

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA, - Bejaïa –
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Pour obtenir le titre de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

ETUDE DE LA REPONSE SISMIQUE DES RESERVOIRS SURELEVES AVEC INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE

Présenté par

M^{ELLE}, KRIMAT NASSIMA

M^{ELLE}, MANSERI SABRINA

SOUTENU LE 02-07-2012 DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

M ^{me} . BOUAYAD	DJAMILA	Présidente
Mr. BOUROUBA	A.HALIM	Examineur
Mr. RAMDANI	LYES	Rapporteur

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à ma très chère mère qui n'arrête pas de se sacrifier pour nous aussi bien qu'à mon père.

A mes sœurs : Cherifa, Malika (à sa mémoire), Rebiha, Zahia, Fadila et Saida ainsi que leurs maris surtout Tayeb.

A mes frères : Laziz, Zahir et notre chouchou Idir.

A mes adorables nièces et neveux.

A ma chère, tendre et adorable amie, sœur et binôme Simouche et sa famille.

A tous mes amis qui je ne sais comment ma vie sera sans eux.

A ma promotion unique dans son genre.

Sabrina.

Je dédie ce travail :

Tout d'abord à mes parents ; à ma tendre mère qui m'a mis au monde et a veillé à mon bonheur ; à mon père qui a tout donné, sacrifié et qui m'encourage d'avantage pour me voir réussir dans ma vie et être sa fierté. Je leur éprouve ma profonde gratitude. Je vous aime et que Dieu vous garde pour nous.

A mon cher frère : Cherif.

A mes adorables sœurs ; Sonia et son fiancé Ghiles , Kamela, Amel et Tinhinane.

A ma très chère amie et binôme Sabrina.

A tous mes amis.

A toute ma promotion.

Nassima.



REMERCIEMENTS

Nous remercions le bon Dieu de nous avoir donné la force et le courage de finir ce que nous avons débuté.

Nous exprimons notre sincère gratitude au chef de département et notre promoteur Mr. RAMDANI Lyes pour son soutien, sa présence et ses encouragements.

Nos familles qui ne manquaient pas d'être avec nous.

Les enseignants du département de Génie Civil en particulier M^{rs} Tahakourt, Bourouba, Becheur..., M^{mes} Cheikh Amar et Seghir. Et notre secrétaire Hassiba.

Le jury : M^r. Bourouba et M^{me}. Bouayad d'accepter d'évaluer notre travail.

Tous ceux qui ont ajouté une retouche à ce tableau ou participé de près ou de loin. En particulier : Salim, Fatima, Halim, Farid, Tarek, Aldja, Samra, Samiha, Farida, Nadir, Lamine, Yidir, Imane, Said, Djoumad, Djamilia, Henoune, Bila, Samira, Sorya, Massy, Kahina, Ouidad, Samir, Hafid, Djahida...

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1	GENERALITES SUR LES RESERVOIRS DE
STOCKAGE.....	4
1.1 INTRODUCTION.....	4
1.2 DIFFERENTS TYPES DE RESERVOIRS	4
1.2.1 Caractéristiques physiques	4
1.2.2 La nature des liquides contenus	5
1.2.3 L'usage.....	5
1.2.4 L'architecture de la cuve.....	5
1.2.5 Nature des matériaux utilisés	5
1.2.6 La complexité de l'édifice	5
1.3 EXIGENCES TECHNIQUES.....	6
1.3.1 Résistance.....	6
1.3.2 Etanchéité	6
1.3.3 Durabilité.....	6
1.4 FACTEURS AFFECTANT LE COMPORTEMENT SISMIQUE DES RESERVOIRS.....	6
1.4.1 Effet des conditions de pose	7
1.4.2 Effet de site.....	7
1.4.3 Effet de l'interaction sol-structure (ISS).....	8
3.4 Effet de l'interaction fluide-structure (IFS)	10
CHAPITRE 2	MODELISATION DE
L'INTERACTION FLUIDE-STRUCTURE DANS LES RESERVOIRS SURELEVES ...	11
2.1 INTRODUCTION.....	11
2.2 MODELES DE PRISE EN COMPTE DE L'IFS.....	12
2.2.1 Modèle à 1 ddl.....	12
2.2.2 Modèle de Housner	14
2.2.3 Méthode de masse ajoutée "Added mass" de Westergaard.....	20
2.2.4 Méthode des éléments finis.....	25
CHAPITRE 3	ANALYSE DES VIBRATIONS LIBRES.....
28	
3.1 INTRODUCTION.....	28
3.2 DETERMINATION DES FREQUENCES ET MODES PROPRES	28
3.3 PRESENTATION DU LOGICIEL ABAQUS	30
3.4 PRISE EN MAIN DU LOGICIEL	31
3.4.1 Modèle à 2 masses	31
3.4.2 Modèle mécanique équivalent.....	33
3.5 APPLICATION POUR LE CAS D'UN MODELE TRIDIMENSIONNEL	34

3.5.1	Analyse du modèle	37
CHAPITRE 4	ANALYSE DE LA REPOSE	
SISMIQUE		47
4.1	INTRODUCTION.....	47
4.2	L'EXCITATION SISMIQUE CONSIDEREE.....	47
4.3	ANALYSE DES RESULTATS.....	49
	CONCLUSION GENERALE	56
	BIBLIOGRAPHIE	57

TABLE DES FIGURES

Figure 2.1. Réservoirs surélevés et le modèle simple à 1 degré de liberté. (13)	13
Figure 2.2. Modèles simplifiés-a- (13).....	15
Figure 2.3. Modèles simplifiés-b- (13)	16
Figure 2.4. Modèle à une masse impulsive M_0 et une masse convective M_1 (16).....	16
Figure 2.5. Réservoir surélevé et modèle mécanique correspondant (16).....	17
Figure 2.6. Modèle proposé par Housner (16).....	19
Figure 2.7. Concept de la masse ajoutée de Westergaard (20).....	23
Figure 2.8. Dimensions du réservoir (20)	24
Figure 2.9. Comparaison des pressions hydrodynamique par la variation du rapport $(H/2L)$ (20).....	25
Figure 2.10. Modèle d'IFS par la méthode des éléments finis (21)	26
Figure 3.1. Modèle à deux masses (16).....	31
Figure 3.2. Comparaison des périodes propres du premier modèle obtenues par SAP et Abaqus.	32
Figure 3.3. Modèle mécanique équivalent (16)	33
Figure 3.4. Comparaison des périodes propres du deuxième modèle obtenues avec SAP et Abaqus.	34
Figure 3.5. Coupe verticale du réservoir surélevé considéré dans l'analyse sismique (23).....	35
Figure 3.6. Coupe verticale du réservoir avec IFS.	35
Figure 3.7. Maillage de la structure.	36
Figure 3.8. Modèle à 1DDL.	38
Figure 3.9. Modèle à 2DDL.	38
Figure 3.10. Les quatre premiers modes pour réservoir vide.....	41
Figure 3.11. Les quatre premiers modes du réservoir avec IFS (H_R).....	43
Figure 3.12. Les quatre premiers modes du réservoir avec IFS ($0.75H_R$)......	44
Figure 3.13. Les quatre premiers modes du réservoir avec IFS ($0.50H_R$)......	45
Figure 3.14 Comparaison des périodes convectives	46
Figure 4.1. Accélération sismique du séisme d'Impérial Valley d'El Centro.....	48
Figure 4.2. Position des nœuds de contrôle (n_{c1} , n_{c2}).	48
Figure 4.3. Déplacement du nœud n_{c1} obtenu avec Abaqus pour le réservoir vide.	49
Figure 4.4. Déplacement du nœud n_{c1} obtenu avec Abaqus pour le système avec IFS.	49

Figure 4.5. Déplacement du nœud n_{c2} obtenu avec Abaqus pour le système avec IFS.	50
Figure 4.6. Vitesse du nœud n_{c1} pour le réservoir vide obtenue avec Abaqus.	50
Figure 4.7. Vitesse du nœud n_{c1} obtenue avec Abaqus pour le système avec IFS. ...	51
Figure 4.8. Vitesse du nœud n_{c2} obtenue avec Abaqus pour le système avec IFS. ...	51
Figure 4.9. Accélération du nœud n_{c1} pour le réservoir vide obtenue avec Abaqus.	52
Figure 4.10. Accélération du nœud n_{c1} obtenue avec Abaqus pour le système avec IFS.	52
Figure 4.11. Accélération du nœud n_{c2} obtenue avec Abaqus pour le système avec IFS.	52
Figure 4.12. Comparaison entre déplacements du réservoir vide et rempli du nœud n_{c1}	53
Figure 4.13. Déplacements maximaux au nœud n_{c1} du réservoir vide et avec IFS.	53
Figure 4.14. Contraintes maximales obtenues du réservoir vide et avec IFS.	54
Figure 4.15. Déformations maximales dans le sens X du réservoir vide et avec IFS.	54
Figure 4.16. Déformations maximales dans le sens Y du réservoir vide et avec IFS.	55

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 3.1. Caractéristiques du premier modèle	31
Tableau 3.2. Périodes propres obtenues pour des différents taux de remplissage du premier modèle.....	32
Tableau 3.3. Caractéristiques du deuxième modèle.....	33
Tableau 3.4. Périodes propres obtenues pour des différents taux de remplissage du deuxième modèle.	33
Tableau 3.5 Caractéristiques mécaniques.....	37
Tableau 3.6 Caractéristiques géométriques.....	37
Tableau 3.7 : Caractéristiques du modèle en variant les hauteurs de remplissage.	40
Tableau 3.8. Périodes propres obtenues par Abaqus _ réservoir vide , avec et sans ballottement _.....	40
Tableau 3.9. Périodes propres obtenues pour le système complet.	42
Tableau 3.10. Périodes propres calculées par la formule de Housner_ avec ballottement et IFS.....	46

Plus je vis, plus je suis profondément convaincu que ce qui fait la différence entre un homme et un autre, entre le faible et le puissant, entre l'intelligent et l'insignifiant, c'est l'énergie, une détermination invincible, une décision prise et maintenue jusqu'à la victoire ou la mort.

Fowell BUXT

INTRODUCTION GENERALE

Les réservoirs de stockage surélevés sont fréquemment utilisés pour l'approvisionnement en eau potable, protection contre incendies, dans l'industrie pétrolière, ainsi que dans les installations nucléaires. Un des principaux problèmes qui conduit à la ruine de ces structures ; est les tremblements de terre. Les fuites possibles de combustibles, ou de produits chimiques toxiques contenus dans ces derniers provoquent des dégâts 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 stockés pourrait conduire à des pertes économiques considérables.

Par conséquent, l'analyse du réservoir doit être soigneusement réalisée de sorte que la sécurité peut être assurée lors des séismes et les réservoirs restent fonctionnels même après. Et cela n'est réalisé qu'en tenant compte de l'ensemble des facteurs affectant de manière non négligeable les résultats de cette analyse; parmi ces facteurs on trouve l'interaction fluide-structure.

Les progrès réalisés par la communauté scientifique concernant le comportement dynamique des réservoirs de stockages montre l'importance grandissante de ce type de structure.

Très tôt était utilisé ce type de conteneur dans l'industrie du pétrole et dans les industries connexes ainsi que dans le stockage d'eau. Leurs nombre et taille devinrent de plus en plus importants et leur sensibilité à vibrer devient un problème majeur. Des recherches approfondies ont été menées 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 par le séisme (1).

Néanmoins, plusieurs réservoirs ont été endommagés ou effondrés durant les derniers séismes. L'effondrement d'un réservoir d'eau, Long Beach 1933 et les tremblements de terre de 1971 de San Fernando, provoquèrent la perte d'approvisionnement en eau potable et eurent des conséquences graves (1). Ainsi que celui produit à Boston le Massachusetts Etats-Unis le 14 janvier 1919. Le grand réservoir seulement avait été rempli huit fois plus qu'il lui faut, et la vague en résultant de la mélasse ont tué 21 personnes à proximité. Le désastre de mélasse de Boston a été provoqué par conception pauvre et la construction, avec un mur trop mince pour soutenir des charges du contenu. Le réservoir n'avait pas été examiné avant emploi en remplissant avec de l'eau, et a été également mal riveté. 6 réservoirs surélevés ont été réhabilités dans la wilaya de Boumerdès en Algérie; de nombreux ouvrages de stockage et de production étaient hors service, notamment les plus anciens qui se sont effondrés ou ont été gravement endommagés et démolis (2). De même, l'endommagement des réservoirs stockant des matériaux combustibles, Niigata 1964 (Japon) et les tremblements de terres de 1964 en Alaska, menèrent aux feux non contrôlés, et récemment le séisme du Japon (mars 2011), qui a provoqué des endommagements de la centrale nucléaire de Fukushima (3).

Par conséquent, le comportement sismique des réservoirs surélevés devrait être connu et compris, ces derniers doivent être conçus pour résister aux séismes. La comparaison des études sur ce sujet avec ceux des réservoirs cylindriques appuyé au sol est difficile, cependant, peu d'études ont été menées concernant le comportement sismique des réservoirs surélevés (4).

Par ailleurs, un nombre important de problèmes d'ingénierie concerne les structures renfermant un fluide. La présence de ce dernier altère 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".

Malgré le fait que des solutions pour les cas les plus simples de réponses sismiques des réservoirs soient connues depuis les années soixante dix, le traitement des cas plus complexes est toujours incomplet même si des progrès ont été réalisés et sont toujours en cours à ce jour. De nombreuses

études ont été publiées proposant des procédés nouveaux plus ou moins approximatifs, valables pour des situations particulières (5). Leur justesse dépendant du problème, un choix approprié de la méthode exige du concepteur un bon niveau de connaissances spécifiques.

Ce manuscrit est organisé en quatre chapitres, des généralités sur les réservoirs de stockage sont présentées au premier chapitre. Puis le deuxième chapitre est consacré à la présentation de la modélisation de l'interaction fluide-structure. Ensuite dans le troisième chapitre, les vibrations libres du réservoir sont étudiées avec le logiciel Abaqus ainsi que l'application des formules empiriques citées dans le deuxième chapitre. Le dernier chapitre comporte l'étude de la réponse sismique des réservoirs surélevés, les résultats de l'actuelle étude sont présentés et commentés. Finalement une conclusion générale clôture le manuscrit.

CHAPITRE 1

GENERALITES SUR LES RESERVOIRS DE STOCKAGE

1.1 Introduction

Un réservoir est un ouvrage hydraulique classé comme étant un ouvrage d'art, Le 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. Les réservoirs de stockage sont souvent cylindriques dans la forme, perpendiculaires à la terre avec des fonds plats, et un toit fixe ou flottant.

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

1.2 Différents types de réservoirs

Ils existent plusieurs types de réservoirs classés selon plusieurs critères.

1.2.1 Caractéristiques physiques

- Profondeur maximale.
- Zone inondée.
- Le volume d'eau a plein remplissage.

1.2.2 La nature des liquides contenus

- Réservoir à eau.
- Réservoir à hydrocarbures (pétrole, essence, huile).
- Réservoirs à produits noirs (bitume).

1.2.3 L'usage

- Bassins de traitement (pour le malaxage des produits, l'épuration des eaux usées).
- Cuve à gazomètre.
- Réservoirs de stockage pour divers liquides.
- Bassins sportifs (piscines).

1.2.4 L'architecture de la cuve

- Réservoirs rectangulaires.
- Réservoirs circulaires.
- Réservoirs carrés.
- Réservoirs de forme diverse.

Le choix de la forme à adapter se fait selon la nature du produit à stocker.

1.2.5 Nature des matériaux utilisés

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

1.2.6 La complexité de l'édifice

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

- Réservoirs superposés multiples. (6)

1.3 Exigences techniques

Dans les châteaux d'eau le côté esthétique est primordial, une telle construction est souvent une œuvre d'art, il est nécessaire de concevoir une forme acceptable, fonctionnelle et économique ; cependant les exigences techniques à satisfaire pour ce genre de construction sont :

1.3.1 Résistance

Un château d'eau doit équilibrer dans ses parties les efforts auxquels il est soumis.

1.3.2 Etanchéité

Un château d'eau doit être étanche : c'est-à-dire qu'il ne doit pas comporter de fissures pour éliminer les risques de fuites d'eau, qui peuvent engendrer des effets néfastes sur l'ouvrage.

