

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane Mira de BEJAIA
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



MÉMOIRE

Pour obtenir le titre de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et structure

THÈME :

**Etude de la demande en capacité des
éléments porteurs d'un réservoir surélevé
en béton armé**

Réalisé par

BOUCHALA Habib

SAHLI Azzedine

Encadré par

M^r. A. SEGHIR

M^r. F. BOUCHALA

Promotion: 2013 /2014

Remerciement

Nous remercions tout d'abord Dieu le tout puissant qui nous a éclairée le bon chemin.

Nous remercions vivement et chaleureusement Monsieur A. SEGHIR notre encadreur de ce mémoire, aussi et Monsieur F. BOUCHALA notre Co-encadreur, pour leurs aide et leurs conseils qui ont contribué à la réalisation de ce travail.

Nous remercions les membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, en particulier Bilal et Sami.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A la mémoire de : ma grande mère ; Da Abd Allah ; Da
Lmouloud ;*

*A mes très chers Parents pour leurs sacrifices et leurs
encouragements qu'ils n'ont cessé de me conférer.*

A mes sœurs

A mes frères : lehcen, Lotfi, Chafi.

A ma chère fiancée

A toute la famille Bouchala.

A tout mes amis

A mon binôme et sa famille

*"Que dieu puisse les garder éternellement heureux, Merci du fond
du cœur".*

HABIB.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A mon père et ma très chère mère, qui m'ont éclairés Le chemin
en me donnant la main tout au long de mes années d'études
<< Que dieu me les gardes >>.*

A ma grand-mère.

A mes frères (Adel, Aimad, Ayad, Omar, Ramzi).

A ma sœur (Sabah).

A toutes ma famille.

A mon binôme et sa famille

A tous mes amis de la promotion.

A tous mes amis sans exception.

*"Que dieu puisse les garder éternellement heureux. Merci du fond
du cœur".*

AZZEDJNE.

Sommaire

Liste des figures.

Liste des tableaux.

Résumé

Introduction générale..... 1

Chapitre I : Généralités sur les réservoirs

I. 1. Introduction..... 3

I. 2. Définition..... 3

I. 3. Types de réservoir..... 3

I. 3. 1. Réservoir enterré 4

I. 3. 2. Réservoir semi enterrée..... 4

I. 3. 3. Réservoir surélevé..... 4

I. 4. Formes de réservoir 5

I. 5. Problématique de la modélisation numérique..... 6

I. 5. 1. Effet de la masse d'eau stockée 6

I. 5. 2. Effet de la fondation..... 8

I. 6. Quelques cas de rupture de châteaux d'eau due aux tremblements de terre..... 9

I. 6. 1. Le tremblement de terre 2001 de Bhuj..... 9

I. 6. 2. Le tremblement de terre de la Kashmir..... 9

I. 6. 3. Le tremblement de terre en 1993 de Killari dans Maharashtra..... 10

Chapitre IV : Modèles simplifiés

II. 1. Introduction 11

II. 2. Modèles numériques 11

II. 2. 1. Modèle 1DDL..... 13

Sommaire

II. 2. 2. Modèle considérant l'IFS	14
II. 2. 3. Modèles considérant l'IFSS	16
II. 3. Critique des modèles simplifiés	17
II. 3. 1. Modèle à un ddl	17
II. 3. 3. Modèle considérant l'IFSS	20
II. 4. Logiciels de calcul disponibles	20
II. 4. 1. Concept de base de la MEF	21
II. 4. 2. CASTEM 2000	21
II. 4. 3. SAP 2000	22
II. 4. 4. MATLAB	22
II. 4. 5. ROBOT	22

Chapitre III : Elaboration de diagramme d'interaction

III. 1. Introduction	23
III. 2. Caractéristique des matériaux	23
III. 2. 1. Le béton	23
III. 2. 2. Les armatures d'acier	24
III. 3. Conception des diagrammes d'interaction	25
III. 3. 1. Section en béton seul	25
III. 3. 2. Section en béton simplement armée	27
III. 3. 3. Section en béton doublement armée	30
III. 4. Rapport de capacité	31
III. 4. 1. Exemple d'application	31
III. 4. 1. 1. Condition de la stabilité du poteau	32
III. 4. 1. 2. Calcul de rapport de capacité	34
III. 5. Les différents paramètres influents sur une section en béton armée	35
III. 5. 1. Influence de la résistance caractéristique du béton " f_{ck} "	35
III. 5. 2. Influence de l'enrobage (d')	36

