	0	1,1	153,14	2,2	209,19	3,3	232,49
0,1	24,83	1,2	160,43	2,3	212,30	3,4	233,49
0,2	47,67	1,3	166,74	2,4	215,46	3,5	234,06
0,3	67,15	1,4	172,45	2,5	218,53	3,6	234,20
0,4	82,93	1,5	177,98	2,6	221,30	3,7	234,23
0,5	95,58	1,6	183,52	2,7	223,59	3,8	117,12
0,6	106,27	1,7	189,00	2,8	225,39		
0,7	116,13	1,8	194,17	2,9	226,88		
0,8	125,84	1,9	198,75	3	228,26		
0,9	135,50	2	202,69	3,1	229,69		
1	144,75	2,1	206,06	3,2	231,16		

3.3.1 Influence de la hauteur de remplissage

Pour l'étude de l'influence du taux de remplissage du réservoir sur les périodes propres de la structure, on détermine cette dernière pour le réservoir vide puis pour des taux de remplissage de 0.25H, 0.5H, 0.75H, et enfin pour une hauteur de remplissage de 0.95H et ce pour les deux modèles.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 9. Périodes propres en fonction de la hauteur de remplissage (sans ballotement)

Périodes	Modèle 1					Modèle 2			
	vide	0,25H _r	0,50H _r	0,75H _r	0,95H _r	0,25H _r	0,50H _r	0,75H _r	0,95H _r
1	0,1479	0,1479	0,1513	0,1795	0,2414	0,1474	0,1523	0,1846	0,2448
2	0,1476	0,1475	0,1512	0,1769	0,2285	0,1474	0,1523	0,1846	0,2448
3	0,0238	0,0241	0,0303	0,0378	0,041	0,0242	0,0312	0,0383	0,0444
4	0,0238	0,0241	0,0301	0,0365	0,0385	0,0244	0,0312	0,0383	0,0444
5	0,0086	0,0092	0,0113	0,0125	0,013	0,0093	0,0115	0,0148	0,0168
6	0,0086	0,0092	0,0111	0,0122	0,0127	0,0093	0,0115	0,0148	0,0168

De l'analyse de ces résultats on déduit :

- ✓ Les périodes propres obtenues par les deux modèles étudiés sont presque identiques.

- ✓ La période de vibration est proportionnelle aux taux de remplissage du réservoir ce qui permet la validation de notre modèle de masses ajoutées.
- ✓ A partir d'une hauteur de remplissage supérieur à 50% (0.50H), on obtient un allongement prolongé des périodes propres du système couplé par rapport à celles du réservoir vide.
- ✓ L'influence du taux de remplissage est quasiment négligeable pour une hauteur du liquide inférieur à 25% (0.25H) par rapport aux résultats du réservoir vide.

Les figures suivantes montrent les quatre premiers modes obtenus par ABAQUS pour un réservoir vide ainsi que pour les deux modèles.

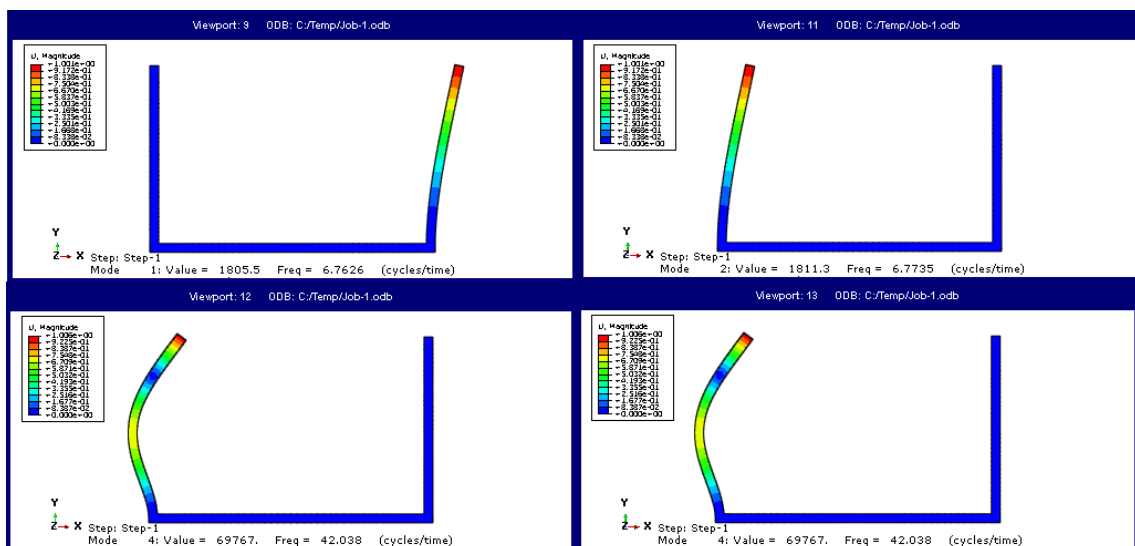


Figure 13. Les quatre premiers modes du réservoir vide

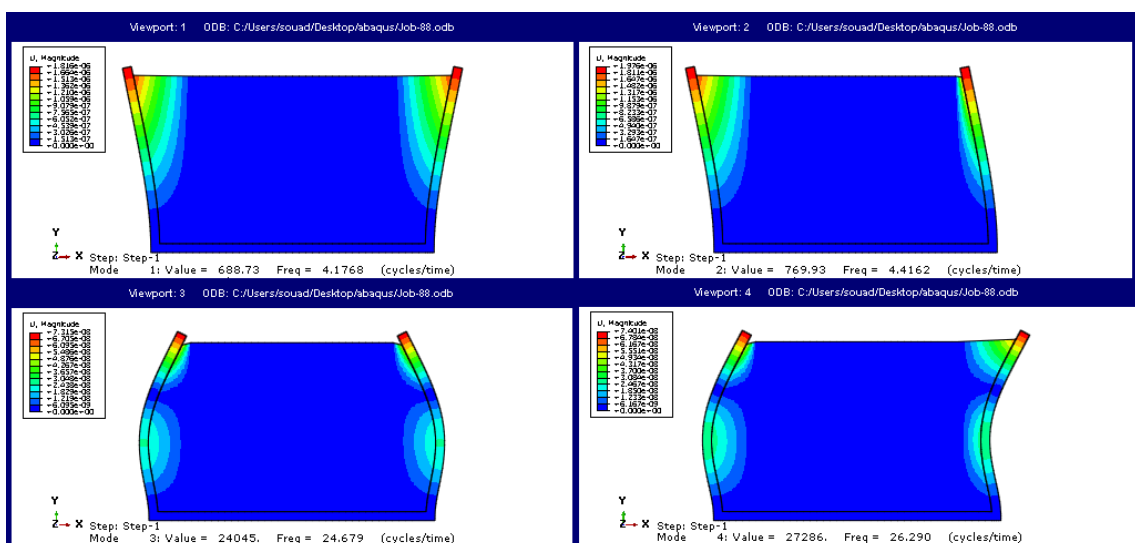


Figure 14. Les quatre premiers modes du réservoir avec IFS (0.95H_r) (modèle1)