1.3.3 Durabilité

L'ouvrage doit pouvoir rester fonctionnel pendant toute sa durée de vie, et le béton ou l'acier doivent conserver leurs propriétés intactes pendant le contact avec l'eau. Le choix du château d'eau est conditionnée par les :

- Conditions topographiques.
 - Les conditions hydrauliques.
 - Le facteur économique.
 - La sécurité de l'approvisionnement en eau et la facilité d'exploitation.
- (7)

1.4 Facteurs affectant le comportement sismique des réservoirs

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

1.4.1 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 (8; 5).

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 (8).

1.4.2 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 (9; 10).

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 (10). 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 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 (10).

1.4.3 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.

La résolution du problème d'interaction sol-structure, dépend de celle des problèmes suivants :

- La définition du risque sismique et du mouvement résultant ;
- L'étude du comportement du sol sous chargement cyclique ;
- L'évaluation du comportement du sol en champ libre ;
- L'évaluation de la réponse de la structure sous chargement dynamique.

Il existe plusieurs raisons de considérer l'interaction sol-structure : (11)

- 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 (8; 5), 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.

3.4 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 (4; 12).

CHAPITRE 2

MODELISATION DE L'INTERACTION

FLUIDE-STRUCTURE DANS LES

RESERVOIRS SURELEVES

2.1 Introduction

Le comportement sismique des réservoirs surélevés a les caractéristiques des phénomènes complexes en raison des interactions sol-structure et/ou fluide-structure. Des dizaines d'études ont été effectuées et beaucoup de programmes d'usage universel d'analyses structurales aux problèmes d'interactions pour ce genre de réservoirs ont été développés.

Les modèles et les méthodes proposés pour la prise en compte de l'interaction sol-structure sont très divers. 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 des méthodes globales, qui résolvent en bloc le problème couplé sans tenir compte de la forme particulière du système matricielle correspondant ainsi que les méthodes hybrides. Hors ces méthodes orientées vers un traitement numérique par éléments finis ou de frontière, il existe des approches simplifiées basées sur des modèles à ressorts.

Concernant la prise en compte de l'interaction fluide-structure pour le cas des réservoirs surélevés, nous illustrons dans ce qui suit quelques modèles proposés dans la littérature.

2.2 Modèles de prise en compte de l'IFS

L'analyse complète de l'interaction fluide-structure et la détermination exacte des sollicitations dans un réservoir soumis à une action dynamique doivent tenir compte :

- des oscillations de la surface du fluide ;
- de la déformabilité du réservoir ;
- de la fixation partielle ou complète de sa base et du soulèvement du fond du réservoir ;
- de la flexibilité de la fondation.

Des modèles mécaniques simplifiés « équivalents » aux méthodes complexes par les résultats qu'ils fournissent ont été développés dans des études analytiques rendues possibles par des hypothèses simplificatrices sur le réservoir ou en exploitant des résultats de calcul numériques.

2.2.1 Modèle à 1 ddl

Le concept qui permet d'analyser les réservoirs surélevés comme un modèle à 1ddl a été suggéré dans les années 1950 (Chandrasekhar et Krishna, 1954) (13), ce modèle est représenté sur la figure (1).

Deux points importants doivent être examinés pour ce concept :

- **Le premier point est lié au comportement du fluide**

Si le réservoir est complètement 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.

Lorsque le fluide dans le réservoir (cuve) oscille ce qui veut dire que le réservoir n'est pas totalement plein, ce concept ne parvient pas à caractériser le comportement réel (13).

- 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, hors que celui de ACI 371R-98 (American Concrete Institute) en 1995 suggère cela lorsque le poids du fluide atteint 80% du poids total qui inclut : le poids propre de la structure, le poids de l'eau et 25% de la charge d'exploitation sur le toit (13).

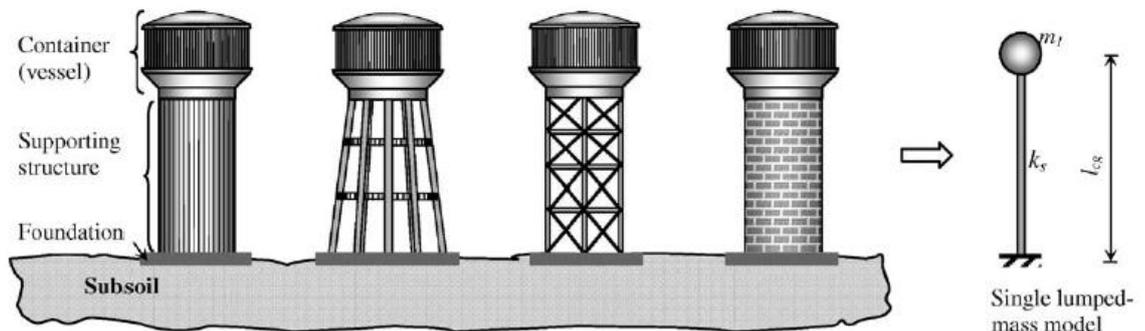


Figure 2.1. Réservoirs surélevés et le modèle simple à 1 degré de liberté. (13)

Les caractéristiques de ce modèle sont données comme suit :

La masse :
$$m_1 = \frac{W_L}{g}$$

w_L : Poids de la structure prise en considération dans le modèle qui se compose de : poids propre du contenant vide, maximum 66% du poids propre de la structure de support, et le poids propre de l'eau.

$$m_1 = m_e + 0.66 m_{ss} + m_v$$

Où :

m_e : Masse totale contenue dans le réservoir ;

m_{ss} : Masse de la structure de soutien (support) ;

m_v : Masse de du contenant vide.

Et la rigidité k_s est donnée par :

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

Le support de la structure travaille en console.

Où :

l_{cg} : la distance entre la base de l'ouvrage et le centre de gravité de l'eau stockée ;

E : le module de Young du matériau ;

I_c : le moment d'inertie de la section brute.

La période fondamentale de vibration des réservoirs surélevés est établie selon ACI 371R par :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_L}{gk_s}}$$

Après avoir calculé la période et le choix du coefficient d'amortissement, nous pouvons calculer les valeurs de l'effort tranchant à la base et le moment renversant par la méthode spectrale modale. (14)

2.2.2 Modèle de Housner

Les solutions analytiques considèrent généralement le réservoir comme rigide et le modèle mécanique équivalent au fluide comportant deux termes physiquement perceptibles.

- Le premier terme du modèle mécanique équivalent correspond à la partie du fluide mise en mouvement d'oscillation, appelée masse oscillante ou convective (sloshing or convective mass).
- Le deuxième terme du modèle mécanique équivalent correspond à la partie inférieure du fluide, dont on peut considérer qu'elle n'a pas de déplacement relatif par rapport au réservoir : c'est la masse "impulsive rigide".

Les oscillations de la surface d'un fluide ont lieu à des fréquences très basses par comparaison aux fréquences de la structure de sorte que le terme d'oscillation peut être étudié avec une bonne précision en considérant le réservoir comme rigide : les équations de fluide et de structure sont découplées.

Les modes de structures sont par contre liés au terme de masse impulsive: si la structure du réservoir se déforme, la masse impulsive suit cette déformation et c'est une approximation de découpler les équations de fluide et de structure pour l'étude de ce terme.

Cette approximation a été utilisée pour mener à bien les approches analytiques dont résulte la majorité des résultats disponibles.

Des analyses numériques ont permis de résoudre le problème en considérant l'entière des variables. (15)

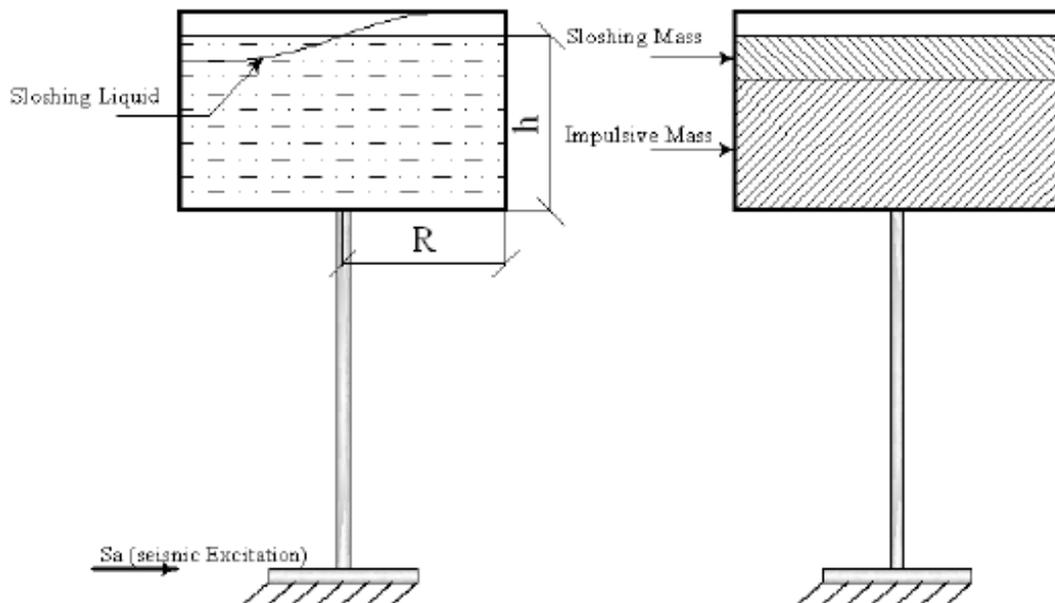


Figure 2.2. Modèles simplifiés-a- (13)

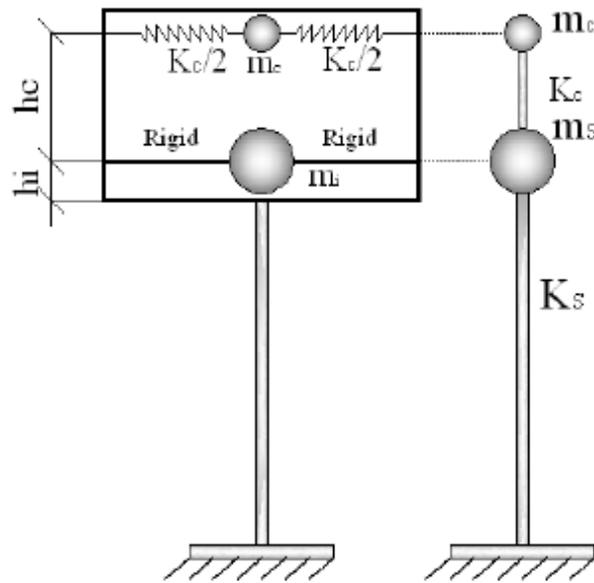


Figure 2.3. Modèles simplifiés-b- (13)

Le modèle mécanique de HOUSNER est illustré par les figures suivantes (16):

- **Réservoir posé au sol :**

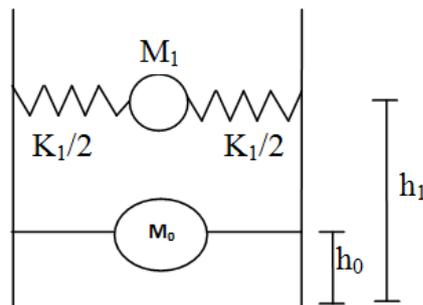


Figure 2.4. Modèle à une masse impulsive M_0 et une masse convective M_1 (16)

- **Réservoir surélevé :**

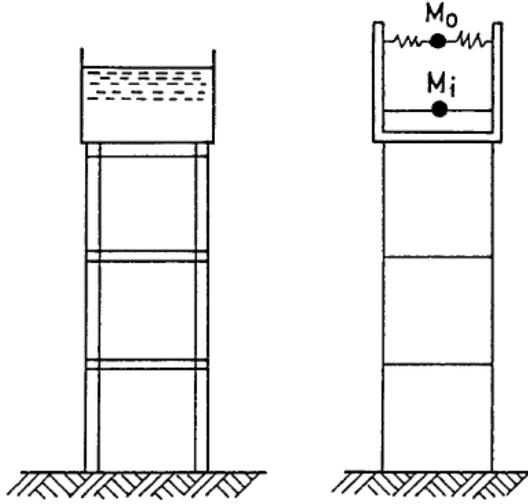


Figure 2.5. Réservoir surélevé et modèle mécanique correspondant (16)

Avec M_0 est la masse équivalente de la structure et le ressort de rigidité k représente la rigidité efficace de la structure.

Les expressions de la masse équivalente et rigidité ainsi que les hauteurs h_0 et h_1 sont données par (16) :

- **Pour un réservoir cylindrique de rayon R :**

$$M_0 = M \frac{\tanh\left(1.7 \frac{R}{h}\right)}{1.7 R/h} \quad (1)$$

$$M_1 = 0.6 M \frac{\tanh\left(\frac{1.8h}{R}\right)}{\frac{1.8h}{R}} \quad (2)$$

$$K_1 = 5.4 M_1^2 \frac{gh}{MR^2} \quad (3)$$

$$h_0 = \frac{3}{8} h \left\{ 1 + \alpha \left[\frac{M}{M_1} \left(\frac{R}{h}\right)^2 - 1 \right] \right\} \quad (4)$$

$$h_1 = h \left[1 - 0.185 \left(\frac{M}{M_1}\right) \left(\frac{R}{h}\right)^2 - 0.56\beta \frac{R}{h} \sqrt{\left(\frac{MR}{3M_1 h}\right)^2 - 1} \right] \quad (5)$$

$$\alpha = 1.33 \text{ et } \beta = 2.0$$

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

$$M_0 = M \frac{\tanh 1.7L/h}{\frac{1.7L}{h}} \quad (6)$$

$$M_1 = M \frac{0.83 \tanh \frac{1.6h}{L}}{\frac{1.6h}{L}} \quad (7)$$

$$K_1 = 3 \frac{M_1^2 gh}{M L^2} \quad (8)$$

$$h_0 = \frac{3}{8} h \left\{ 1 + \alpha \left[\frac{M}{M_1} \left(\frac{L}{h} \right)^2 - 1 \right] \right\} \quad (9)$$

$$\alpha = 1.33$$

$$h_1 = h \left[1 - \frac{1}{3} \frac{M}{M_1} \left(\frac{L}{h} \right)^2 - 0.63\beta \frac{L}{h} \sqrt{0.28 \left(\frac{M L}{M_1 h} \right)^2 - 1} \right] \quad (10)$$

$$\beta = 2.0$$

Où :

M : masse totale du fluide ;

R : rayon du récipient ;

g : accélération gravitationnelle ;

h_0 : localisation de la masse impulsive ;

h_1 : localisation de la masse convective.

La plupart des réservoirs surélevés ne sont pas complètement remplis, par conséquent leur comportement sismique est caractérisé par deux modes de vibration (9). Ce modèle a été proposé par Housner en 1963 et on retrouve un modèle similaire dans l'EC8 (13), la différence entre ces deux modèles réside dans la formulation des paramètres " m_c, m_s, K_c et K_s "

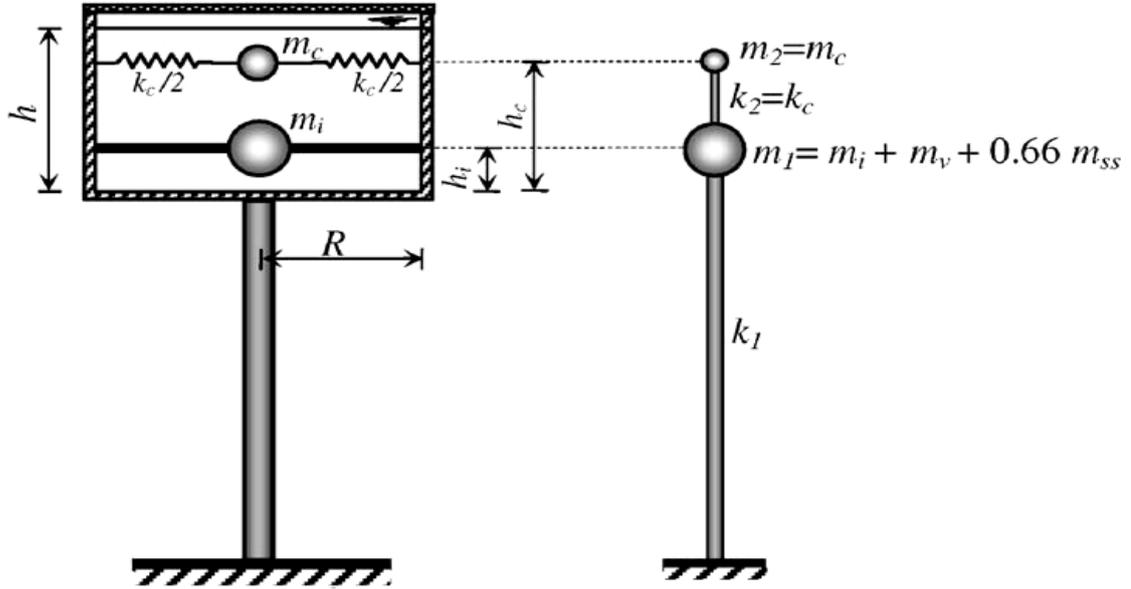


Figure 2.6. Modèle proposé par Housner (16)

Si les forces hydrodynamiques 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 $\beta = 1$ (17). On retrouve les expressions données dans (13).