Sommaire

III. 5. 3. Influence du taux d'armatures	36
III. 5. 4. Influence la contrainte limite des armatures " f_e "	37
III. 6. conclusion	38
Chapitre IV : Application d'un cas du réservoir surélevé	
IV. 1. Introduction	39
IV. 2. Cas d'étude	39
IV. 3. Analyse modale	40
IV. 3. 1. Effet de l'eau sur le mode fondamental	42
IV. 4. Demande en capacité	42
IV. 4. 1. Analyse des résultats	44
IV. 4. 2. Effet de l'eau stockée	44
IV. 4. 3. Effet du coefficient d'accélération de zone A	45
IV. 5. Réponse sismique du réservoir	46
IV. 5. 1. Excitation sismiques utilisées	46
IV. 5. 2. Effet de l'eau stockée sur la réponse sismique du réservoir	47
IV. 5. 2. 1. Evolution de l'effort tranchant à la base	47
IV. 5. 2. 2. Vérification de la stabilité des poteaux	49
IV. 6. Conclusion	52
Conclusion générale	53

Bibliographie.

Liste des figures

Chapitre I

Fig. I. 1. Réservoir enterré	4
Fig. I. 2. Réservoir semi enterré.....	4
Fig. I. 3. Réservoir surélevé.....	5
Fig. I. 4. Réservoir élevé rectangulaire.....	5
Fig. I. 5. Réservoir élevé circulaire.....	5
Fig. I. 6. Réservoir élevé sphérique.....	5
Fig. I. 7. Réservoir élevé a cuve fort encorbellement	5
Fig. I. 8. Réservoir élevé sphéroïdale.....	5
Fig. I. 9. Un réservoir couvert est entièrement plein	6
Fig. I. 10. Un réservoir couvert n'est pas entièrement plein	7
Fig. I. 11. Réservoir d'eau effondré de 265 kilolitres dans Bhuj 2001.....	9
Fig. I. 12. Réservoir surélevé endommagement, 2005 à Kashmir.....	10
Fig. I. 13. Réservoir surélevé endommagé.....	10
Fig. I. 14. Le réservoir d'eau de Kautha après le tremblement de terre de Killari, 1993.....	11

Chapitre II

Fig. II .1. Modèle à 1 DDL.....	14
Fig. II. 2. Modèles simplifiés (modèle 3 et 4)	15
Fig. II. 3. Modèles par éléments finis pour la modélisation de l'IFS	16
Fig. II. 4. Modèle mécanique et modèles éléments finis pour la modélisation de l'ISSF.....	17
Fig. II. 5. Modèle simple de la masse concentré	18
Fig. II. 6. Masse convective et impulsive	19
Fig. II. 7. Modèle mécanique pour l'interaction de fluide-structure suggérés par Housner. ...	20
Fig. II. 8. Modèle mécanique pour l'interaction de fluide-structure-sol du réservoir surélevé.	21

Liste des figures

Chapitre III

Fig. III. 1. Loi de comportement du béton.	24
Fig. III. 3. Schématisation des contraintes et des déformations d'une section rectangulaire en béton seul à L'ELU.	25
Fig. III. 4. Schématisation des contraintes et des déformations d'une section rectangulaire simplement armée à L'ELU.	27
Fig. III. 5. Diagramme d'interaction simplement armé.	29
Fig. III. 6. Schématisation des contraintes et des déformations d'une section rectangulaire doublement armée à l'ELU.	30
Fig. III. 7. Section d'un poteau en béton armé.	32
Fig. III. 8. Diagramme d'interaction avec les zones de stabilité.	33
Fig. III. 9. Diagramme d'interaction Sap2000 et calculer.	34
Fig. II. 10. Courbe d'interaction avec une variation de f_{ck}	36
Fig. III. 11. Diagramme d'interaction avec une variation de (d').	36
Fig. III. 12. Diagramme d'interaction avec une variation de la section d'acier.	37
Fig. III. 13. Diagramme d'interaction avec une variation la contrainte limite de l'acier.	38