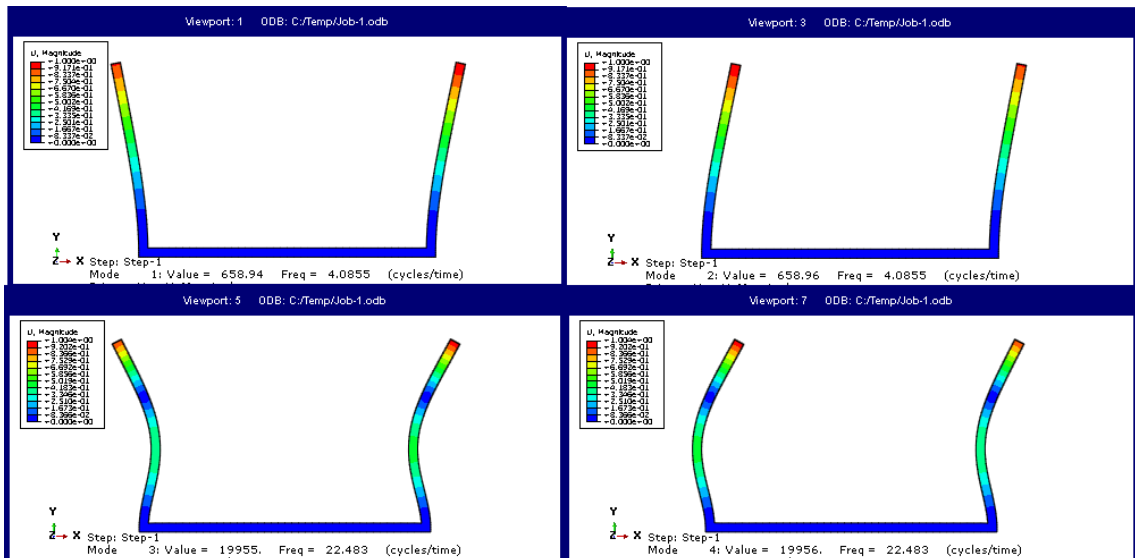


Figure 15. Les quatre premiers modes du réservoir avec IFS ($0.95H_r$) (modèle 2)

3.3.2 Influence de l'interaction sol-structure

L'interaction sol-structure traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). Cette interaction est bien entendu plus ou moins importante suivant la nature du sol, les caractéristiques de l'ouvrage et son mode de fondation. [21, 22]

Le couplage sol-structure est assuré par la continuité des déplacements aux nœuds de contact entre les deux domaines selon la description présentée dans la référence. [27, 34]

Le maillage du système considéré ainsi que les caractéristiques des différents sols utilisés sont illustrés ci-dessous

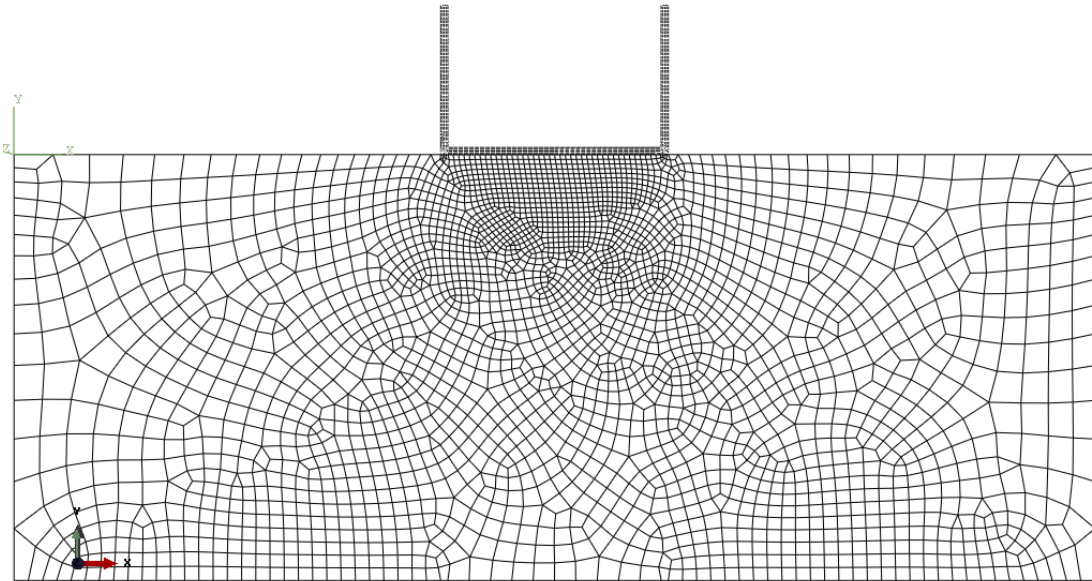


Figure 16. Maillage du système considéré (ISS)

Tableau 10. Caractéristiques des différentes catégories de site

Sites	Description	Vitesse (m/s)	E (MPa)	ν
S1	Rocheux	≥ 800	2800	0.41
S2	Ferme	≥ 400	830	0.44
S3	Meuble	≥ 200	300	0.4
S4	Très meuble	≥ 100	127	0.37

Pour déterminer l'influence de l'ISS sur les périodes propres de vibration libre, on effectue une étude sur plusieurs types de sols (rocheux, ferme, meuble, très meuble). Les résultats obtenus sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 11. Périodes propres en fonction des types de sols (sans ballotement)

Périodes	Sans ISS	S1	S2	S3	S4
1	0,2448	0.2610	0.2780	0.3005	0.3300
2	0,2448	0.2604	0.2757	0.2944	0.3157
3	0,0444	0.0489	0.0759	0.1244	0.1885
4	0,0444	0.0473	0.0687	0.1160	0.1802
5	0,0168	0.0400	0.0681	0.1136	0.1749
6	0,0168	0.0379	0.0630	0.1046	0.1604

De l'analyse de ces résultats, on remarque :

- ✓ La prise en compte de l'interaction sol-structure provoque un allongement des périodes propres de vibration de la structure de plus en plus que le sol est déformable.

3.4 Analyse de la réponse sismique :

La prévision du comportement dynamique des structures de grandes dimensions telles que les réservoirs, est équivalente à l'analyse sismique. L'aspect aléatoire des séismes, dû en partie à la méconnaissance des phénomènes physiques et mécaniques, traduit également de multiples aléas : lieu et date d'occurrence, intensité et magnitude, durée, amplitude et fréquence des signaux (déplacement, vitesse et accélération) avec les dépendances éventuelles des variables. En dynamique des structures, les déplacements du système physique correspondent à des accélérations qui traduisent des forces d'inertie, opposées à ces mêmes accélérations.

La détermination de la réponse sismique revient à résoudre un système d'équations différentielles de second ordre obtenu par la discrétisation des formes intégrales.

Pour la résolution de ce système on peut citer trois méthodes :

- Méthode de superposition modale pour les systèmes à comportement linéaires et amortissement classique ;
- Méthode d'intégration directe pas à pas ;
- Méthode de calcul par un spectre de réponse

Dans cette deuxième partie de notre travail, on s'intéressera au calcul de la réponse sismique du réservoir en utilisant le modèle de masses ajoutées (modèle 2).

Il est à souligner que la détermination de la réponse sismique en utilisant la formulation (u, p) n'est pas présentée ici puisque aucune technique de prise en compte du terme $\rho_L Q^T$ de l'équation (18) par le logiciel ABAQUS n'est pas à notre disposition.