Les hauteurs h_i et h_c données par les équations (9) et (10) deviennent :

$$h_i = \frac{3}{8} h \quad (11)$$

$$h_c = h \left[1 - \frac{1}{3} \frac{M}{M_c} \left(\frac{L}{h} \right)^2 - 0.63 \frac{L}{h} \sqrt{0.28 \left(\frac{M L}{M_c h} \right)^2 - 1} \right] \quad (12)$$

D'autres formules plus au moins semblables les unes aux autres peuvent être trouvées dans (13) ;

$$\omega^2 = \frac{g}{R} 1.84 \tanh \left(1.84 \frac{h}{R} \right) \quad (13)$$

$$k_c = m_c \frac{g}{R} 1.84 \tanh \left(\frac{1.84 h}{R} \right) \quad (14)$$

$$m_c = m_e 0.318 \frac{R}{h} \tanh \left(1.84 \frac{h}{R} \right) \quad (15)$$

$$m_i = m_e \frac{\tanh(1.74R/h)}{(1.74R/h)} \quad (16)$$

$$h_c = \left[1 - \frac{\cosh(1.84h/R) - 1}{1.84 h/R \sinh(1.84h/R)} \right] h \quad (17)$$

$$h_i = \left(\frac{3}{8} \right) h \quad (18)$$

Où:

m_i et m_c : masse impulsive et convective respectivement ;

h_i et h_c : localisation de la masse impulsive et convective respectivement.

2.2.3 Méthode de masse ajoutée “Added mass” de Westergaard

2.2.3.1 Application de la méthode de Westergaard pour le cas des barrages

La première approche de ce problème a été abordée par WESTERGAARD, qui a calculé la répartition des pressions sur un écran vertical limitant un réservoir semi-infini de profondeur constante. (18)

L'hypothèse de Westergaard néglige la compressibilité de l'eau et, l'amortissement supplémentaire qui devrait être introduit par la propagation d'ondes vers l'amont du réservoir.

Cette hypothèse constitue la solution de Westergaard (1933) qui est fréquemment utilisée dans l'analyse dynamique des barrages et qui reste une bonne approximation de la distribution verticale de la pression hydrodynamique dans un liquide incompressible. L'effet du fluide non compressible peut être simplement pris en compte par ajout d'une masse appropriée à chaque nœud de contact barrage-fluide du parement amont.

Cette solution est basée sur l'hypothèse d'un système bidimensionnel dans lequel un barrage rigide à paroi amont verticale, est en contact avec un réservoir d'eau incompressible de profondeur constante et de longueur infinie. Bien que cette méthode soit habituellement choisie dans la modélisation pour sa simplicité.

Le fluide est supposé incompressible, parfait, non visqueux et les écoulements sont supposés irrotationnels (19).

Cette approche est choisie pour analyser l'interaction fluide structure (IFS) des réservoirs surélevés. (13). Elle 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 :

$$\ddot{u}_x = ag \cos\left(\frac{2\pi}{T}t\right) \quad (19)$$

Dans laquelle "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 :

$$\begin{cases} p(x, y = H) = 0 \\ \lim_{x \rightarrow \infty} p(x, y) = 0 \\ u_y(x, y = 0) = 0 \\ u_x(x = 0, y) = -agT^2/(4\pi^2)\cos(2\pi t/T) \end{cases} \quad (20)$$

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 suivante :

$$p = K \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} \right)$$

Elle est donnée par l'expression suivante (12)

$$\begin{aligned} p(x, y, t) &= \frac{8a\rho gH}{\pi^2} \cos\left(\frac{2\pi}{T}t\right) \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left(\frac{1}{n^2 c_n} e^{-q_n x} \sin\left(n\pi \frac{H-y}{2H}\right) \right) \end{aligned} \quad (21)$$

q_n Et C_n sont définis comme suit :

$$q_n = \frac{n\pi c_n}{2H}$$

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

$$c = \sqrt{K/\rho}$$

C : est la célérité des ondes de pressions dans l'eau.

La pression au niveau de l'interface barrage-réservoir ($x=0$) est maximale lorsque $t = kT$; k est un entier, Elle s'exprime par :

$$p_{max}(y) = p(0, y, kT)$$

$$= \frac{8a\rho gH}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left(\frac{1}{n^2 c_n} \sin\left(n\pi \frac{H-y}{2H}\right) \right) \quad (22)$$

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 (21) que la pression possède la même pulsation et la même phase que le signal sismique, Westergaard a proposé de remplacer l'expression (22) par une autre plus simple qui donne un effet d'inertie équivalent en considérant une certaine masse d'eau qui vibre 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 :

$$b = \frac{7}{8} \sqrt{H(H-y)} \quad (23)$$

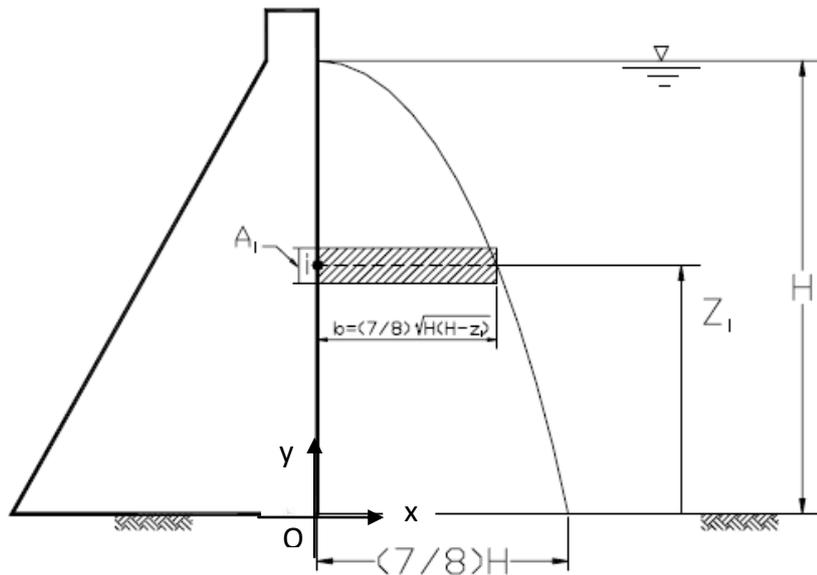


Figure 2.7. Concept de la masse ajoutée de Westergaard (20)

Le concept de masse ajoutée de Westergaard est très utilisé dans les calculs pratiques des problèmes d'interaction fluide-structure. L'expression (23) 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 (21) est valide si les valeurs de c_n sont réelles. Soit :

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

qui donne :

$$T > \frac{4H}{nc}$$

$$n = 2i - 1, i = 1, 2, 3, \dots$$

Le terme :

$$T_i = \frac{4H}{(2i - 1)c} \quad (24)$$

Correspond à la i 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 $T_i = 4H/c$ (12).

2.2.3.2 Application de la méthode de Westergaard pour le cas des réservoirs

L'application de la méthode de Westergaard pour le cas des réservoirs a été faite en variant la largeur de ce dernier (Figure 8) (20)

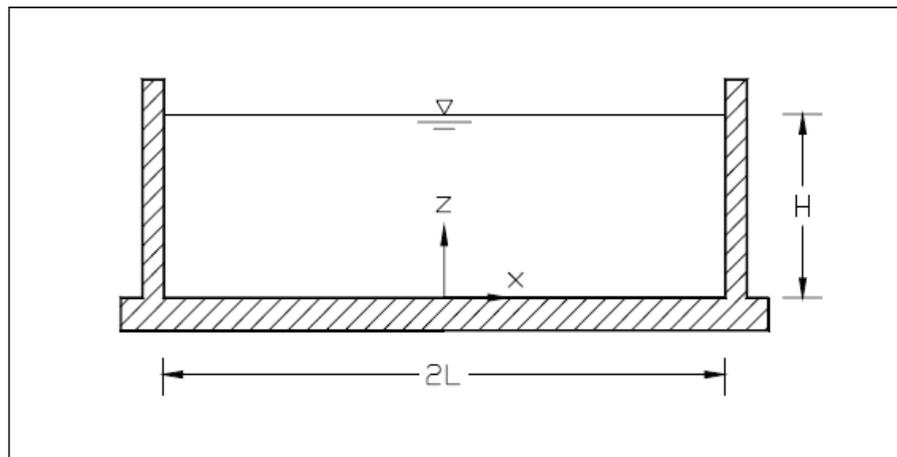


Figure 2.8. Dimensions du réservoir (20)

Une étude a montré, en comparant la distribution des pressions hydrodynamiques donnée par Westergaard et l'équation (25) pour un réservoir posé sur terre de largeur $2L$ rempli d'eau jusqu'à une hauteur H , que les deux distributions sont différentes

$$P(L, y, z, t) = \frac{2\rho_w}{H} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{(-1)^i}{\lambda_i^2} \tanh(\lambda_i L) \cos(\lambda_i z) \ddot{u}_x(t) \quad (25)$$

Avec :

ρ_w : masse volumique de l'eau

$\lambda_i = (2i-1) \pi/2L$

Cette différence augmente avec l'augmentation du rapport $H/2L$. En conséquence, 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) (Figure 9).donc pour le cas d'un réservoir très long .ce qui réduit le confinement à l'intérieur du réservoir (20).

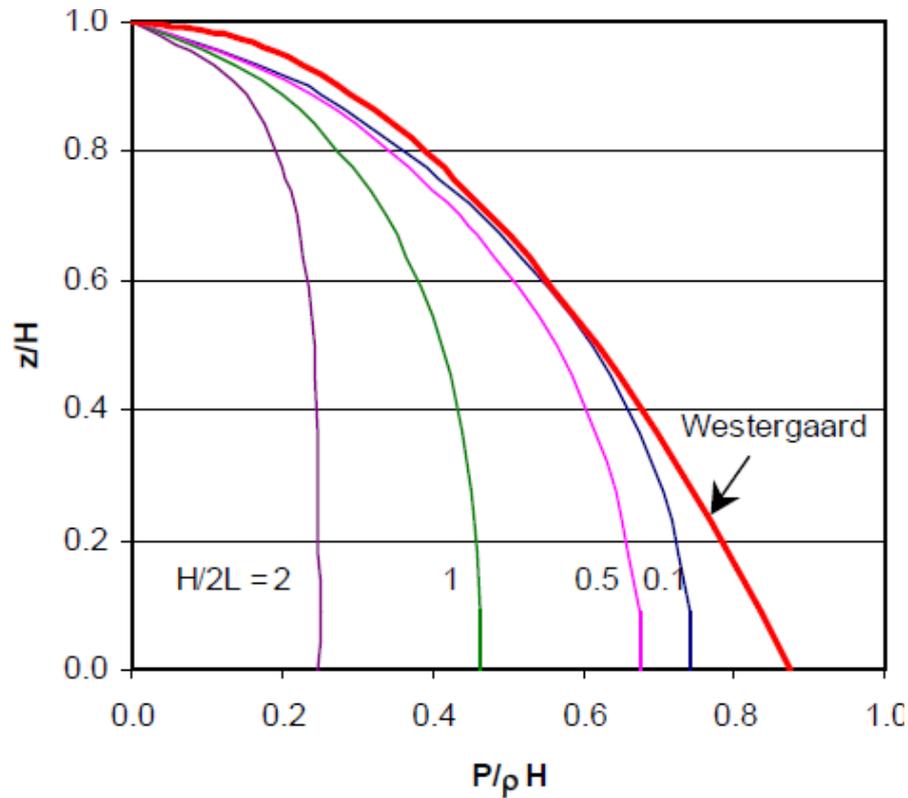


Figure 2.9. Comparaison des pressions hydrodynamique par la variation du rapport $(H/2L)$ (20)

2.2.4 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode numérique de résolution des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénierie.

Cette méthode a été employée pour étudier la réponse sismique des réservoirs de stockage dans l'année 1969 par *N.W Edwards* (8), 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 (8) (21)

Elle combine à la fois les avantages de la modélisation en masses concentrées et celle de la modélisation à l'aide de 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 ces coordonnées généralisées à l'aide de fonctions de déplacement. Ces fonctions sont appelées fonctions d'interpolation car elles définissent le déplacement entre les nœuds considérés. Figure 10 (21)

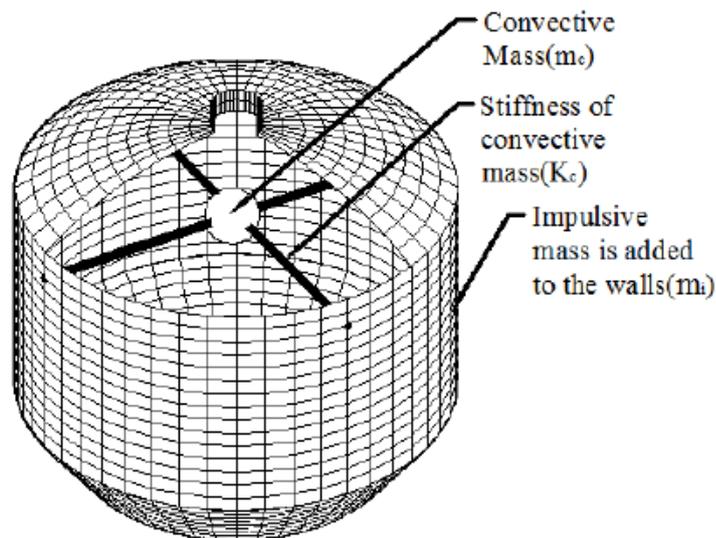


Figure 2.10. Modèle d'IFS par la méthode des éléments finis (21)

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 :

- Maillage du réservoir et de sa fondation.
- Evaluation des matrices élémentaires de rigidité, d'amortissement et de masse.
- Assemblage et construction des matrices globales du système.
- Calcul des modes et des fréquences propres du réservoir.
- Calcul de la réponse sismique du réservoir.

CHAPITRE 3

ANALYSE DES VIBRATIONS LIBRES

3.1 Introduction

La réponse dynamique la plus simple d'un système à plusieurs degrés de liberté se produit lorsque le système est en vibrations libres. Ces dernières sont les résultats uniquement des conditions initiales (déplacements ou vitesse) sans excitation dynamique externe. La réponse en vibrations libres est très importante pour déterminer les caractéristiques fondamentales du système qui sont les périodes naturelles des modes de vibration.

Dans ce chapitre, nous allons étudier le comportement dynamique d'un réservoir surélevé réalisé à Jabalpur en Inde. Pour cela, nous allons utiliser le logiciel Abaqus tout en variant les hauteurs de remplissage du réservoir afin de déterminer les périodes propres du réservoir avec la prise en compte des effets d'interaction fluide-structure en utilisant des masses ajoutées selon le modèle proposé par Housner.

3.2 Détermination des fréquences et modes propres

La détermination des fréquences et des modes propres d'un système revient à résoudre un problème aux valeurs et vecteurs propres d'un système matriciel découlant de sa modélisation en éléments finis. Toutes le

méthodes utilisées pour la résolution de ce type de problème sont de nature itérative ; puisque cela revient à résoudre une équation polynomiale du même ordre que le système matriciel. Le problème est de plus en plus compliqué que le nombre de degrés de liberté est plus grand et il est davantage plus difficile dans le cas des systèmes couplés.

La détermination des fréquences naturelle ω_i et des modes propres de vibrations Φ_i d'une structure, revient à la résolution de l'équation du mouvement sans la prise en compte des termes d'amortissement et du chargement,

Soit :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [K]\{U\} = \{0\} \quad (26)$$

La solution harmonique de cette équation peut être mise sous la forme :

$$\{U\} = \{\Phi\} e^{i\omega t} \quad (27)$$

Avec :

$$i^2 = -1$$

$\{\Phi\}$: vecteur colonne contenant les amplitudes des différents degrés de liberté.

$\{U\}$ et $\{\ddot{U}\}$: représentent respectivement les déplacements et accélérations des différents degrés de liberté.

ω : fréquence propre des vibrations du système.

M et K sont les matrices de rigidité et masse du système.