Chapitre IV

Fig. IV. 1. Coupe verticale du réservoir surélevé considéré dans l'analyse sismique.	40
Fig. IV. 2. Courbe de l'effet de masse sur la capacité.	45
Fig. IV. 3. Diagrammes C en fonction de A d'un réservoir vide.	45
Fig. IV. 4. Diagrammes C en fonction de A d'un réservoir plein.	45
Fig. IV. 5. Accélérations sismiques de Dar Elbeida.	47
Fig. IV. 6. Accélérations sismiques d'EL Afroune.	47
Fig. IV. 7. Effort tranchant à la base avec et sans l'eau séisme EL Afroune.	48
Fig. IV. 8. Effort tranchant à la base avec et sans l'eau séisme Dar El Beida.	48
Fig. IV. 9. Effort normal à la base avec et sans l'eau enregistrement d'El Afroune.	49

Liste des figures

Fig. IV. 10. Effort normal à la base avec et sans l'eau séisme Dar el Beida.	49
Fig. IV. 11. Moment fléchissant à la base avec et sans l'eau séisme El Afroune.....	50
Fig. IV. 12. Moment fléchissant à la base avec et sans l'eau séisme Dar el Beida.	50
Fig. IV. 13. Diagramme d'infraction avec le couple (N-M) de séisme El Afroune.	51
Fig. IV. 14. Diagramme d'infraction avec le couple (N-M) de séisme Dar el Beida.	52

Liste des tableaux

Tab. I. 1. Expression des coefficients de raideur.....	8
Tab. III. 1. Comparaison demande en capacité portante.....	34
Tab. IV. 1. Les modes propres de réservoir surélevé vide.	41
Tab. IV. 2. Les modes propres de réservoir surélevé plein.	41
Tab. IV. 3. Comparaison des résultats obtenues avec différents 'R' d'un réservoir vide.....	42
Tab. IV. 4. Comparaison des résultats obtenus avec différents 'R' d'un réservoir plein.....	43
Tab. IV. 5. Comparaison des résultats obtenues avec différents 'R' d'un réservoir vide.....	43
Tab. IV. 6. Comparaison des résultats obtenues avec différents 'R' d'un réservoir plein.....	43

Résumé

Cette étude traite la stabilité de forme des poteaux d'un réservoir surélevé en béton armé, dimensionnée selon les règles parasismiques Algériennes (RPA-99/V2003) et le code de béton Algérien CBA-93. En premier lieu, on entame les généralités sur les réservoirs, ensuite on parlera sur les différents modèles du comportement dynamique de ces édifices. Puis on expose la méthode d'élaboration du diagramme d'interaction d'un poteau Effort normal moment fléchissant (N-M) qui sera suivie par un exemple de calcul, plus une application au cas d'un réservoir surélevé.

De grandes civilisations passées ont accordé beaucoup d'importance au ravitaillement des agglomérations humaines en eau, pour cela la construction des châteaux destinés à emmagasiner de l'eau était une idée ingénieuse pour couvrir les besoins de la population en eau en cas de manque, mais à leur époque ces constructeurs ne tiennent pas compte du risque que peut représenter ce genre d'ouvrage sur la population en cas d'un séisme.

Aujourd'hui, et avec les avancées considérables du génie civil, la construction de ces réservoirs obéis à des lois et des normes plus strictes en matière de sécurité et de fiabilité (HOUSNER, 1963), par ailleurs, plusieurs types et formes de réservoir de stockage sont utilisés dans plusieurs domaines : l'industrie du pétrole, les silos, l'alimentation en eau potable, etc. Le développement industriel et l'explosion démographique à l'échelle mondiale ont fait en sorte que le nombre et la taille de ces ouvrages deviennent de plus en plus importants. Vu leur importance, les réservoirs doivent rester opérationnels même après un important tremblement de terre. Néanmoins, plusieurs réservoirs surélevés ont été endommagés ou effondrés durant les derniers séismes (Sekhar Chandra Dutta ; Somnath Dutta ; Rana Roy). Par conséquent, le comportement sismique des réservoirs surélevés devrait être connu et compris, ces derniers doivent être conçus pour résister aux séismes.