3.5 Excitation sismique considérée

L'excitation dynamique utilisée dans cette étude est l'enregistrement de la composante horizontale du séisme d'Impérial Valley du 18 Mai 1940, enregistré à la station d'el Centro.

La figure (17) représente les dix premières secondes de cet accélérogramme.

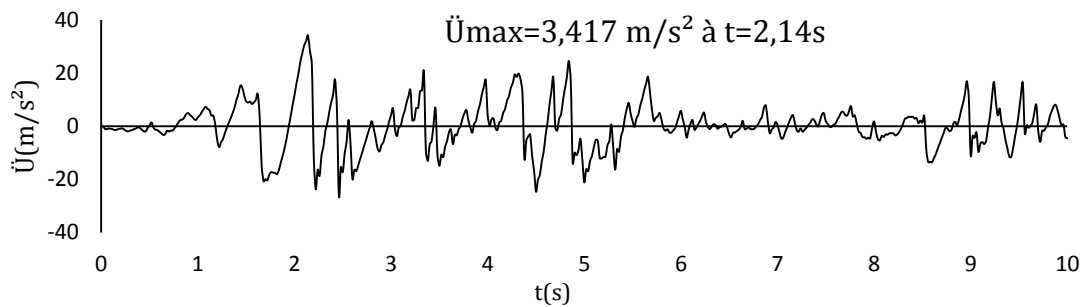


Figure 17. L'accélération sismique considérée dans l'étude « El Centro »

Dans cette analyse on s'intéressera à un nœud de contrôle situé au sommet du réservoir comme le montre la figure suivante :

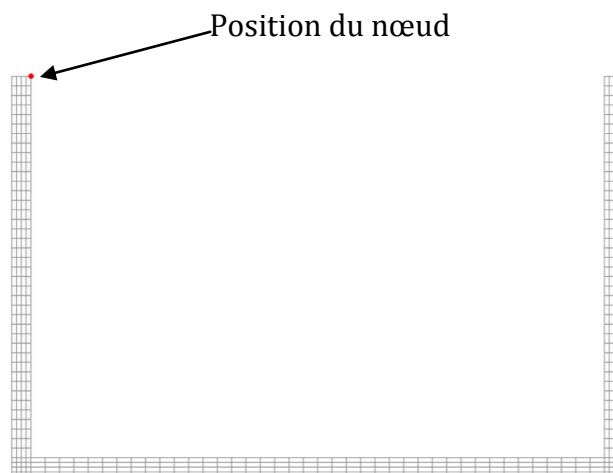


Figure 18. Position du nœud de contrôle

3.6 Analyse et résultats :

Afin de déterminer les déplacements, les accélérations et l'effort tranchant à la base du réservoir, on va appliquer l'accélérogramme.

Les figures suivantes montrent la variation dans le temps de la réponse sismique du réservoir vide puis du système couplé avec IFS.