D'après l'équation(27)

$$\{\ddot{U}\} = -\omega^2 \cdot \{\Phi\} \cdot e^{i\omega t} \quad (28)$$

Si on remplace (28)et(27) dans (26), on aura :

$$([K] - \omega^2 \cdot [M]) \cdot \{\Phi\} = \{0\} \quad (29)$$

Pour que le système (29) admet des valeurs non nulles pour Φ_i , il faut que :

$$\det([K] - \omega^2 \cdot [M]) = 0 \quad (30)$$

L'expression du déterminant est une équation de degré n qui est la taille des matrices M et K .

Ses racines sont les carrées des pulsations propres de la structure dont la période fondamentale correspond à la plus petite, avec :

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (31)$$

Après avoir calculer les fréquences naturelles, les modes propres Φ_i sont déterminés en résolvant l'équation(28) pour chaque ω_i .ainsi, chaque fréquence naturelle correspond un vecteur mode propre qui représente une déformation de la structure. (22)

3.3 Présentation du logiciel Abaqus

Abaqus est un logiciel de simulation par éléments finis de problèmes très variés en mécanique; en particulier les problèmes non-linéaires.

A partir d'un fichier de données (.inp) qui décrit l'ensemble du problème mécanique, le logiciel analyse les données, effectue les simulations demandées et fournit les résultats dans un fichier .odb.

Abaqus/CAE est un environnement complet d'Abaqus qui fournit une interface simple et cohérente pour créer, soumissionner, surveiller, et évaluer les résultats d'Abaqus/Standard et Abaqus/Explicit simulations. Abaqus/CAE est divisé en modules, où chaque module définit un aspect logique du processus de modélisation ; par exemple, définissant la géométrie (Part), définissant les propriétés matérielles (Property), et générant un maillage (Mesh)... Pendant qu'on se déplace d'un module à un autre, on établit le modèle dont Abaqus/CAE produit un dossier d'entrée qu'on soumit à l'Abaqus/Standard ou Abaqus/Explicit analysis product. Ce dernier exécute l'analyse, envoie l'information à Abaqus/CAE pour permettre de suivre le progrès du travail, et produit une base de données de rendement. En conclusion, on utilise le module de visualisation vd'Abaqus/CAE pour lire la base de données de rendement et pour voir les résultats de notre analyse.

3.4 Prise en main du logiciel

Afin de se familiariser avec le logiciel Abaqus, on effectue une étude comparative entre les résultats obtenus par deux logiciels d'éléments finis (SAP2000 et Abaqus) d'un réservoir surélevé.

Pour cela, on va s'intéresser à deux modèles différents : un premier modèle avec deux masses voir figure 3.1 et un deuxième modèle qui représente un modèle mécanique équivalent au premier; figure 3.3

3.4.1 Modèle à 2 masses

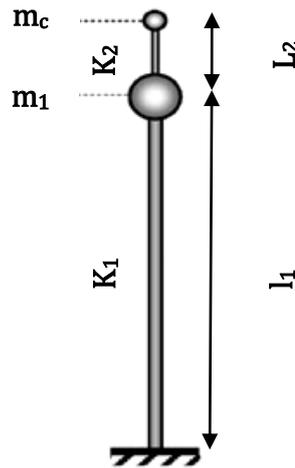


Figure 3.1. Modèle à deux masses (16)

Le tableau 3.1 montre les caractéristiques du modèle qui sont obtenues en variant les hauteurs de remplissage du réservoir.

Tableau 3.1. Caractéristiques du premier modèle

	Hauteurs de remplissage			
	0.95Hr	0.75Hr	0.50Hr	0.25Hr
l_1 (m)	24.200	23.590	22.793	21.996
l_2 (m)	2.260	1.532	0.789	0.302
D_1 (m)	3.200	3.134	3.054	2.973
D_2 (m)	0.200	0.146	0.084	0.033
m_1 (t)	1231	1023	808	664
m_2 (t)	212	207	186	123
K_1 (KN/m)	34600	34600	34600	34600
K_2 (KN/m)	628	598.863	482.773	212.881

Avec Hr est la hauteur totale de remplissage.

Les résultats obtenus sont montrés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 3.2. Périodes propres obtenues pour des différents taux de remplissage du premier modèle.

		Hauteurs de remplissage			
		0.95Hr	0.75Hr	0.50Hr	0.25Hr
Périodes propres (SAP2000)	Ti (s)	1.1666	1.0722	0.9556	0.8700
	Tc (s)	3.7078	3.7472	3.9466	4.8025
Périodes propres (Abaqus)	Ti (s)	1.1773	1.0849	0.9645	0.8279
	Tc (s)	3.6297	3.7383	3.9242	4.9702

On voit que les résultats obtenus par le logiciel SAP2000 sont presque identiques à ceux obtenus avec le logiciel Abaqus, l'histogramme suivant illustre les résultats obtenus.

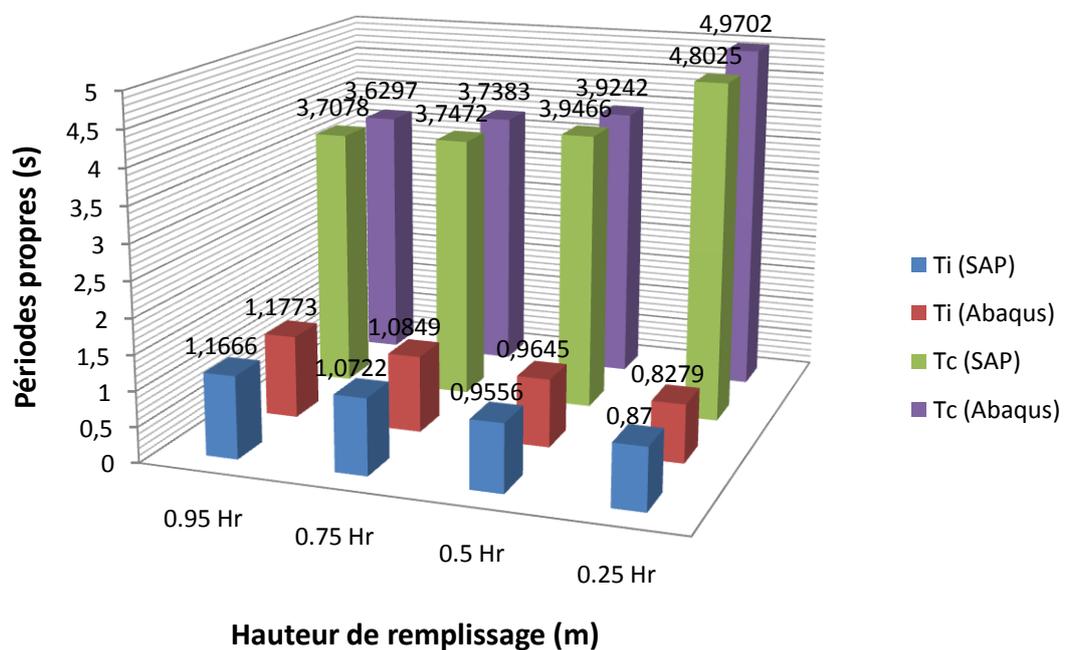


Figure 3.2. Comparaison des périodes propres du premier modèle obtenues par SAP et Abaqus.

3.4.2 Modèle mécanique équivalent

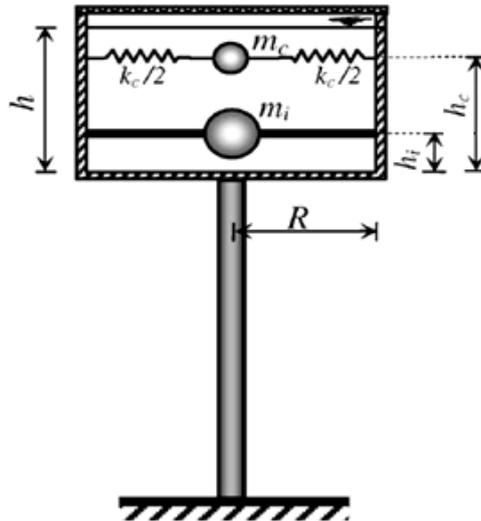


Figure 3.3. Modèle mécanique équivalent (16)

Le tableau 3.3 montre les caractéristiques du modèle qui sont obtenues en variant les hauteurs de remplissage du réservoir.

Tableau 3.3. Caractéristiques du deuxième modèle.

	Hauteurs de remplissage			
	$0.95 H_r$	$0.75 H_r$	$0.5 H_r$	$0.25 H_r$
m_i (t)	598	408	192	48
m_1 (t)	1213	1023	808	664
m_c (t)	212	207	186	123
h_c (m)	5.260	3.922	2.382	1.098
h_i (m)	3.000	2.390	1.593	0.796
k_c (KN/m)	628	598.863	482.773	212.881

Avec $K_s = 34600$ KN/m, tel que K_s est la rigidité de la structure.

Les résultats obtenus sont montrés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 3.4. Périodes propres obtenues pour des différents taux de remplissage du deuxième modèle.

		Hauteurs de remplissage			
		$0.95H_r$	$0.75H_r$	$0.50H_r$	$0.25H_r$
Périodes propres (SAP2000)	Ti (s)	1.1666	1.0722	0.9556	0.8700
	Tc (s)	3.7078	3.7472	3.9466	4.8025
Périodes propres (Abaqus)	Ti (s)	1.2900	1.1300	0.9461	0.8820
	Tc (s)	3.7174	3.7426	3.9370	4.7897

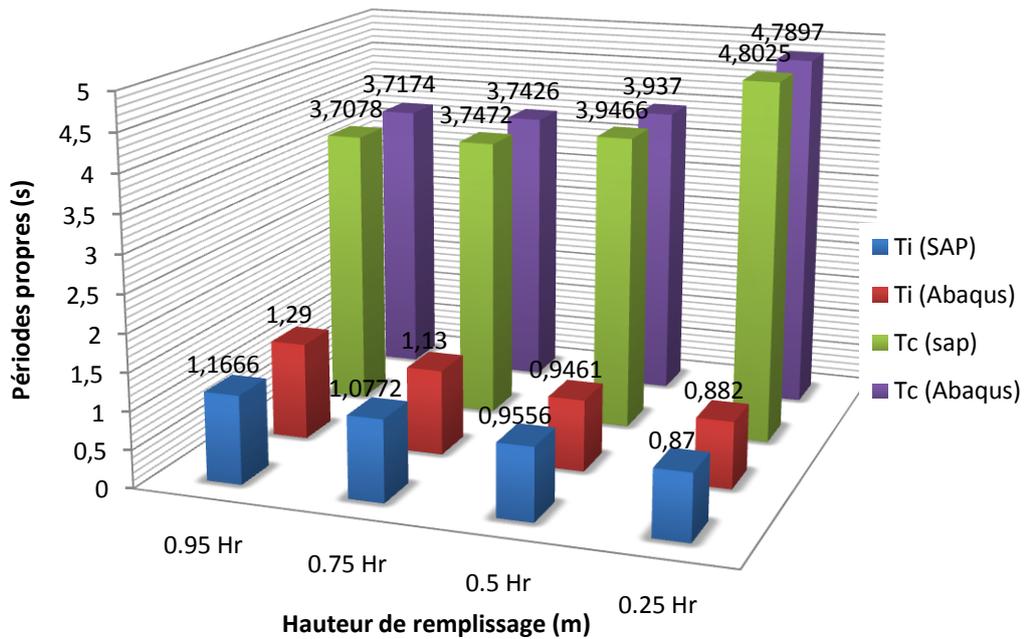


Figure 3.4. Comparaison des périodes propres du deuxième modèle obtenues avec SAP et Abaqus.

On voit que les deux valeurs des périodes obtenues par Abaqus sont presque égales à celles obtenues par SAP2000.

On voit bien aussi que les résultats des deux modèles étudiés sont presque identiques.

Une deuxième remarque très importante, c'est que les périodes de vibration T_i (périodes impulsives) diminuent avec la diminution de la hauteur de remplissage, ce qui est le contraire pour les périodes convectives T_c .

3.5 Application pour le cas d'un modèle tridimensionnel

Pour cette application, on considère comme cas d'étude un réservoir surélevé en béton armé d'une capacité de 2270 m³ avec une tour creuse comme structure de soutien tel que montré sur la figure (3.5).

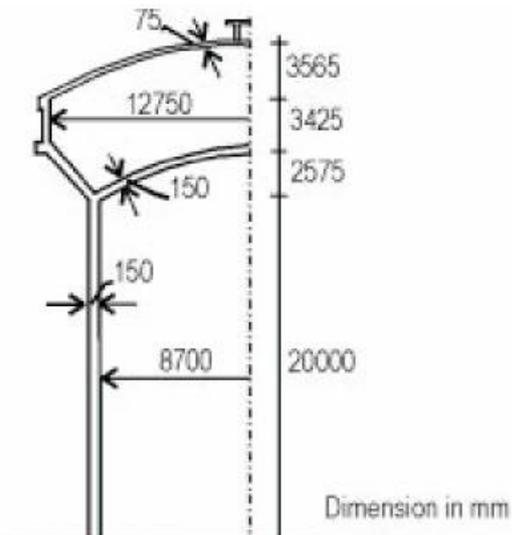


Figure 3.5. Coupe verticale du réservoir surélevé considéré dans l'analyse sismique (23)

Dans l'analyse, on ne tient pas compte de l'interaction sol-structure ; le réservoir est considéré encastré à sa base. Pour tenir compte des effets de flexibilité de la structure du réservoir et des ballottements à la surface, on relie la masse impulsive au réservoir par des corps infiniment rigides et la masse convective par des ressorts de rigidité K selon le modèle de Housner. La figure suivante montre la modélisation avec Abaqus du réservoir en 3D, les deux masses ; impulsive et convective ainsi que les deux ressorts utilisés.

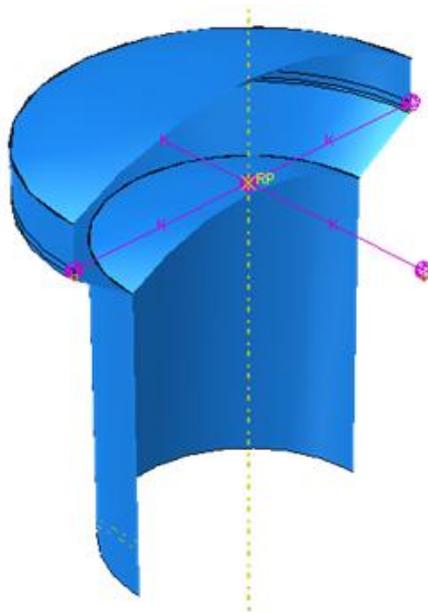


Figure 3.6. Coupe verticale du réservoir avec IFS.

Le maillage correspondant est illustré dans la figure suivante,

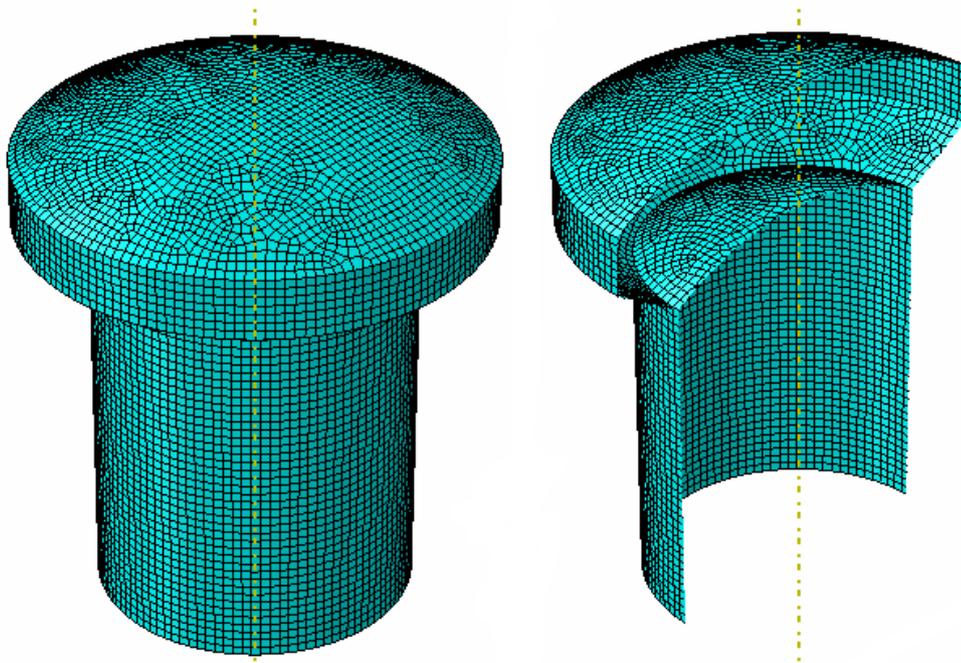


Figure 3.7. Maillage de la structure.