Relativement, aux structures courantes, peu d'études raffinées ont été menées concernant le comportement sismique des réservoirs surélevés en raison de leur complexité. Des modèles simplifiés en 1ddl, 2ddl, quelques modèles sont utilisés par éléments finis (3D), qui prennent compte les effets d'interactions conjugués fluides-sol-structure, ont été proposés (Livaoglu, R; Dogangun, A, 2006).

Par ailleurs, l'évaluation de la stabilité des poteaux a connu des progrès énormes et de nombreuses méthodes ont été élaborées pour la détermination de la charge critique. Les premières méthodes remontent à Musschenbroek (1729) et Euler (1759). Récemment, plusieurs méthodes ont été quantifiées pour l'analyse de la stabilité des poteaux en béton armé. Vu l'importance de la stabilité dans la résistance et la sécurité de la construction, les codes ACI 318-08 et l'Eurocode 2 exigent la vérification de la stabilité d'une manière très explicite, par l'adoption des règles très précises. Cependant, en Algérie, la conception des poteaux des constructions en béton armé par les codes Algériens en vigueur (RPA- 99/v2003

Introduction générale

et CBA-93) tient d'une manière très implicite la prise en compte de la stabilité de forme dans le calcul du ferrailage en flexion composée.

Ce manuscrit est composé de quatre chapitres avec la présente introduction en premier et une conclusion générale en dernière partie. Le premier chapitre est destiné aux généralités sur les réservoirs surélevés, le second est consacré aux modules simplifiés, le troisième chapitre portera sur l'élaboration du diagramme d'interaction effort normal-moment fléchissant d'un poteau en béton armé. Finalement, le dernier chapitre est dédié à une application au cas du réservoir surélevé.

I. 1. Introduction

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

La rupture d'un tel réservoir suite à un tremblement de terre dans les zones de forte sismicité et à forte densité de population, peut causer d'énormes dégâts. Des pertes de vies humaines et en bien à l'environnement, par conséquent de multiples recherches approfondies visant la maîtrise des propriétés vibratoires des réservoirs surélevés ont été faites et plusieurs modèles sont mis en œuvre. Cependant, le comportement de ce type d'ouvrage reste un phénomène complexe face aux séismes. (Sekhar Chandra Dutta ; Somnath Dutta ; Rana Roy). Ce qui fait des réservoirs surélevés un sujet en plein essor. Complexes et plusieurs réservoirs surélevés ont été endommagés ou effondrés durant les derniers.

I. 2. Définition

Un réservoir est un ouvrage hydraulique classé comme étant un ouvrage d'art (A, PECKER, 1984), le Règlement Parasismique Algérien (RPA) l'a classé comme étant un ouvrage d'art de grande importance de groupe 1B. Il est conçu pour recevoir une certaine capacité de fluide ou solide et de la stocker. Ces édifices de stockage sont classés selon leur position par rapport au sol (A, GUERRIN ; RC, LAVEUR).

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

I. 3. Types de réservoir

Dans la conception d'un réservoir d'eau potable, on doit viser à assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage ainsi que la qualité de liquide emmagasinée. On peut les classer selon la position du réservoir par rapport au sol (A, GUERRIN ; RC, LAVEUR).

I. 3. 1. Réservoir enterré

Ce système repose sur un principe de mise en tension gravitaire de l'eau stockée. La différence de hauteur est obtenue par l'exploitation d'un dénivelé naturel du terrain. Le réservoir est donc édifié à même de sol.



Fig. I. 1. Réservoir enterré (GUERRIN, A ; LAVAUUR, R. C).

I. 3. 2. Réservoir semi enterrée

Ils sont situés dans la zone la plus haute de la ville pour que l'eau s'écoule toute seule vers les consommateurs. Ils possédant une grande capacité de stockage.

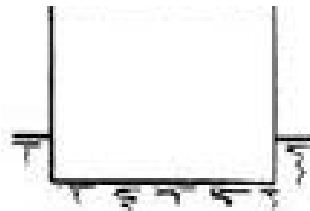


Fig. I. 2. Réservoir semi enterré (GUERRIN, A ; LAVAUUR, R. C).

I. 3. 3. Réservoir surélevé

Il repose sur un principe de distribution gravitaire de l'eau, la différence de hauteur nécessaire entre l'eau stockée et post de distribution étant obtenue par élévation du réservoir sur tour, sur piliers ou sur une construction existante.