3.6.1 Réponse sismique du réservoir vide :

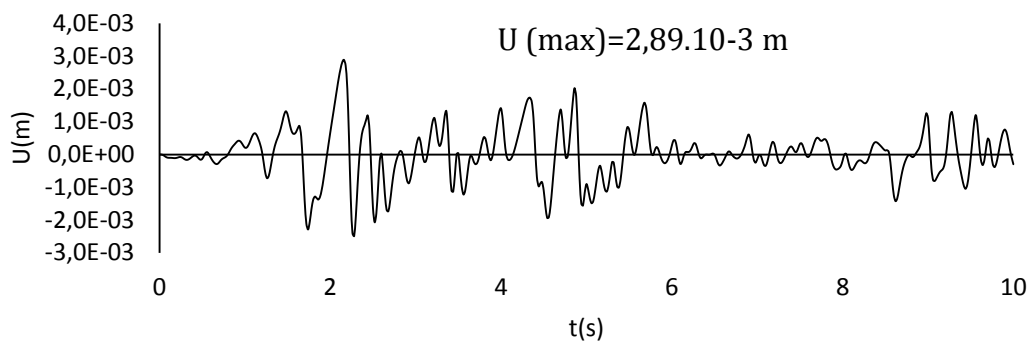


Figure 19. Déplacement du nœud du réservoir vide

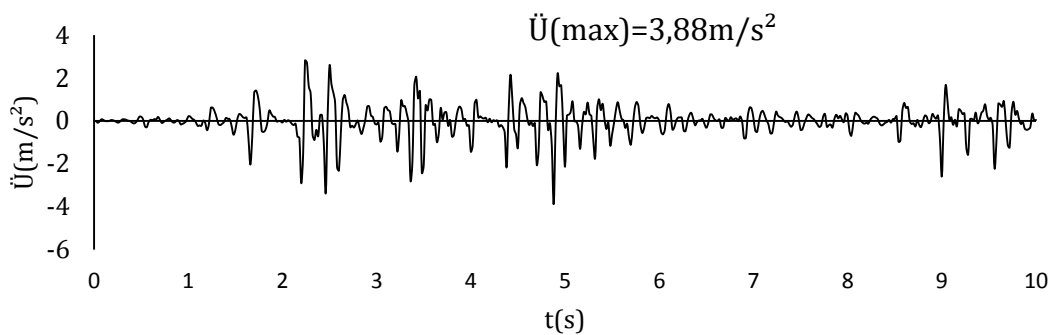


Figure 20. Accélération du nœud du réservoir vide

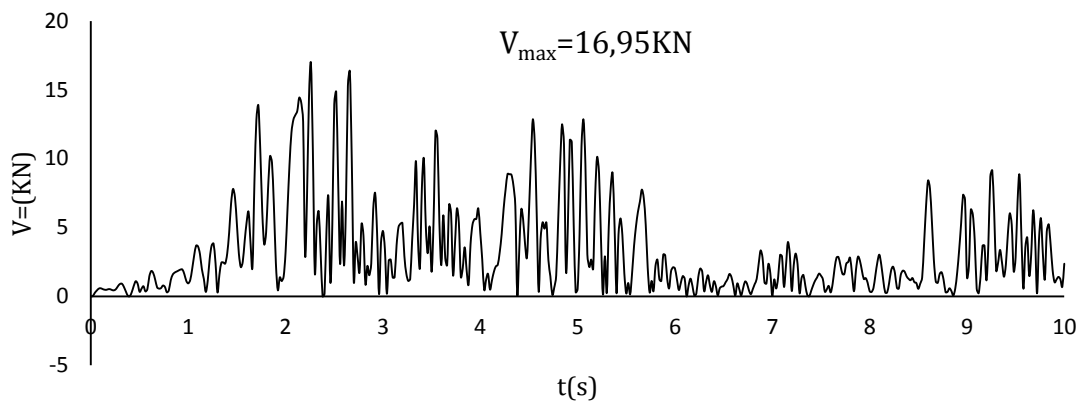


Figure 21. Effort tranchant à la base du réservoir vide

3.6.2 Reponse du système avec IFS :

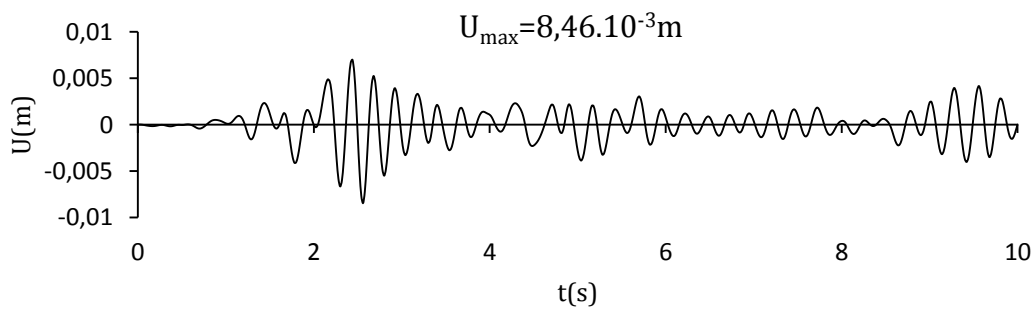


Figure 22. Déplacement du nœud avec IFS

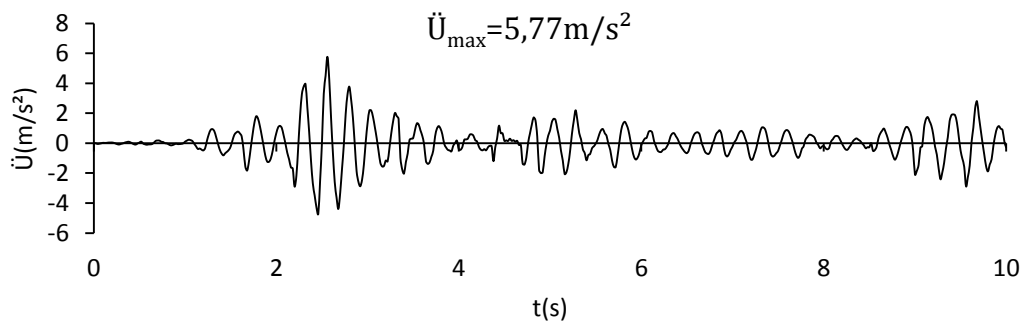


Figure 23. Accélération du nœud avec IFS

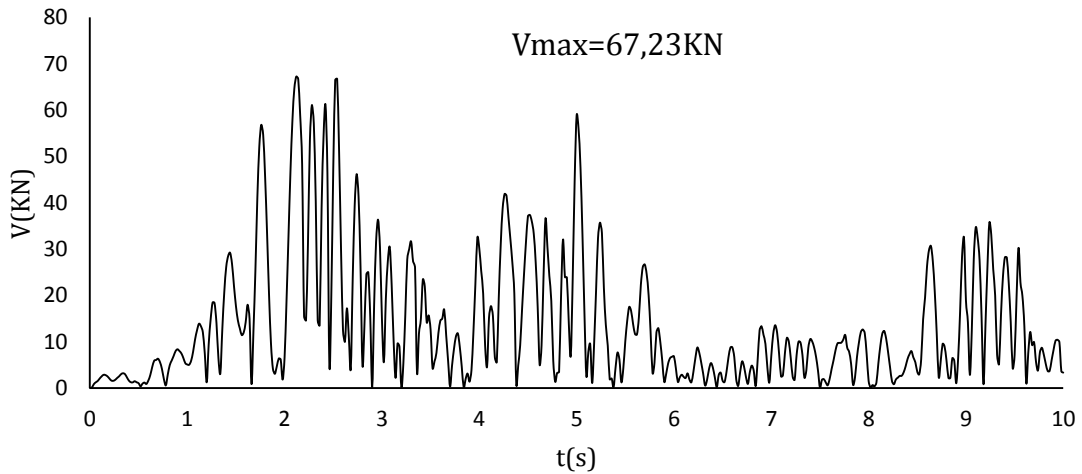


Figure 24. Effort tranchant à la base du réservoir

On remarque que :

- ✓ Le déplacement maximal du nœud n_c du réservoir vide $U_{\max} = 2,89$ (mm) est atteint à $t = 2,16$ (s) alors que pour le même nœud en présence du fluide $U_{\max} = 8,56$ (mm) à $t = 2,55$ (s) ce qui implique que la prise en compte des effets de l'IFS donne des déplacements plus importants.
- ✓ L'accélération maximale du nœud n_c du réservoir vide $\ddot{U}_{\max} = 3,88$ (m/s^2) est atteinte à $t = 4,88$ (s) alors que pour le même nœud en présence du fluide $\ddot{U}_{\max} = 5,77$ (m/s^2) à $t = 2,56$ (s), ce qui implique que la prise en compte des effets de l'IFS donne des accélérations plus importantes.

3.7 Conclusion

Cette partie nous a permis de valider les modèles proposés auparavant (chapitre 2) et de constater en faisant varier la hauteur de remplissage que cette dernière a une influence non négligeable sur les périodes de vibration libre, que la prise en compte de l'interaction sol-structure allonge considérablement les périodes et que la présence du fluide augmente la réponse sismique (déplacement et accélération) du réservoir.

CHAPITRE 4

APPLICATION AU CAS D'UN RESERVOIR

RECTANGULAIRE AVEC LA PRISE EN

COMPTE DU BALLOTTEMENT

4.1 Introduction

Sous l'influence de charges extérieures, on observe dans un réservoir partiellement rempli de liquide, l'apparition de fluctuations à la surface libre. L'amplitude de ce mouvement appelé aussi ballottement dépend en général de l'excitation extérieure, du niveau et des propriétés physiques du liquide ainsi que de la géométrie du réservoir. Ce mouvement des particules fluides à la surface libre reflète le mouvement du domaine fluide en sa globalité.

A la phase de conception d'un réservoir, la prévention de sa stabilité et sa résistance sont des préoccupations d'importance capitale. Le ballottement de liquide est associé à diverses applications pratiques et problèmes d'ingénierie, tels que : le comportement des réservoirs de stockage de

liquides sur les ponts des navires, le mouvement du combustible liquide dans les avions en vol, la réponse sous l'effet de tremblements de terre des grands réservoirs de stockage de liquide, etc.

Le mouvement de la surface libre cause d'importantes charges sur la structure solide si la période du mouvement du réservoir est proche de la période naturelle du fluide dans le réservoir. Le ballotement du liquide peut être une cause directe à des instabilités inacceptables et même la rupture fatale du système entier.

La figure suivante présente un aperçu des différents types de ballotement pouvant avoir lieu dans un réservoir de liquide. [13]

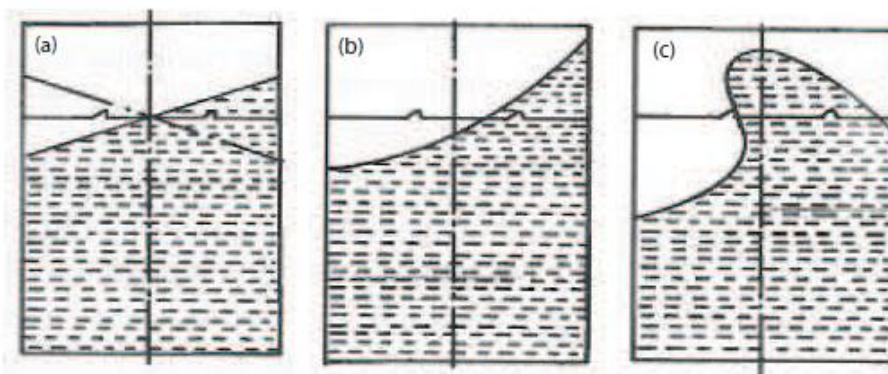


Figure 25. (a) ballotement linéaire- (b) ballotement faiblement non-linéaire- (c) ballotement fortement non linéaire

Dans ce présent chapitre, nous allons nous intéresser à l'étude des vibrations libres ainsi que de la réponse sismique d'un réservoir de stockage avec la prise en compte de l'interaction fluide structure et du ballotement à la surface libre et ce par le modèle de Housner.