Pour la validation de notre modèle d'éléments finis en 3D, nous allons faire une comparaison avec le modèle simplifié de Housner.

Maintenant pour pouvoir calculer les deux masses impulsive et convective ainsi que leurs positions selon les formules de Housner, quelques simplifications ont été apportées à sa géométrie en l'assimilant à un cylindre équivalent, ayant le même volume de liquide que le réservoir réel, et le diamètre est égal à celui du cône au niveau du liquide. (24), (25). Cette simplification n'a pas beaucoup d'influence sur la réponse du réservoir ; la forme des modes fondamentaux (impulsif et convectif) n'est pas influencée par la forme du toit du réservoir. Les propriétés du mode impulsif fondamental dépendent principalement des propriétés de la géométrie et de la rigidité de la structure de soutien. En comparaison, le mode convectif fondamental est principalement affecté par la géométrie (allongement) du cylindre supérieur et à un degré moins par la géométrie de la partie conique de la cuve. En conséquence, une telle prétention pourrait seulement avoir comme conséquence une légère augmentation sur la taille de l'eau contenue et en conséquence une légère réduction du rapport de masse convectif (W_C/W_L). En outre, puisque toute la réponse est principalement dominée

par le composant impulsif, l'effet d'une telle prétention sur toute la réponse du modèle sera négligeable. (26)

Les caractéristiques mécaniques et géométriques du système fluide-structure de ce dernier sont illustrées dans les deux tableaux ci-après.

Tableau 3.5 Caractéristiques mécaniques

Matériaux		
Réservoir	Masse volumique (ρ_r)(Kg/m ³)	2.5 10 ³
	Module de Young (E_r)(MPa)	3.2 10 ⁴
Liquide	Masse volumique (ρ_L)(Kg/m ³)	1.0 10 ³

Tableau 3.6 Caractéristiques géométriques

Géométrie		
Réservoir	Rayon (R_r) (m)	12.75
	Hauteur (H_r) (m)	4.437
Liquide	Hauteur (H_L) (m)	Variable

3.5.1 Analyse du modèle

Pour l'analyse du réservoir surélevé, on se réfère aux modèles à un et deux degrés de liberté pour déterminer les caractéristiques m_i , m_1 , m_c , h_i , h_c et k_c suivant les formules proposées par Housner tout en variant les hauteurs de remplissage. La rigidité K_s et la masse M du château d'eau pour le modèle à un degré de liberté sont montrées sur la figure (3.8).

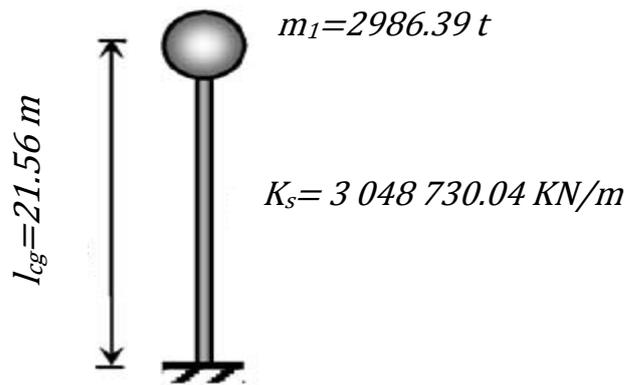


Figure 3.8. Modèle à 1DDL.

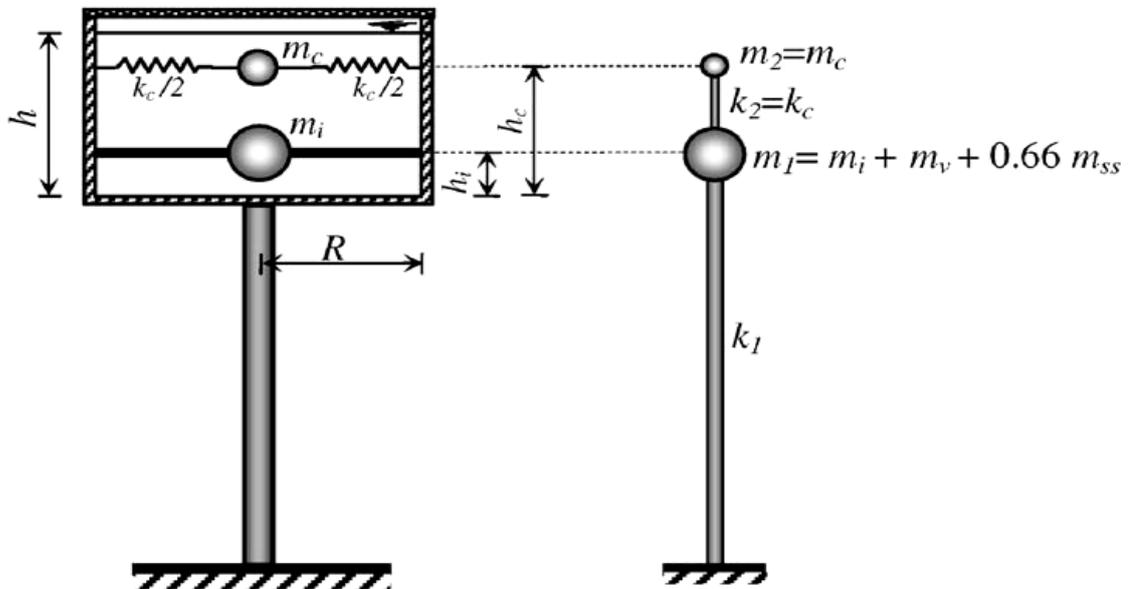


Figure 3.9. Modèle à 2DDL.

Exemple de calcul des caractéristiques du modèle à 2DDL :

Pour un cylindre de rayon $R=12.75\text{m}$ et d'une hauteur $h=4.437\text{m}$,

$$m_e = \rho_e \pi R^2 h = 1000 * 3.14 * 12.75^2 * 4.437$$

$$m_e = 2264.82 \text{ t}$$

On a d'après le modèle à 1ddl, $m_1 = m_e + 0.66 m_{ss} + m_v$

D'où,

$$0.66 m_{ss} + m_v = m_1(1ddl) - m_e \longrightarrow 0.66 m_{ss} + m_v = 2986.39 - 2264.82$$

$$0.66 m_{ss} + m_v = 721.57 \text{ t}$$

Masse impulsive m_i

$$m_i = m_e \frac{\tanh(1.74 R/h)}{(1.74 R/h)} \longrightarrow m_i = 2264.82 \frac{\tanh(1.74 * 12.75/4.437)}{(1.74 * 12.75/4.437)}$$

$$m_i = 452.923 t$$

d'où: $m_1 = m_i + 0.66 m_{ss} + m_v \longrightarrow m_1 = 452.923 + 721.570$

$$m_1 = 1174.493 t$$

Masse convective

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

$$m_c = 2264.820 * 0.318 * \frac{12.75}{4.437} \tanh\left(1.84 \frac{4.437}{12.75}\right)$$

$$m_c = 1169.554 t$$

Hauteur de la masse convective h_c

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

$$h_c = \left[1 - \frac{\cosh(1.84 * 4.437/12.75) - 1}{1.84 * 8/6 \sinh(1.84 * 4.437/12.75)}\right] * 4.437$$

$$h_c = 2.291 m$$

Hauteur de la masse impulsive h_i

$$h_i = \frac{3}{8} h \longrightarrow h_i = \frac{3}{8} * 4.437$$

$$h_i = 1.664 m$$

Rigidité k_c

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

$$k_c = 1169.554 \frac{9.81}{12.75} 1.84 \tanh\left(\frac{1.84 * 4.437}{12.75}\right)$$

$$k_c = 935.697 KN/m$$

Les caractéristiques m_i, m_1, m_c, h_i, h_c et k_c obtenues en variant la hauteur du liquide contenu dans le réservoir sont illustrées dans le tableau ci-après ;

Tableau 3.7 : Caractéristiques du modèle en variant les hauteurs de remplissage.

	Hauteur de remplissage		
	H_r	$0.75 H_r$	$0.5 H_r$
$m_i (t)$	452.923	254.676	113.905
$m_1 (t)$	1174.493	976.253	835.482
$m_c (t)$	1169.554	923.755	642.603
$h_c(m)$	2.291	1.695	1.122
$h_i(m)$	1.664	1.247	0.834
$K_c(KN/m)$	935.697	584.724	282.47

Avec $K_s = 3048730.04$ KN/m.

Le tableau suivant montre les périodes propres calculées par Abaqus pour le réservoir avec et sans ballottement pour les six premiers modes du réservoir et en variant les hauteurs de remplissage.

Tableau 3.8. Périodes propres obtenues par Abaqus _ réservoir vide , avec et sans ballottement _

modes	Période impulsive T_i				Période convective T_c		
	H_r	$0.75H_r$	$0.5H_r$	A vide	H_r	$0.75H_r$	$0.5H_r$
1	0.2315	0.2043	0.1886	0.1590	7.0472	7.9113	9.4795
2	0.2314	0.2043	0.1885	0.1590	7.0472	7.9113	9.4795
3	0.2019	0.1721	0.1453	0.1016	0.0100	0.0100	0.0100
4	0.0065	0.0065	0.0063	0.0918	0.0100	0.0100	0.0100
5	0.0065	0.0065	0.0063	0.0918	0.0064	0.0064	0.0064
6	0.0058	0.0058	0.0058	0.0915	0.0058	0.0058	0.0058

La figure suivante montre les quatre premiers modes obtenus par Abaqus pour le réservoir vide.

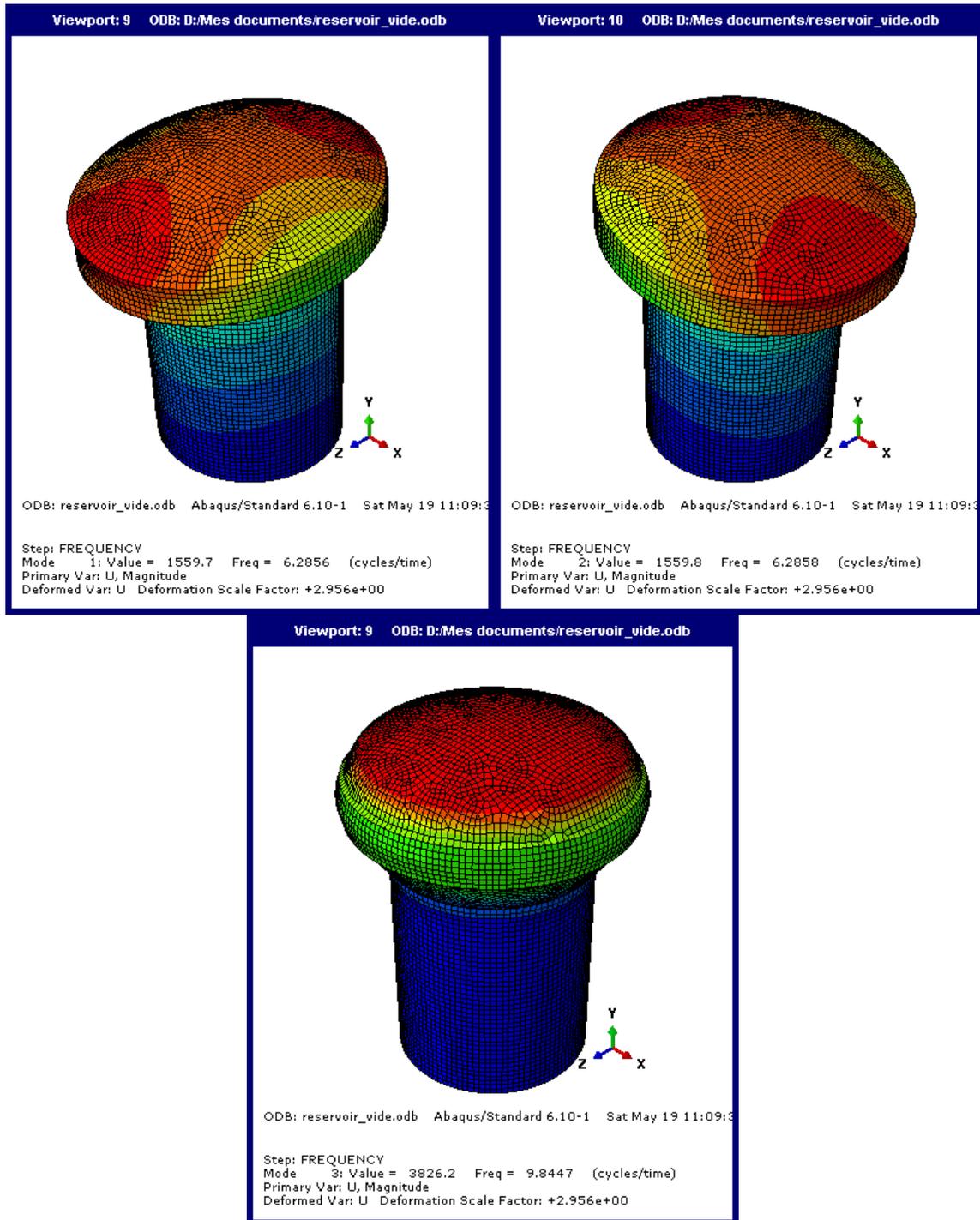


Figure 3.10. Les quatre premiers modes pour réservoir vide

On voit bien que les deux premiers modes sont des modes de translation dans le sens horizontal alors que le troisième est un mode de translation dans le sens vertical.

Pour le système complet (les deux masses ; impulsive et convective sont considérées), le tableau 3.9 montre les résultats obtenus avec Abaqus.

Tableau 3.9. Périodes propres obtenues pour le système complet.

mode	Hauteurs de remplissage(m)		
	H_r	$0.75H_r$	$0.5H_r$
1	7.0372	7.9113	9.4966
2	7.0348	7.9113	9.4966
3	0.2313	0.2042	0.1885
4	0.2313	0.2042	0.1885
5	0.2019	0.1721	0.1453
6	0.0065	0.0065	0.0063

Il en résulte de ces tableaux que lorsque le ballotement à la surface libre est négligé, les périodes propres augmentent avec l'augmentation de la hauteur de remplissage.

Les périodes de ballotement augmentent avec la diminution des hauteurs de remplissage.

Selon le tableau 3.8, la période impulsive a peu d'influence sur la période totale.

Les figures suivantes montrent les modes obtenus par Abaqus pour le réservoir avec IFS pour différentes hauteurs de remplissage.