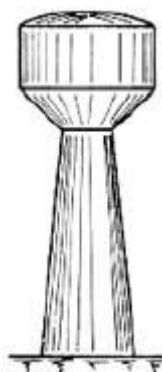


Fig. I. 3. Réservoir surélevé (GUERRIN, A ; LAVAUUR, R. C).

I. 4. Formes de réservoir

Ils existent plusieurs formes de réservoirs due au différents formes du cuve qui varies selon la capacité recherché, sur les quel en site les suivant (A, GUERRIN ; RC, LAVEUR) :

- Réservoir carrée.
- Réservoir rectangulaire.
- Réservoir circulaire.
- Réservoir sphérique.
- Réservoir de forme quelconque.



Fig. I. 4. Réservoir élevée rectangulaire.



Fig. I. 5. Réservoir élevé circulaire.



Fig. I. 6. Réservoir élevée sphérique.



Fig. I. 7. Réservoir élevée a cuve fort encorbellement.



Fig. I. 8. Réservoir élevée sphéroïdale.

I. 5. Problématique de la modélisation numérique

I. 5. 1. Effet de la masse d'eau stockée

Lorsqu'un réservoir **couvert** est **entièrement plein**, il n'y a pas de mouvement relatif du fluide par rapport au réservoir à la suite d'une excitation sismique en base. Du point de vue dynamique, tout se passe comme si l'ensemble fluide-réservoir constituait une masse unique. Ceci correspond à une situation "eau gelée" intéressante à considérer comme valeur de référence, mais qui ignore la mise en mouvement du fluide (HOSNER, 1963).

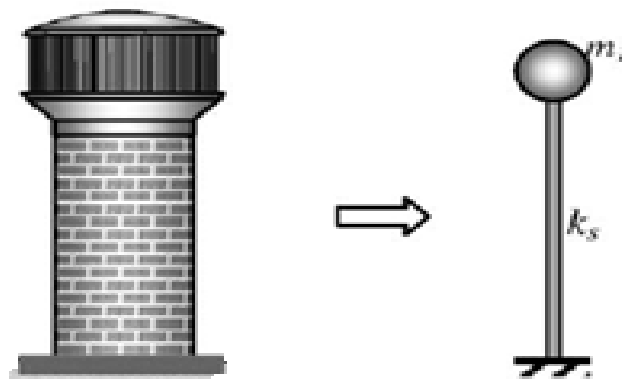


Fig. I. 9 Un réservoir couvert est entièrement plein (Livaoglu, R; Dogangun, A, 2006).

Lorsque la surface du fluide est libre, la mise en mouvement du réservoir entraîne des oscillations, avec des implications diverses : distribution de pressions dynamiques dissymétriques, formations de vagues, moment de flexion et cisaillement en base différents du cas "eau gelée". Comme un faible défaut de remplissage d'un réservoir de l'ordre de 2 % du volume total laisse apparaître la formation de vagues, on considère la surface du fluide comme libre dans l'étude des réservoirs en zone sismique (HOSNER, 1963).

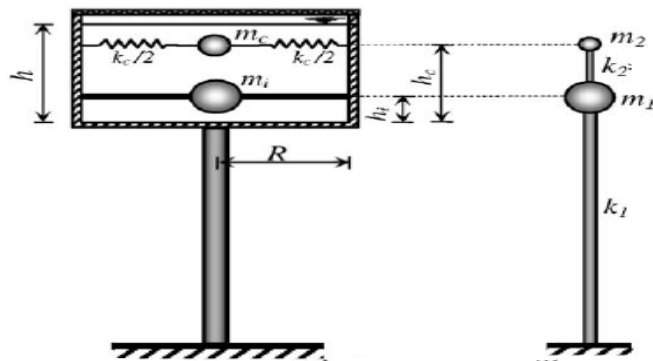


Fig. I. 10. Un réservoir couvert n'est pas entièrement plein (Livaoglu, R; Dogangun, A, 2006).