4.2 Présentation du système étudié

Comme pour le cas précédent (chapitre3), on va s'intéresser au cas d'un réservoir rectangulaire de hauteur H_s de largeur L_s et d'épaisseur e_s est discrétisée en un nombre $N_{ex}=4$ éléments Q_4 selon l'épaisseur et $N_{ey}=40$ éléments selon la hauteur. Chaque élément contient quatre nœuds ayant deux degrés de liberté par nœuds qui représentent les composantes horizontales et verticales du champ de déplacement.

Pour voir l'influence des fluctuations à la surface libre du réservoir sur les périodes propres de vibration, le fluide est remplacé par deux masses impulsive (m_0) et convective (m_1) selon le modèle de Housner. (Voir figure 26)

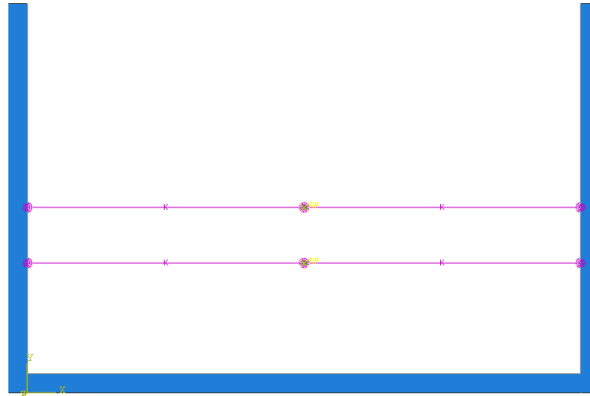


Figure 26. Modèle étudié avec ABAQUS

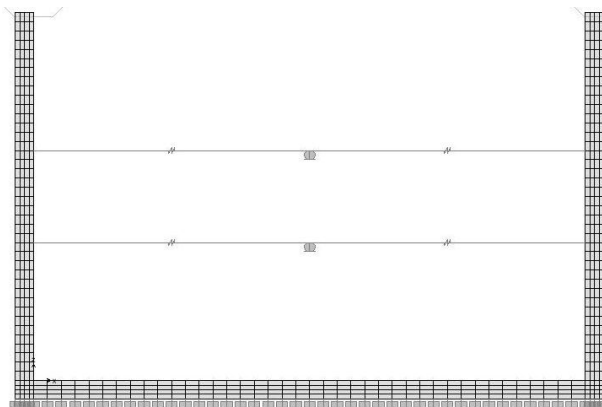


Figure 27. Modèle étudié avec SAP2000

Les caractéristiques m_0 , m_1 , h_0 , h_1 et k_c (chap.2) obtenues en variant la hauteur de remplissage sont illustrées dans le tableau 12.

Tableau 12. Caractéristiques du modèle de Housner en variant la hauteur de remplissage.

	Hauteur de remplissage			
	0,95H	0,75H	0,5H	0,25H
m_0 (t)	1481,7	990,433	464,884	117,638
m_1 (t)	901,875	860,608	735,984	455,600
h_0 (m)	1,425	1,125	0,750	0,375
h_1 (m)	2,458	1,802	1,109	0,515
K_c (KN/m)	2259,4	2057,4	1504,6	576,587

4.3 Analyse des vibrations libres

Il est très intéressant dans certains cas de voir l'influence des fluctuations de la surface libre sur les périodes de vibrations du système.

Les tableaux suivants montrent les six premières périodes obtenues par les logiciels ABAQUS et SAP2000 avec la prise en compte du ballotement à la surface libre.

Pour la validation de ces deux modèles, la première période de ballotement peut être calculée par la formule de Housner [29] suivante :

$$T_{hous} = 2\pi \sqrt{\left[\frac{L_f}{1.58 \tanh(1.58\alpha)g} \right]} \quad [32]$$

Avec :

$$\alpha = \frac{H_F}{L_F}$$

Tableau 13. Périodes propres obtenues avec ABAQUS

Hauteurs de remplissage				
Périodes	0,25H _r	0,50H _r	0,75H _r	0,95H _r
T_{hous}	3,9402	3,0939	2,5666	2,7883
1	3,9648	3,1073	2,9419	2,879
2	0,1434	0,1476	0,144	0,137
3	0,1211	0,1031	0,042	0,0693
4	0,0231	0,0244	0,0272	0,0273
5	0,0194	0,0163	0,013	0,0107
6	0,0084	0,0095	0,0102	0,0092

Tableau 14. Périodes propres obtenues avec SAP2000

Hauteurs de remplissage				
Périodes	0,25H _r	0,50H _r	0,75H _r	0,95H _r
Thou	3,9402	3,0939	2,5666	2,7883
1	3,9492	3,1074	2,8737	2,7883
2	0,1354	0,1355	0,1368	2,8077
3	0,1139	0,0947	0,0774	0,1401
4	0,0220	0,0224	0,0250	0,0279
5	0,0182	0,0149	0,0119	0,0099
6	0,0083	0,0087	0,0093	0,0089

De l'analyse des ces résultats, on remarque :

- ✓ Les valeurs obtenues par ABAQUS sont presque identiques à celles obtenues par SAP2000.
- ✓ La période fondamentale pour chaque cas de hauteur de remplissage est presque identique avec celle calculée avec la formule de Housner.
- ✓ Contrairement au cas d'IFS sans la prise en compte du ballottement, les résultats montrent que les périodes de ballottement diminuent avec l'augmentation de la hauteur de remplissage.

Les figures qui suivent montrent les quatre premiers modes propres obtenus par ABAQUS et SAP2000 du réservoir avec la prise en compte du ballottement.