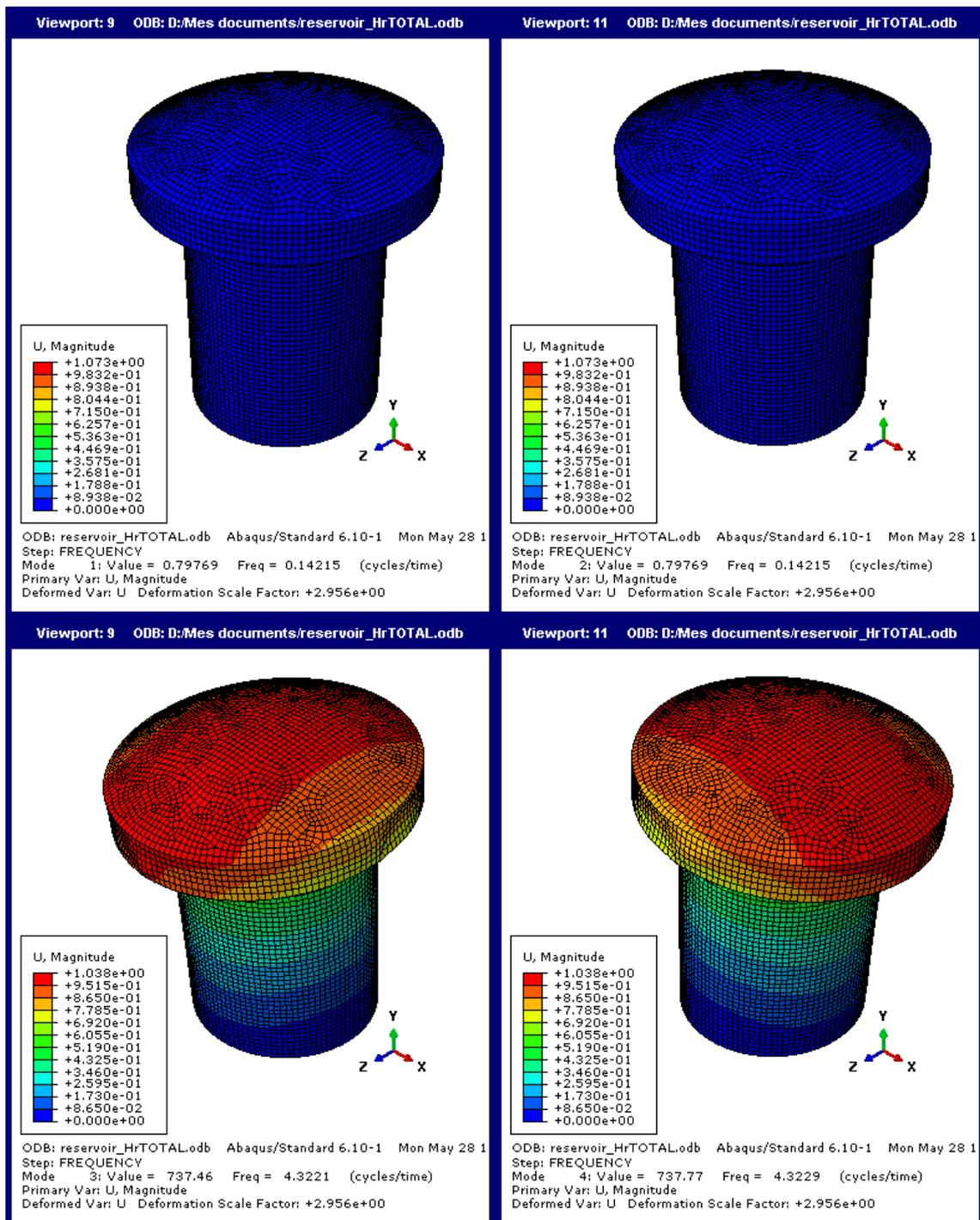


Figure 3.11. Les quatre premiers modes du réservoir avec IFS (H_R)

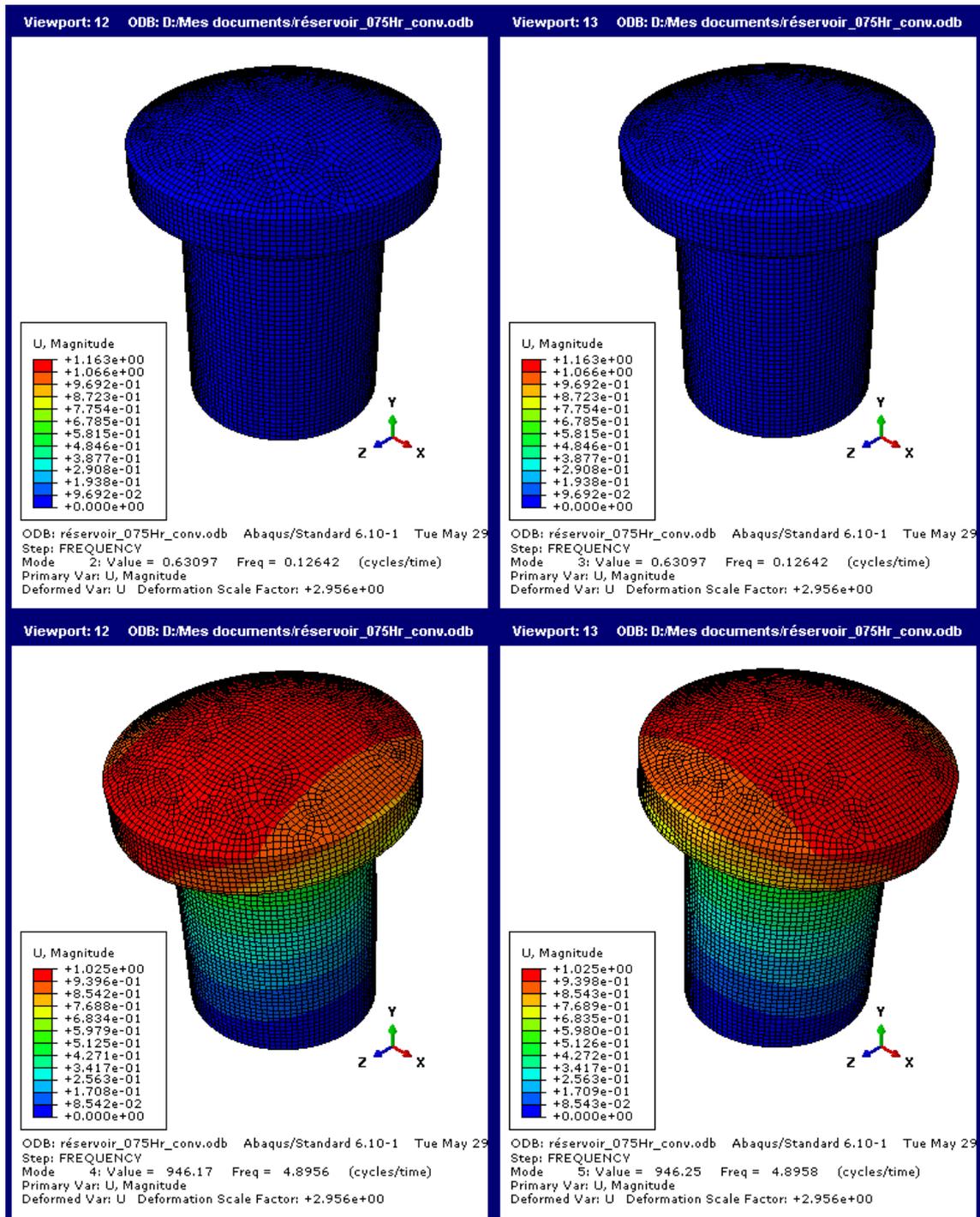


Figure 3.12. Les quatre premiers modes du réservoir avec IFS (0.75H_r).

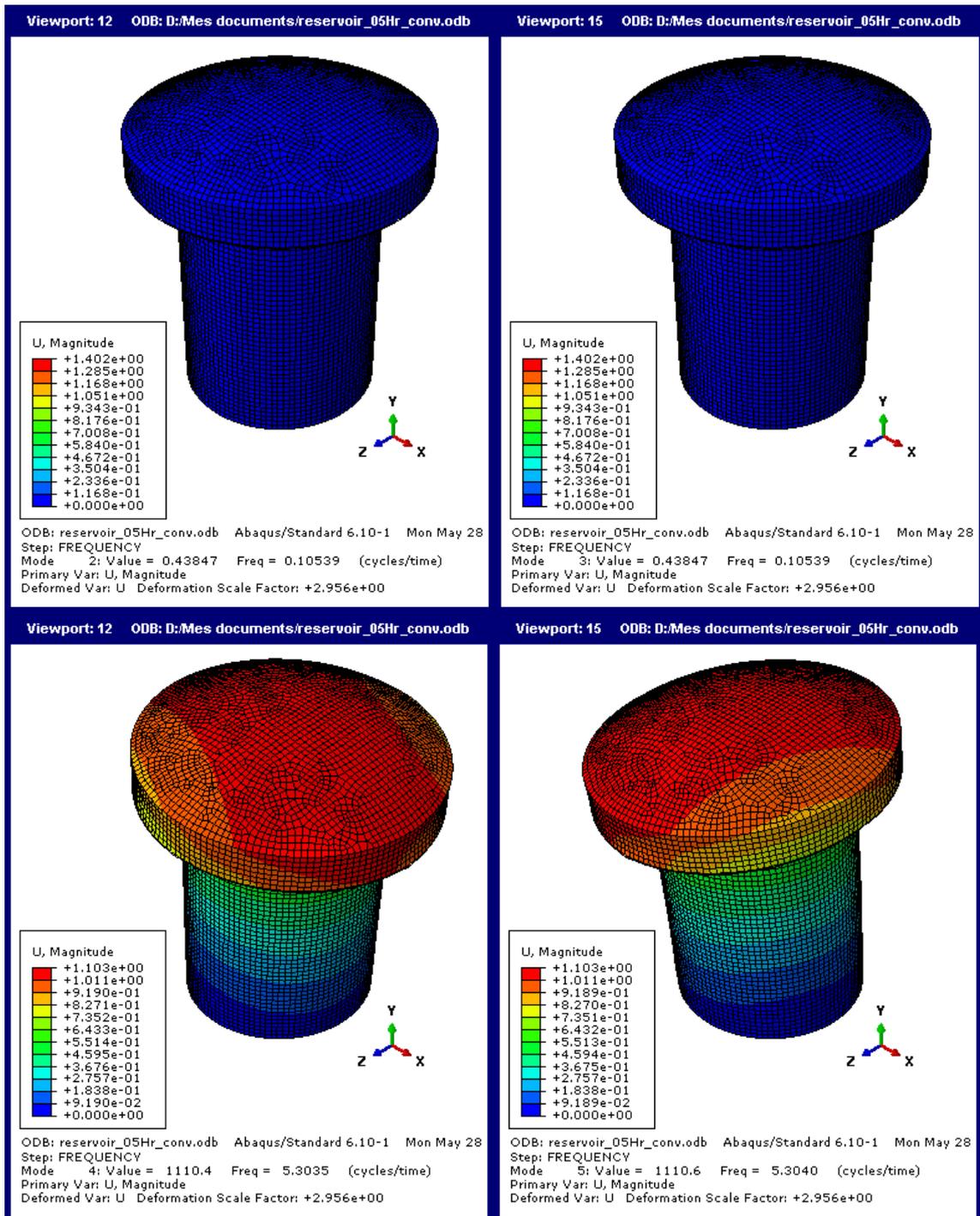


Figure 3.13. Les quatre premiers modes du réservoir avec IFS (0.50H_r).

On peut comparer ces résultats aux calculs manuels pour les premiers modes de vibration qui sont calculés comme suit :

$$T_i = 2 * \pi * \sqrt{m_1/K_s} \tag{32}$$

Avec :

T_i : période impulsive.

Pour la période convective T_c , on utilise la formule de Housner, équation (13).

Tableau 3.10. Périodes propres calculées par la formule de Housner_ avec ballottement et IFS.

Périodes(s)	Hauteurs de remplissage (m)		
	Hr	0.75Hr	0.50Hr
$T_{Housner}$	7.0560	7.8997	9.4883
T_{Abaqus}	7.0372	7.9113	9.4966
Ecart (%)	0.2664	0.1468	0.0874

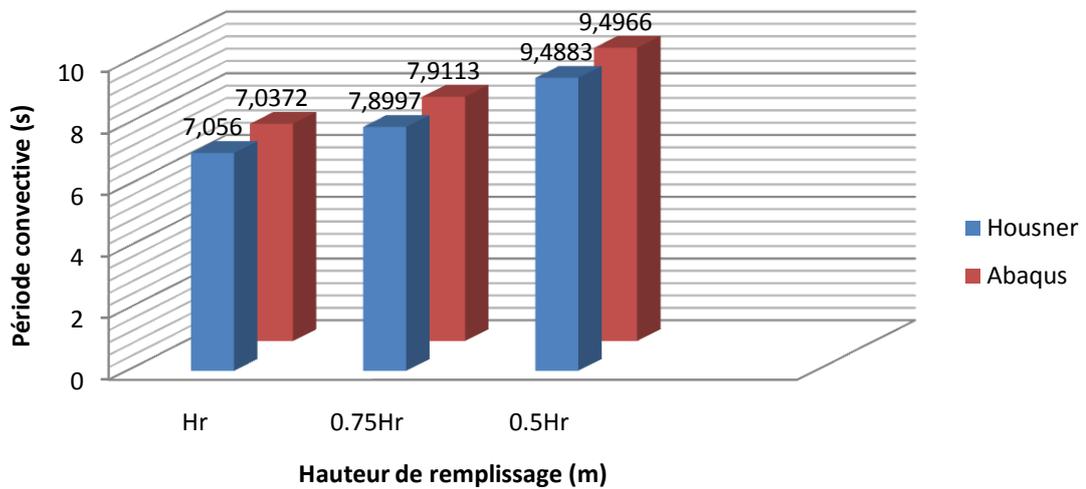


Figure 3.14 Comparaison des périodes convectives

Les périodes propres, calculées par le logiciel Abaqus sont très proche de celles calculées par la formule de Housner, aussi les trois figures 3.11 ,3.12, 3.13, montrent que les deux premiers modes de vibration ne représentent pas de déplacements (pas de changement de couleur), cela s'explique pour le fait que la déformation qui correspond à ces deux modes de vibration représente le déplacement de la masse convective.

CHAPITRE 4

ANALYSE DE LA REPONSE SISMIQUE

4.1 Introduction

Suite à l'insuffisance de la représentation statique des forces sismiques et dans le but d'évaluer de façon réaliste le comportement d'une structure de grandes dimensions tels les barrages et réservoirs soumise à un chargement sismique, on s'intéressera dans ce présent chapitre à la détermination de la réponse sismique en terme de déplacement, du réservoir vide puis du système complet rempli à 0.75Hr en gardant les mêmes propriétés du modèle précédent.

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

Pour la résolution de ce système, on peut citer deux méthodes :

- Méthode de superposition modale pour les systèmes à comportement linéaire et à amortissement classique ;
- Méthode d'intégration directe pas à pas.

4.2 L'excitation sismique considérée

L'excitation sismique considérée dans ce chapitre est l'enregistrement accélérométrique des composantes horizontales du séisme d'Impérial Valley

du 18 mai 1940, enregistré à la station d'El Centro ; en termes de fréquence, il est le plus riche. Dans cette analyse, on s'intéressera à deux nœuds n_{c1} et n_{c2} du réservoir vide et rempli à $0.75H_r$ avec :

n_{c1} : nœud de contrôle situé au sommet du réservoir.

n_{c2} : nœud de contrôle situé à la surface libre du liquide au niveau de la masse convective.

Les quinze premières secondes de l'enregistrement sont montrées dans la figure suivante.

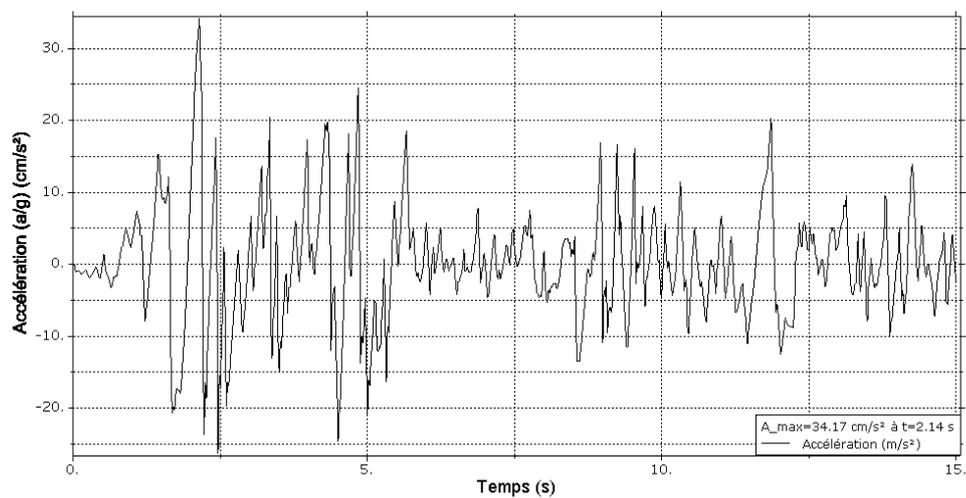


Figure 4.1. Accélération sismique du séisme d'Impérial Valley d'El Centro.

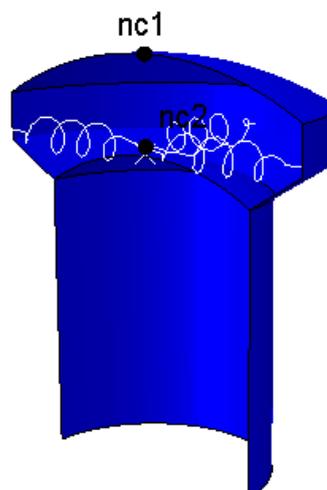


Figure 4.2. Position des nœuds de contrôle (n_{c1} , n_{c2}).

4.3 Analyse des résultats

Tout au long de l'analyse, le réservoir est considéré avec un taux d'amortissement critique de béton égal à 5%. En utilisant l'amortissement de Rayleigh. Une étape de temps d'intégration de 0.005 a été employée pour être assez petite pour caractériser la réponse.