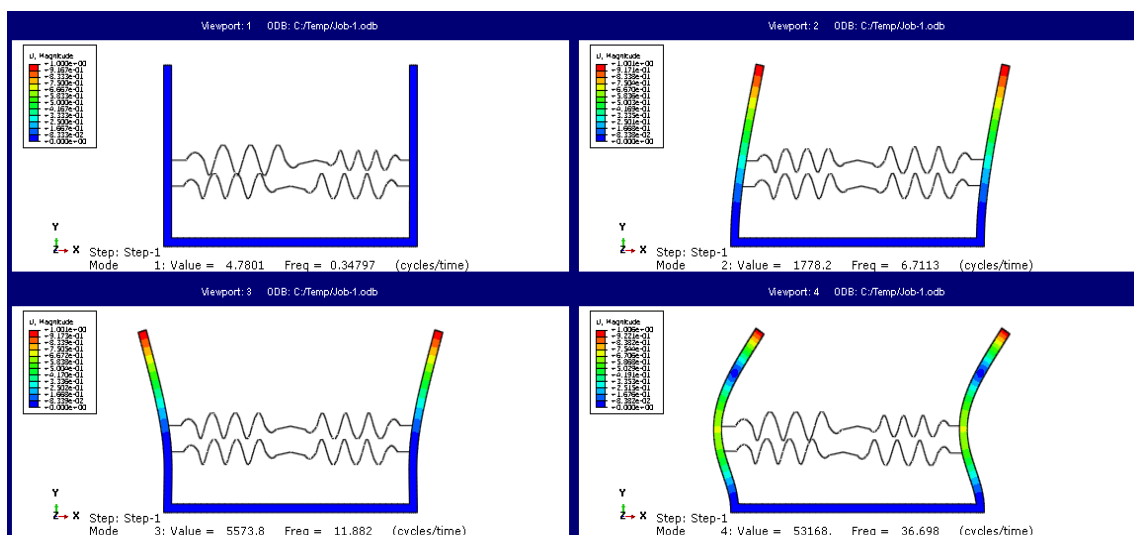


Figure 28. Les quatre premiers modes propres obtenus par ABAQUS (modèle Housner)

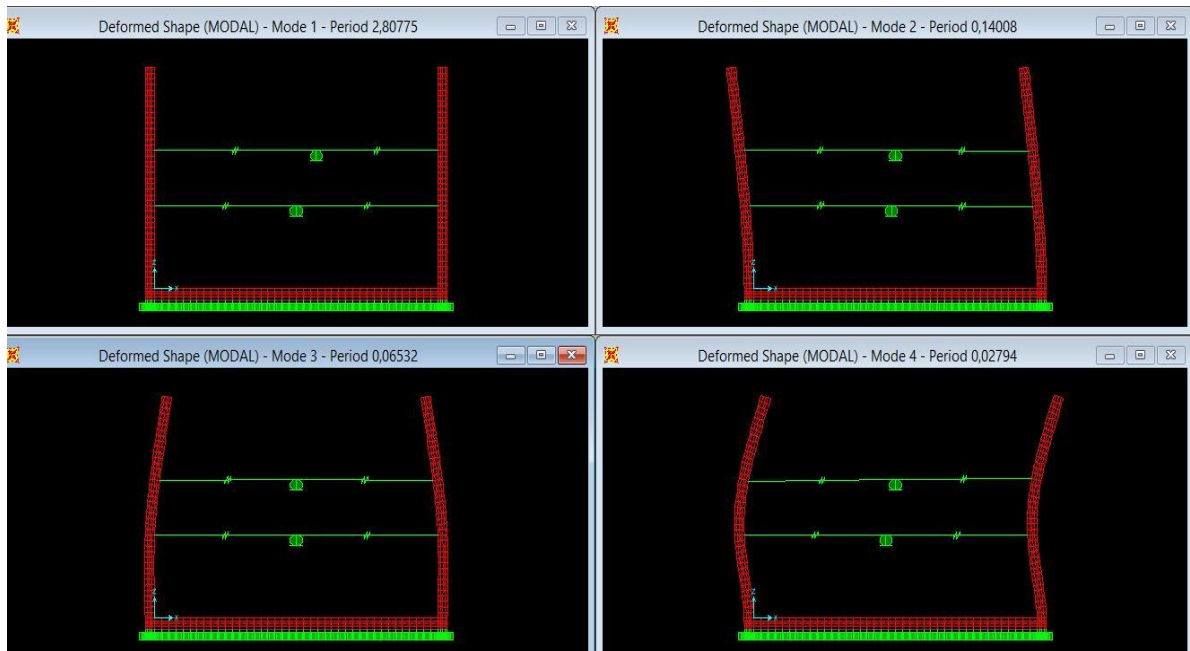


Figure 29. Les quatre premiers modes propres obtenus par SAP2000 (modèle Housner)

4.4 Analyse de la réponse sismique

Les excitations sismiques considérées sont l'accélérogramme déjà présenté dans le chapitre précédent « El Centro » et le spectre de réponse correspondant.

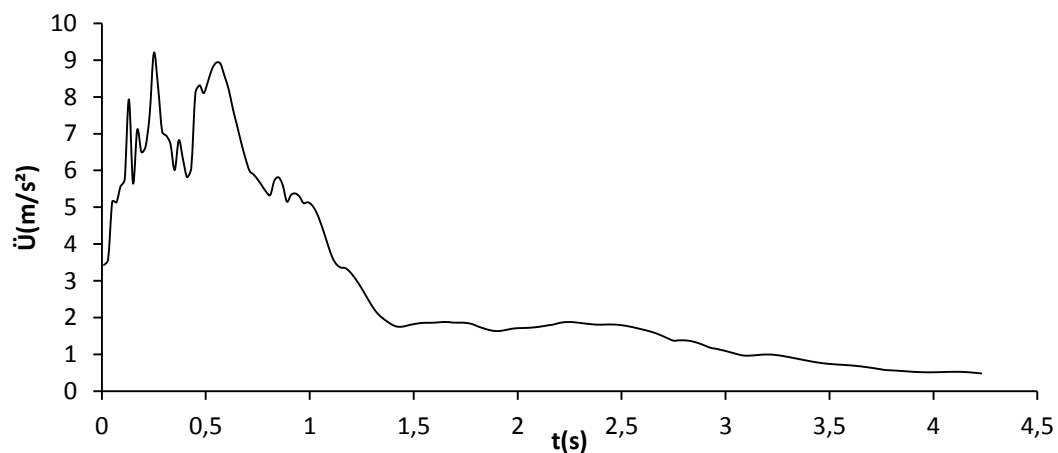


Figure 30. Spectre de réponse « El Centro »

La réponse du système en termes de déplacements, d'accélération et de l'effort tranchant à la base est montrée dans les figures suivantes :

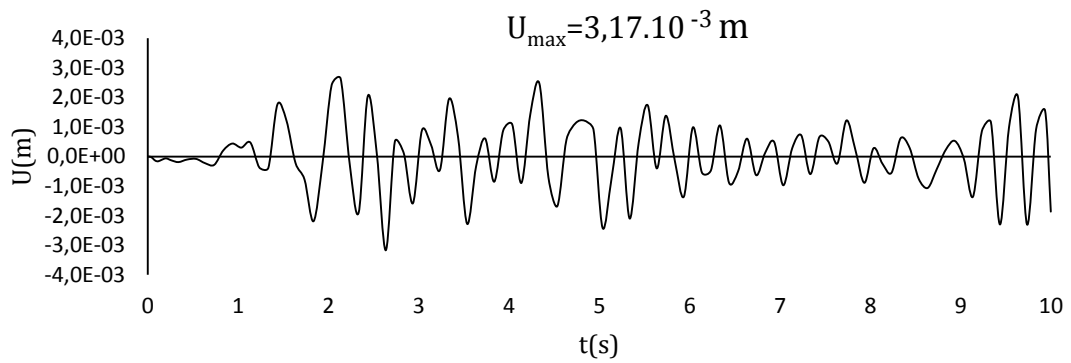


Figure 31. Déplacement du nœud du réservoir avec le modèle Housner

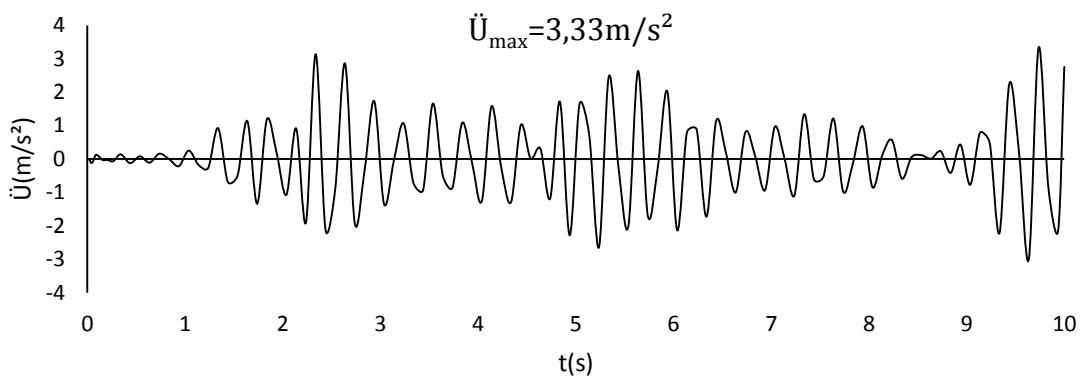


Figure 32. Accélération du nœud du réservoir avec le modèle Housner

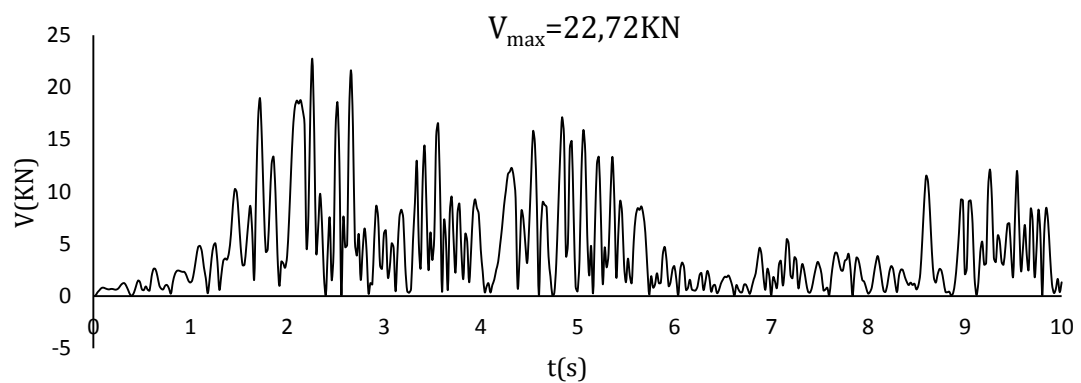


Figure 33. Effort tranchant a la base du réservoir avec le modèle Housner

On remarque que :

- ✓ Le déplacement maximal du nœud du réservoir est de $U_{\max} = 3,17$ (mm) est atteint à $t = 2,64$ (s) et l'accélération maximale du même nœud est de $\ddot{U}_{\max} = 3,33$ (mm) est atteinte à $t = 9,74$ (s).
- ✓ Les fluctuations de la surface libre affaiblissent les valeurs des déplacements et des accélérations comparés à celles obtenues sans ballottement.

4.5 Comparaison des résultats obtenus avec spectre et accélérogramme

Le tableau suivant montre les résultats obtenus :

Tableau 15. Comparaison des déplacements et de l'effort tranchant avec spectre et accélérogramme

		Vide	sans ballottement	avec ballottement
Dép (m)	Spectre	$5,38 \cdot 10^{-3}$	$17,32 \cdot 10^{-3}$	$5,92 \cdot 10^{-3}$
	Acc	$3,88 \cdot 10^{-3}$	$14,83 \cdot 10^{-3}$	$3,17 \cdot 10^{-3}$
V_{base} (KN)	spectre	13,15	53,38	23,75
	Acc	16,953	67,235	22,724

De l'analyse de ces résultats, on remarque :

- ✓ Que ce soit avec spectre ou accélérogramme, la prise en compte du ballottement avec le modèle de Housner diminue les déplacements et l'effort tranchant à la base.

4.6 Comparaison de l'effort tranchant à la base avec et sans ballottement

Pour mieux voir l'impact du ballottement sur l'effort tranchant à la base, on fait une comparaison entre les différents résultats obtenus précédemment.

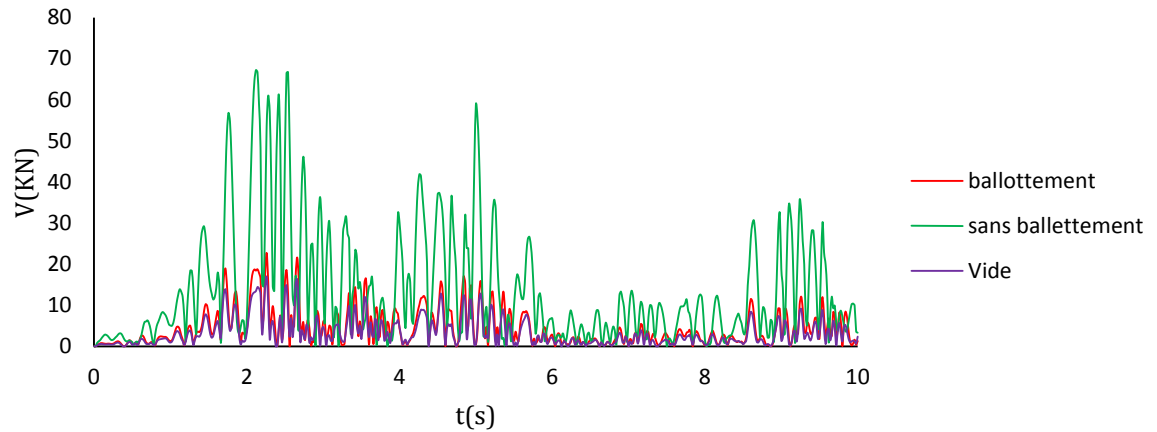


Figure 34. Superposition des efforts tranchants à la base

La figure montre que :

- ✓ La prise en compte du ballotement affaiblit considérablement la valeur de l'effort tranchant comparé à celle obtenue sans ballotement.

4.7 Conclusion

Ce dernier chapitre nous a permis de constater que les fluctuations à la surface libre influent considérablement sur les périodes propres de vibrations libres ainsi que sur la réponse sismique.

CONCLUSION GENERALE

Le travail réalisé durant ce mémoire nous a permis d'étudier les effets d'interaction fluide-structure sur le comportement dynamique des réservoirs de stockage. Plusieurs paramètres ont été examinés à savoir l'influence de l'interaction fluide-structure, de la hauteur de remplissage, de l'interaction sol-structure ainsi que du ballottement à la surface libre.