Les figures qui suivent représentent la variation dans le temps des déplacements, vitesses et accélérations relatifs du réservoir vide et du système avec IFS rempli à 0.75Hr des nœuds n_{c1} et n_{c2} .

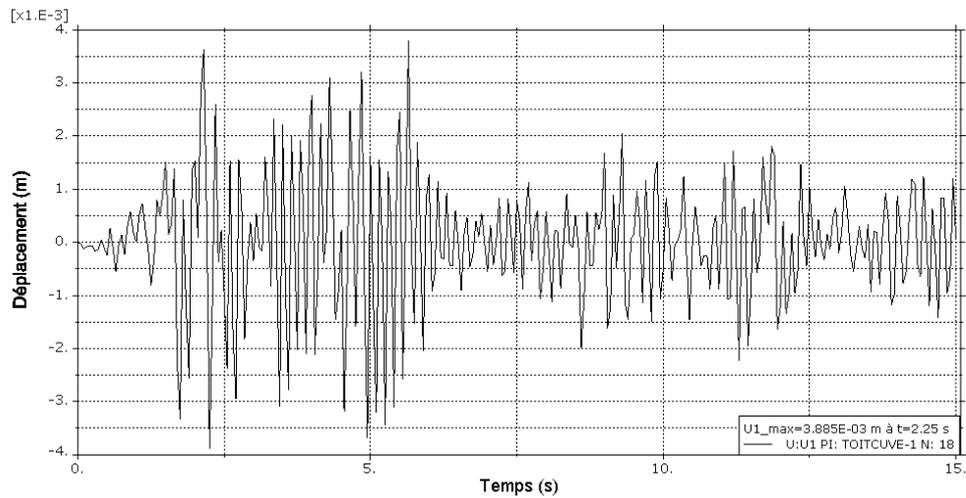


Figure 4.3. Déplacement du nœud n_{c1} obtenu avec Abaqus pour le réservoir vide.

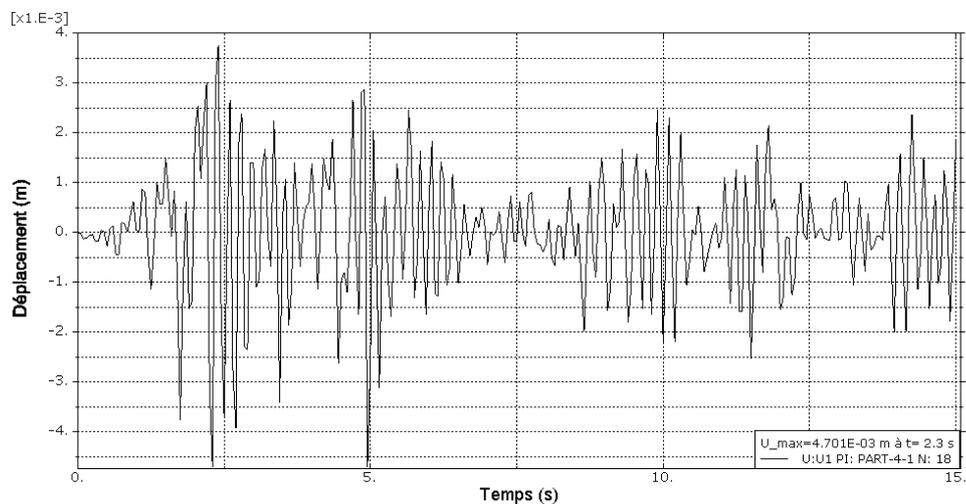


Figure 4.4. Déplacement du nœud n_{c1} obtenu avec Abaqus pour le système avec IFS.

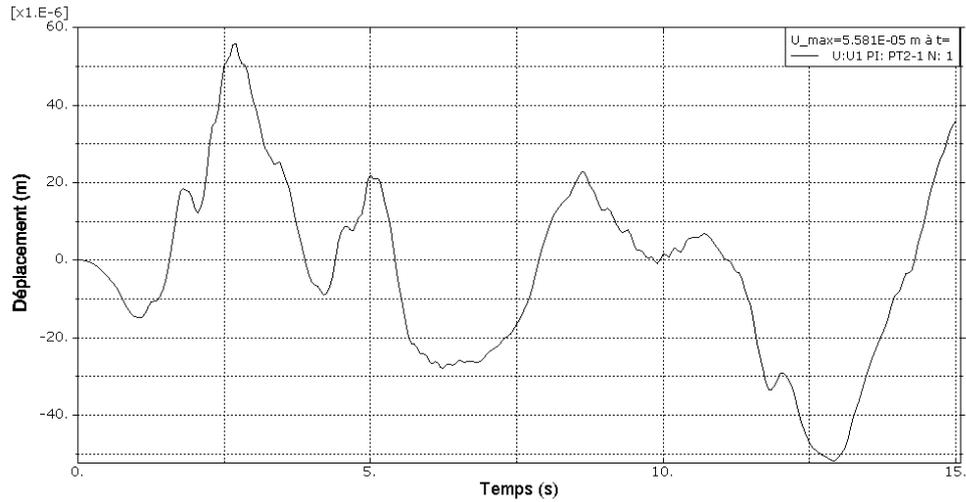


Figure 4.5. Déplacement du nœud n_{c2} obtenu avec Abaqus pour le système avec IFS.

On remarque que le déplacement maximal du nœud n_{c1} du réservoir vide $U_{\max}=3.885$ mm est atteint à $t=2.25$ s. Pour le même nœud du système avec IFS, $U_{\max}=4.701$ mm est atteint à $t=2.30$ s. 0.40s plus tard le nœud n_{c2} atteint le maximum; $U_{\max}=0.0558$ mm.

On remarque aussi que la prise en compte des effets d'IFS donne des déplacements plus importants et que le déplacement de la masse ajoutée est très faible par rapport au déplacement du réservoir dans les deux cas vide et avec IFS.

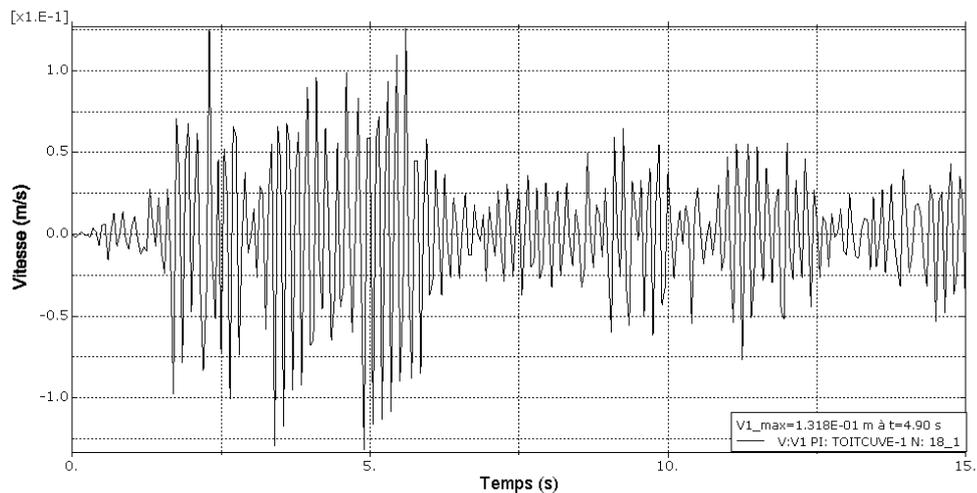


Figure 4.6. Vitesse du nœud n_{c1} pour le réservoir vide obtenue avec Abaqus.

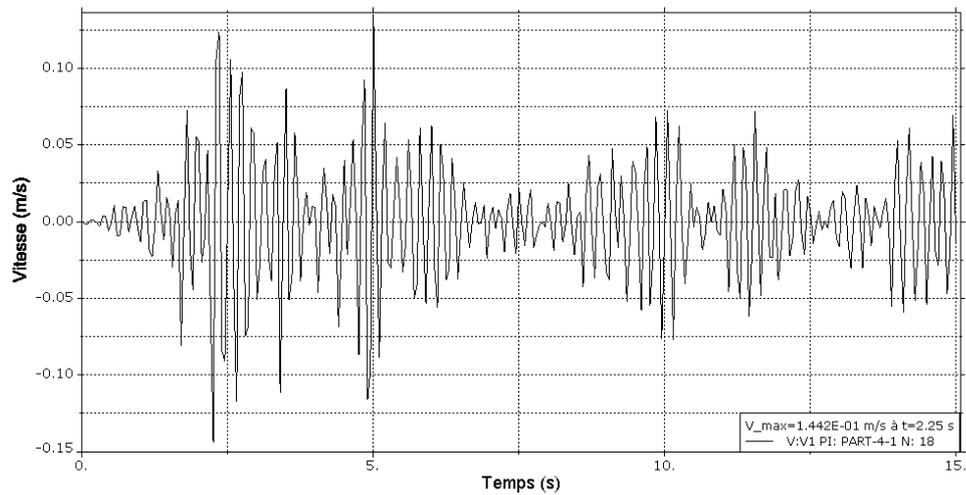


Figure 4.7. Vitesse du nœud n_{c1} obtenue avec Abaqus pour le système avec IFS.

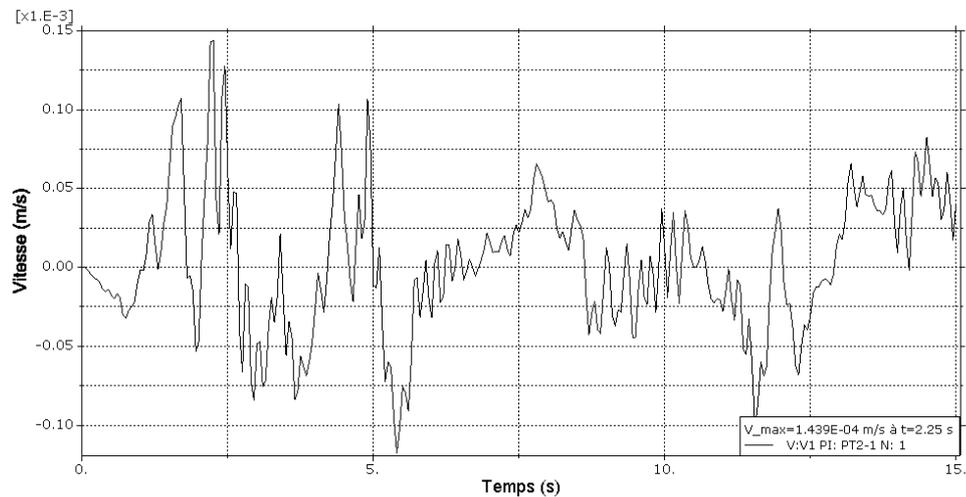


Figure 4.8. Vitesse du nœud n_{c2} obtenue avec Abaqus pour le système avec IFS.

On remarque que la vitesse maximale du nœud n_{c1} du réservoir vide $V_{\max}=0.131$ m/s est atteinte à $t=4.90$ s. Pour le même nœud du système avec IFS, $V_{\max}=0.144$ m/s est atteinte à $t=2.25$ s. Au même temps $t=2.25$ s le nœud n_{c2} atteint le maximum; $V_{\max}=0.0143$ mm/s.

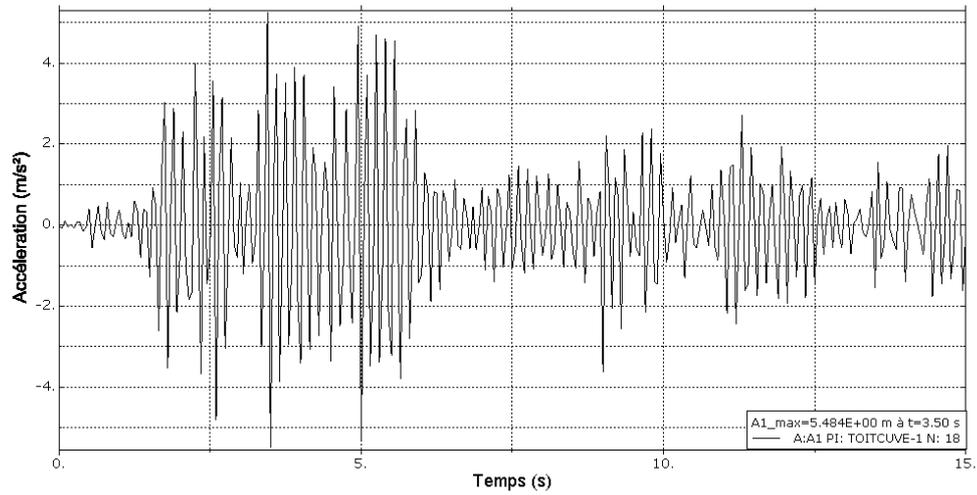


Figure 4.9. Accélération du nœud n_{c1} pour le réservoir vide obtenue avec Abaqus.

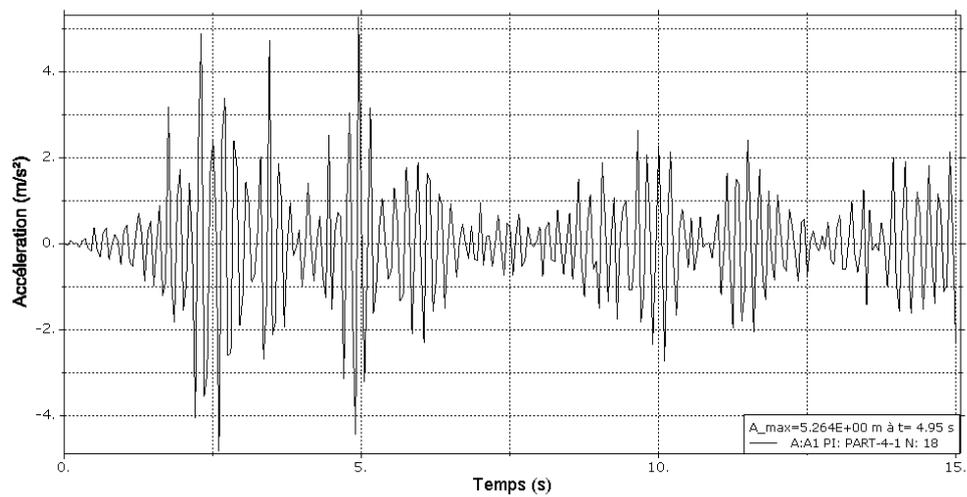


Figure 4.10. Accélération du nœud n_{c1} obtenue avec Abaqus pour le système avec IFS.

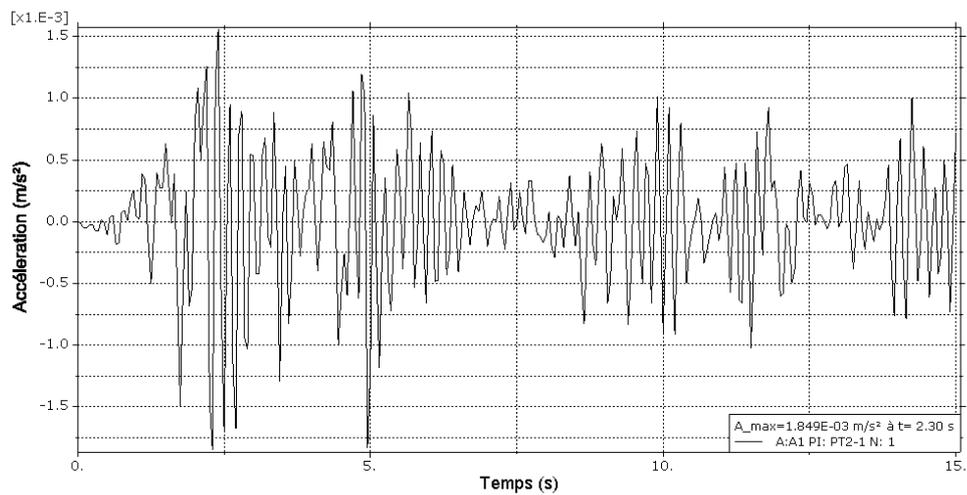


Figure 4.11. Accélération du nœud n_{c2} obtenue avec Abaqus pour le système avec IFS.

On remarque que l'accélération maximale du nœud n_{c1} du réservoir vide $A_{\max}=5.484 \text{ m/s}^2$ est atteinte à $t=3.5 \text{ s}$. Pour le même nœud du système avec IFS, $A_{\max}= 5.264 \text{ m/s}^2$ est atteinte à $t= 4.95 \text{ s}$. A $t=2.30 \text{ s}$ le nœud n_{c2} atteint le maximum; $A_{\max}= 1.849 \text{ mm/s}^2$.

Pour mieux montrer l'écart de déplacement entre le réservoir vide et rempli, on a opté pour une comparaison illustrée dans la figure suivante.

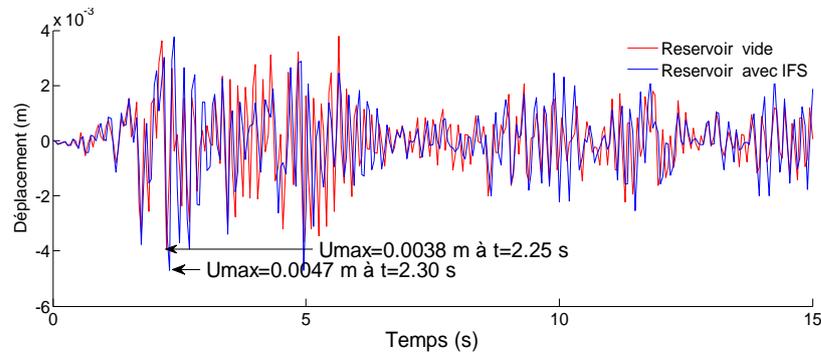


Figure 4.12. Comparaison entre déplacements du réservoir vide et rempli du nœud n_{c1} .

Les deux déplacements maximaux sont atteints presque au même temps, avec un allongement d'amplitude du réservoir plein par rapport au réservoir vide.

Dans ce qui suit, on montre les déplacements, contraintes et déformations maximaux du réservoir sans et avec IFS obtenus par Abaqus.

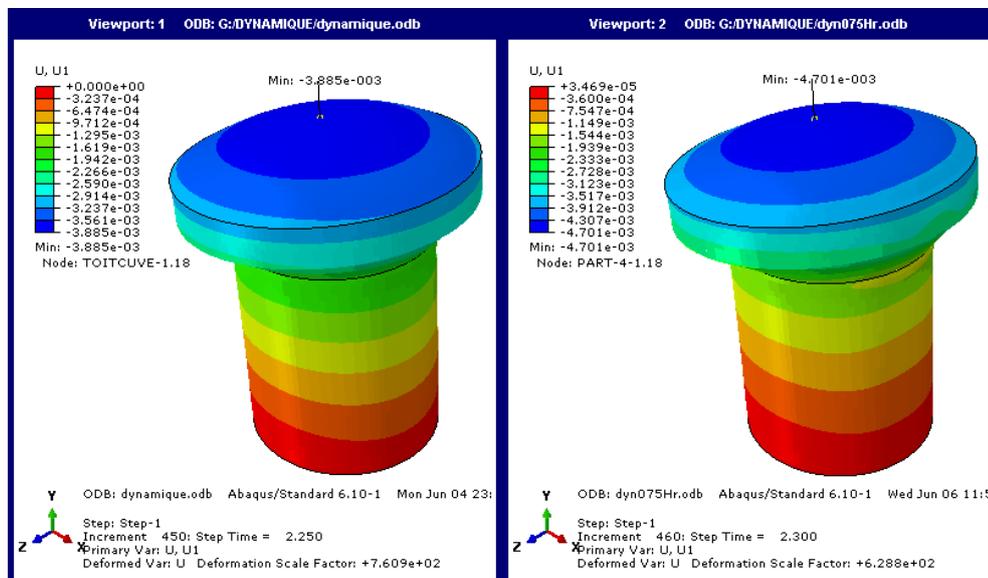


Figure 4.13. Déplacements maximaux au nœud n_{c1} du réservoir vide et avec IFS.

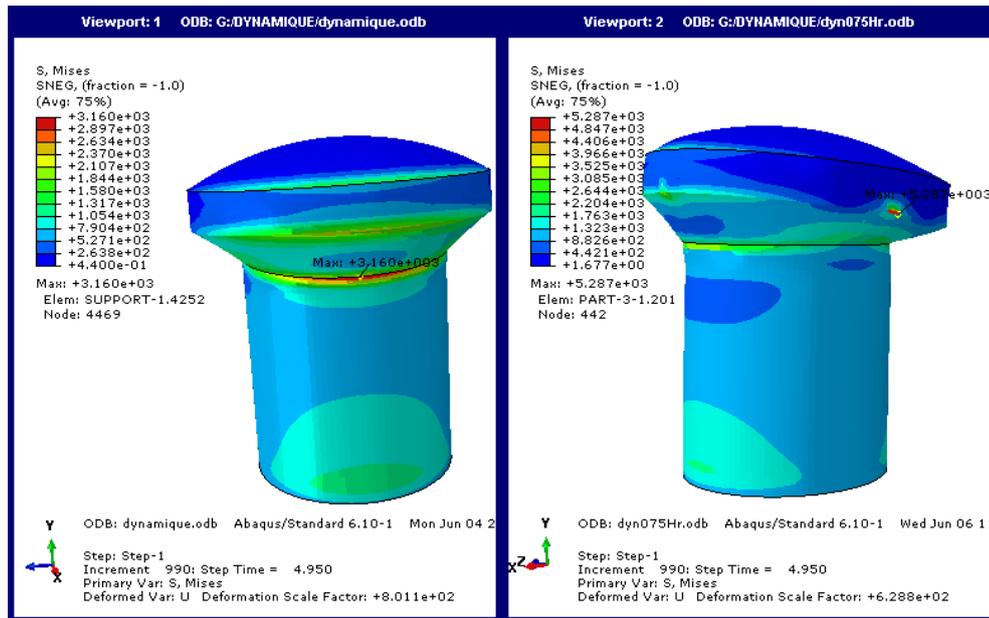


Figure 4.14. Contraintes maximales obtenues du réservoir vide et avec IFS.

Les contraintes maximales sont localisées le long de l'interface support-cuve est cela est dû au changement soudain de rigidité et de géométrie à cette interface.

La concentration de la contrainte maximale au niveau du point de contact du ressort avec la paroi du réservoir qui correspond au nœud 442 présenté sur la figure ci-dessus, est due à la liaison masse convective, ressort et structure.

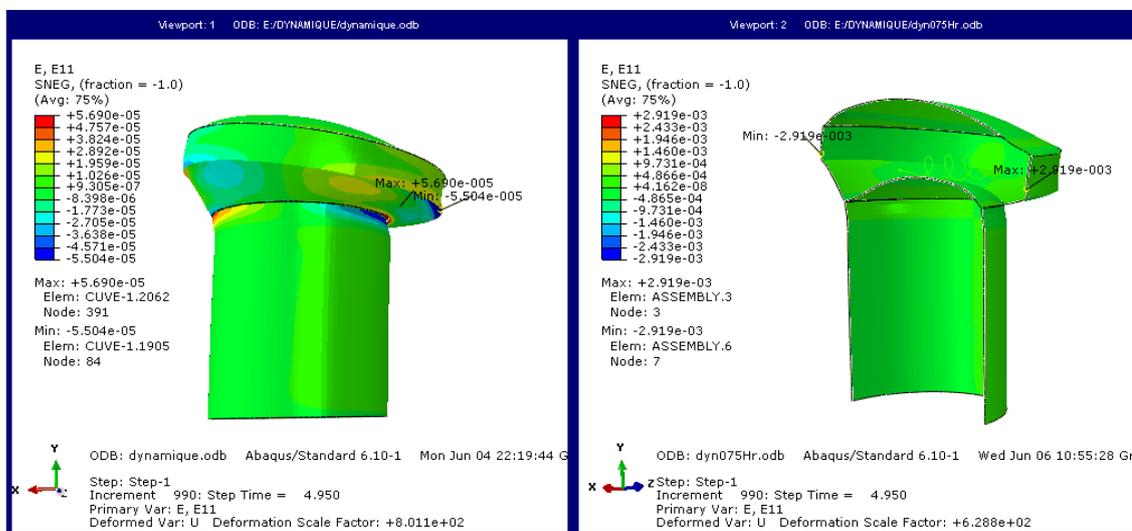


Figure 4.15. Déformations maximales dans le sens X du réservoir vide et avec IFS.

De la figure précédente, on voit que la déformation maximale dans le réservoir avec IFS est plus grande que dans le réservoir vide.

De plus, on voit bien que la déformation maximale est située au niveau de l'interface support-cuve pour les deux cas (vide et avec IFS).

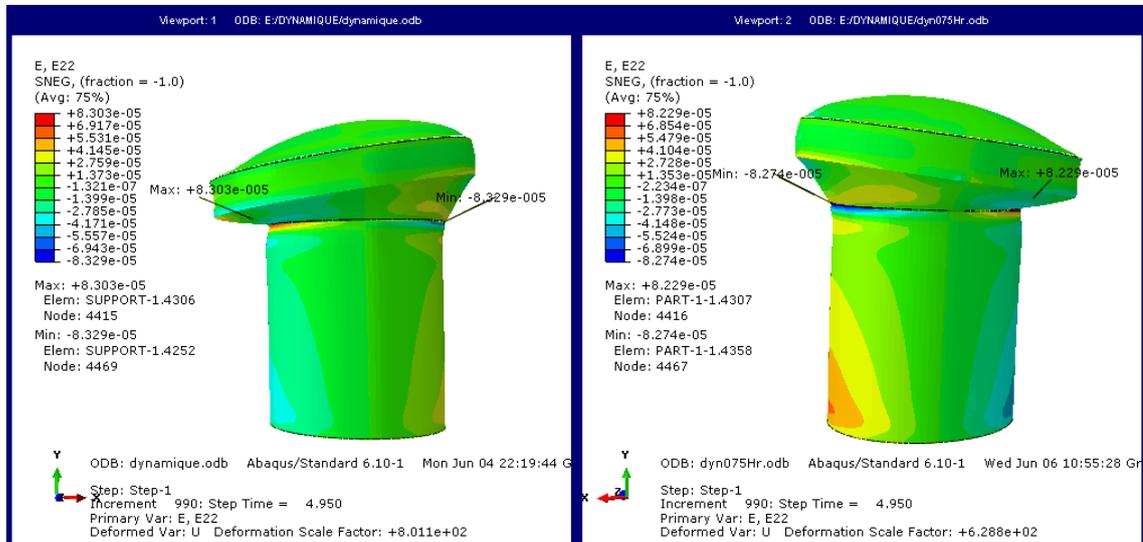


Figure 4.16. Déformations maximales dans le sens Y du réservoir vide et avec IFS.

D'après cette figure, on remarque que la déformation dans le réservoir avec IFS est plus grande que celle du réservoir vide.

Et aussi on aperçoit, que la déformation maximale (en valeur absolue) dans le réservoir avec IFS est observée dans deux points différents là où il y a la contrainte maximale (interface cuve-support) et au pied du réservoir ; par contre dans le réservoir vide, la déformation maximale est observée juste là où il y a la contrainte maximale.

Des trois dernières figures, on remarque que les variations des contraintes et déformations sont antisymétriques par rapport à l'axe Y.

CONCLUSION GENERALE

L'étude réalisée dans ce document a permis d'évaluer les effets d'interaction fluide-structure sur le comportement dynamique des réservoirs de stockage surélevés en utilisant la méthode des éléments finis.

De cette étude, nous pouvons soulever quelques points importants concernant l'analyse des réservoirs surélevés en béton armé :

- Les périodes impulsives augmentent avec l'augmentation de la hauteur de remplissage.
- Les périodes de ballottement augmentent avec la diminution de la hauteur de remplissage.
- Les périodes impulsives ont peu d'influence sur la période totale.
- La prise en compte des effets d'interaction fluide-structure allonge les périodes de la structure avec et sans ballottement.
- Le ballottement à la surface libre influe peu sur le déplacement du réservoir.
- L'utilisation du logiciel Abaqus pour ce modèle amplifie les piques qui suivent même aux dernières secondes.

Ce projet revêt un caractère essentiel sur la formation que venons de terminer. En nous plongeant dans l'univers des règles de calcul en béton armé, il nous a permis d'apprécier l'importance et la nécessité de la maîtrise de l'outil informatique. Il constitue pour nous un fort élan pour embrasser la carrière professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

1. **N.Issaadi, F.Bouchala.** *Modélisation des réservoirs surélevés.* 2011.
2. **H.Azzouz, A.Adib, B.Rebzani.** *Boumerdes 2003, leçons d'un séisme.* 2005.
3. www.google.fr.Fr.wikipedia.org/wiki/centrale_nucléaire_de_Fukushima_Daiichi. [En ligne] 2011.
4. **RAMDANI, L.** Investigation numérique des effets d'interaction fluide-sol-structure sur la réponse sismique des réservoirs de stockage. 2009.
5. **EC-8.** *Eurocode 8 - Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes - Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisations.* 2003.
6. **S.ADEL, F.DAOUDI.** *Etude d'un réservoir en béton armé.* 2008.
7. **K.CHALAL.** *Réponse sismique des réservoirs de stockage.* 2008.
8. **LAURENT, DUCOUP.** *Analyse sismique des réservoirs.* s.l. : université de MARNE LA VALLEE, Master professionnel en Génie parasismique, 2004.
9. **ALGREANE, Gareane A. I., et al.** Behavior of elevated concrete water tank subjected to artificial ground motion. s.l. : University Kebangsaan Malaysia, Bangi, Selangor, Malaysia.
10. **SEGHIR.O.** Notes de cours de dynamique des sols. Département de Génie civil, université A.MIRA, Béjaia : s.n., 2009.
11. **FILIATRAULT, ANDRE.** *Eléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures.* s.l. : Edition de l'école polytechnique de Montréal, 1996.
12. **SEGHIR.A.** Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure. *Thèse de doctorat.* s.l. : université A.MIRA, Béjaia, 2010.
13. *Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid-structure-soil interaction.* **LIVAOGU, R; DOGANGUN, A.** 2006, J. Fluids & Structures, Vol. 22, pp. 421-439.
14. *Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid-structure-soil interaction.* **R.Livaoglu, A.Dogangun.** . 2006.
15. **PLUMIER.A.** <http://www.google.fr/orbit.ulg.ac.be>. [En ligne] 2009.
16. *The dynamic behaviour of water tanks.* **G.W.HOUSNER.** N°1,1963,PP.381-387., 1963, Bulletin of the seismological society of AMERICA, Vol. Vol.53.
17. —. **Housner.** 1963, Bulletin of the seismological society of AMERICA, Vol. Vol.53 (N°1,1963,PP.381-387.).
18. **M.BOUMAIZA.** *Contribution à l'étude et à l'analyse du comportement des barrages en terre et de leur stabilité.* 2010.

19. **Linda, Aouadj.** *comportement dynamique d'un barrage en beton interaction sol-fluide-structure.* 2009.
20. **US Army corps of engineers.** *engineering and design,time history dynamic analysis of concrete hydraulic structures.* 2003 : s.n.
21. **Kasa, A. Gareane I.Algreane Siti Aminah Osman Othman A.Karim Anuar.** *Behaviour of elevated concrete water.*
22. **L.Ramdani.** *étude de la réponse sismique des réservoirs de stockage avec interaction fluide-structure par la méthode des éléments finis.* 2006.
23. **Durgesh C.Rai, M.EERI.** *Seismic retrofiting of R/C shaft support of elevated tanks.* 2002.
24. **Hills, Farmington.** *American Concrete Institute. ACI. Committee 371. Guide for the analysis, design and construction of elevated concrete and composite steel–concrete water storage tanks.* MI, USA : s.n., 2008.
25. *Equivalent mechanical model for horizontal vibration of rigid Intze tanks.* **Joshi, S.P.** 37, s.l. : Earth Technol, 2000. ISET J.
26. *Seismic responseof liquid-filled elevated tanks.* **M.Moslemi, M.R.Kianoush, W.Pogorzelski.** 2011.
27. *Static and dynamic analysis of rectangular tanks by using the lagrangian fluid finite element.* **Dogangiin, A, Durmu et A .Ayvaz, Y.** 3, 1996, Compurers & Slrucrures, Vol. 59, pp. 547-552.
28. **PECKER, Alain.** *Dynamique des structures et des ouvrages.* s.l. : Ecole Nationale des Ponts et Chaussées(ENPC), 2006.

Résumé

L'objet de ce travail est de déterminer la réponse sismique des réservoirs surélevés avec la prise en compte des effets d'interaction fluide-structure.

L'étude se base sur un modèle d'éléments finis modélisé par le logiciel Abaque.

Les forces d'interaction dynamiques liant les deux sous systèmes sont prise en compte comme le modèle de Housner.

Mots clés : interaction fluide-structure, réservoirs surélevés, vibration libre, analyse sismique.