A cet effet plusieurs modèles ont été réalisés avec les logiciels ABAQUS et SAP2000 et les résultats ont montré que :

- ✓ La prise en compte des effets d'interaction fluide-structure allonge les périodes de vibration libre.
- ✓ L'effet du taux de remplissage est pratiquement négligeable pour des hauteurs du liquide inférieur à 25% ($0.25H_r$) de la hauteur du réservoir.
- ✓ A partir d'une hauteur de remplissage supérieur à 50% ($0.50H_r$), on obtient un allongement prolongé des périodes propres du système couplé par rapport à celles du réservoir vide.
- ✓ La prise en compte de l'interaction sol-structure allonge les périodes propres de vibration libre.
- ✓ La prise en compte de l'IFS augmente les valeurs des déplacements et des accélérations.
- ✓ La prise en compte du phénomène de ballottement diminue les périodes de vibrations libres.
- ✓ Les périodes de ballottement augmentent avec la diminution de la hauteur de remplissage.

- ✓ Les fluctuations de la surface libre affaiblissent les valeurs des déplacements et accélérations.

Perspective

Dans notre cas, Le modèle de Housner utilisé avec le spectre d'El Centro ne permet pas de prendre en compte correctement les effets du ballonnement de la surface libre donc en perspective, on propose d'utiliser ce modèle avec un spectre réglementaire spécifique pour des réservoirs de stockage (EuroCode 8).

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **M.L BARON and R,SHALAK** “free vibrations of fluid filled cylindrical shells “, journal of the engineering mechanics division, ASCE, Volume 88, N° EM3, Proc, Paper, 3159, June 1962, PP.17-43.
- [2] **J.BIELAK, C .YOSHIMURA and Y.HASHIDA.** Domain reduction method for three dimensional earthquake modeling in localized regions. Part2: verification and examples. Bulletin of the seismological society of America, 93 (2): 825-840., 2003.
- [3]**M.BOUMAIZA.** Contribution à l'étude et à l'analyse du comportement des barrages en terre et de leurs stabilités
- [4] **A.BOUROUBA.** Traitement des conditions aux limites de troncatures des milieux non bornées en dynamique des structures. Université A.MIRA de Bejaïa. Mémoire de Magister, 17 Décembre 2008.
- [5]**T .K .DATTA.**Seismic analysis of structures. John wiley&Sons.Asia, 2010.
- [6] **EC-8. Eurocode 8** - Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes - Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisations. 2003.
- [7] **FILLIATRAULT, André.** Eléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures.s.l:Edition de l'école de polytechnique de Montréal, 1996.
- [8] **A.GHALI,** ‘circular storage tanks and silos’, PP 124-127, E, and F. N, Spon, London 1979.
- [9] **IZURU Takewaki,** ‘bond of earthquake input energy to soil structure interaction system’, Soil Dynamics and earthquake engineering 20, 2005, 741-752.

- [10] **L.S JACOBSEN**, 'impulsive hydrodynamics of fluid inside cylindrical tank and of fluid surrounding cylindrical pes', bulletin seism. Soc. America, vol39, 1949, PP. 189-204.
- [11] **L.S JACOBSEN and R.S AYRE**, ' cylindrical tanks subjected to transient motions', bulletin seism. Soc. America, vol41, 1951, PP. 313-346.
- [12] **A. Gareane I.Algreane Siti Aminah Osman Othman A.Karim Anuar Kasa**. Behaviour of elevated concrete water. Tank Subjected to Artificial Ground Motion. Université Kebangsaan Malaysia.
- [13] **D.GOULMOT**. Mémoire de D.GOULMOT : Nouvelles méthodes numériques pour l'analyse sismique des réservoirs de liquide : Effet de l'asymétrie, du ballonnement en surface libre et de blocs de glace en flottaison, université Montréal, Juillet2012.
- [14]**A.GUERRIN et RC.LAVEUR** : traité de béton armé tome 6, réservoirs – châteaux d'eau-piscines.
- [15]**M .HADID et M.K BERRAH** : calcul d'impédance des fondations superficielles. These de magister, école national polytechnique, 1995.
- [16]**Y.HASHIDA, J.BIELAK, K.LOUKAKIS and C.YOSHIMURA**. Domain reduction method for three dimensional earthquake modeling in localized regions. Part1: theory. Bulletin of the seismological society of America, 93 (2): 817-824., 2003.
- [17] **G W HOUSNER**. The dynamic behavior of water tank. N° 1, 1963, PP.381-387., 1963, Bulletin of the seismological society of America, vol.53.
- [18] **LAURENT, DUCOUP**. Analyse sismique des réservoirs .s.l: université de Marne la vallée, Master professionnel en génie parasismique, 2004.
- [19] **P.MESTAT et M.PRAT** : ouvrages en interaction .herme science, 8, quai du marché-Neuf, Paris, 1999.
- [20] **R.PEEK**, 'analysis of unanchored liquid storage tanks under lateral loads', earth quake engineering and structural dynamics, vol, 16, PP, 1087-1100. 1988.
- [21] **A.PECKER**. Dynamique des sols. Presses Ecole National des ponts et chaussées, Paris, 1984.

- [22] **A.PECKER**. Dynamique des ouvrages, dynamique des structures. Polycopié des cours. UMPC, 2004.
- [23] **A.PECKER** .Advanced earth quake
- [24] **M.PREISING and B.JEREMIE**. Nonlinear finite element analysis of dynamic soil-foundation-structure interaction. Technical report. University of California, Davis, 2005.
- [25] **L.REMDANI** : Etude de la réponse sismique des réservoirs de stockage avec interaction fluide -structure par la méthode des éléments finis, thèse d'ingénieur, 2006.
- [26] **L.RAMDANI and A.SEGHIR**. Etude de la réponse sismique des réservoirs de stockage rectangulaires. European journal of environmental and civil engineering, 13 :1, 33-52, 2009.
- [27] **L.REMDANI**. Investigation numérique des effets d'interaction fluide-sol-structure sur la réponse sismique des réservoirs de stockage. Thèse de magister, 2009.
- [28] **A.SEGHIR**. Investigation des effets d'interaction sismique fluide-structure par Eléments finis. Thèse de magister, Ecole National Polytechnique, Alger, 1999.
- [29] **A.SEGHIR**. Contribution a la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure. Application a l'étude des barrages poids en béton. Thèse de docteur, Université de BEJAIA et Université de Paris Est Marne- la- vallée, Novembre 2010.
- [30] **O.SEGHIR**. Notes de cours de dynamique des sols. Département de génie civil, université A-MIRA, BEJAIA s .n, 2009.
- [31] **US Army corps of engineers**. Engineering and design, time history dynamic analysis on concrete hydraulic structures. 2003: s.n
- [32] **A,S VELETOS and Y .YANG**, 'rocking response of liquid storage tanks' journal of engineering mechanics, vol. 113, N°.11,Nov. 1987, ASCE. PP 1774-1792.

[33] **H.M. WESTERGAARD**, “water pressure on dams during earthquake”, transaction ASCE 98, 418-472-1933.

[34] **E.WILLSON**. Three dimensional static and dynamic of structures. A physical approach with emphasis on earth quake engineering. Computers and structures, INC, August 7-12-2001.

[35]**X.ZHANG**. Thèse de doctorat : Modélisations physique et numérique des interactions sol-structure sous sollicitations dynamiques transverses. Université de GRENOBLE.

[35] **O.C Zienkiewicz**, ‘the finite element’; McGraw-Hill Book, company, third edition 1977.