La masse m_c du modèle mécanique équivalent correspond à la partie du fluide mise en mouvement d'oscillation, appelée **masse oscillante ou convective**. Cette oscillation de fluide est, comme les vibrations de solides, caractérisée par des fréquences propres liées à la géométrie du réservoir et par un amortissement. On limite généralement la prise en compte des modes d'oscillation du fluide au 1^{er} mode. L'amortissement du fluide est beaucoup plus faible que l'amortissement des structures. Pour le 1^{er} mode fluide de l'eau (ou essence, gasoil), $\xi = 0,5 \%$ de l'amortissement critique, environ. Cette valeur très faible de l'amortissement doit être considérée lorsqu'on effectue les calculs de l'équivalent mécanique au départ d'un spectre de réponse. On sait que dans l'Euro code 8 le spectre de réponse élastique en accélération $S_e(T)$ de référence pour les problèmes sismiques correspond à $\xi = 5 \%$ de l'amortissement critique. Le spectre de réponse correspondant à l'oscillation d'un liquide est obtenu en multipliant la courbe de $S_e(T)$ par η , coefficient de correction de l'amortissement:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \quad (\eta = 1,35 \text{ pour } \xi = 0,5 \%)$$

La masse m_i 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 (HOSNER, 1963).

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.

I. 5. 2. Effet de la fondation

La manière la plus simple de prendre en compte le sol dans les modèles de calcul des structures est de le représenter par des ressorts reliant un ou plusieurs nœuds à une base rigide à laquelle on impose le mouvement. Dans le cas d'un modèle plan par exemple et d'une fondation de surface, l'interaction avec une semelle isolée peut être représentée par deux ressorts agissant en translation et un ressort en rotation. Dans le cas d'une fondation rigide, si le mouvement est quelconque, la fondation peut être représentée par la relation entre le torseur

des efforts appliqués (trois composantes de réaction et trois composantes de moments) et les composantes des déplacements de corps rigide de la fondation. Dans le cas d'un comportement du sol linéaire (élastique ou viscoélastique), cette relation est caractérisée par une matrice (6 * 6) dite "impédance de la fondation" (Capra & Davidovici, 1982).

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

Les propriétés dynamiques du sol étant en général mal connues, on emploie souvent des hypothèses simplificatrices pour évaluer les impédances à partir des données expérimentales.

Les expressions des coefficients de raideur repris dans le tableau ci-dessous sont disponibles dans la plupart des ouvrages de dynamique des sols et des structures (Filiatrault,1996;Pecker,2006).

Tab. I. 1. Expression des coefficients de raideur.

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

G : Module de cisaillement dynamique effectif du sol.

ν : Coefficient de poisson du sol.

r₀ : Rayon de semelle circulaire.

I. 6. Quelques cas de rupture de châteaux d'eau due aux tremblements de terre

I. 6. 1. Tremblement de terre 2001 de Bhuj

L'Inde 2001 à BHUJ, subi un tremblement de terre d'une grande intensité ressentie jusqu'à 100 kilomètre de la région épicerentre, ce la à causer d'énormes dégâts. Comme le montre cette figure un réservoir surélevée de capacité 265 kilolitre c'est effondré, il faut noter que le réservoir était à moitié plein a l'heur du tremblement de terre.



Fig. I. 11. Réservoir d'eau effondré de 265 kilolitres dans Bhuj 2001 Inde.

I. 6. 2. Tremblement de terre de la Kashmir

Inde le 8 octobre, 2005 subi un autre tremblement de terre cette fois si le réservoir d'eau de capacité 227 kilolitre n'a pas était effondré mais il a subi des dommages irréversible, comme l'apparition des fissures circulaires autour de l'axe verticale, ce la peut affecter la portance latérale est un effondrement de ce dernier si l'événement ce répète. Il faut mentionner que le réservoir était vide l'heur du tremblement de terre. (Figure. I.12).



Fig. I. 12. Réservoir surélevé endommagé, 2005 à Kashmir Inde.

Une observation semblable a été également faite dans le passé, comme décrit dans la figure. I. 13.

(a) : Un réservoir surélevé de capacité de 200 kilolitre à développé des fissures due aux efforts de tension-flexion jusqu'à un 1/3 de l'échafaudage.

(b) : Un réservoir surélevé de capacité de 1000 kilolitre situé à Anjar Nagar Palika.

(c) : Un réservoir surélevé de capacité de 500 kilolitre a subi un tremblement de terre à Morbi ressentis à 80 km de l'épicentre, qui a causé des fissures.

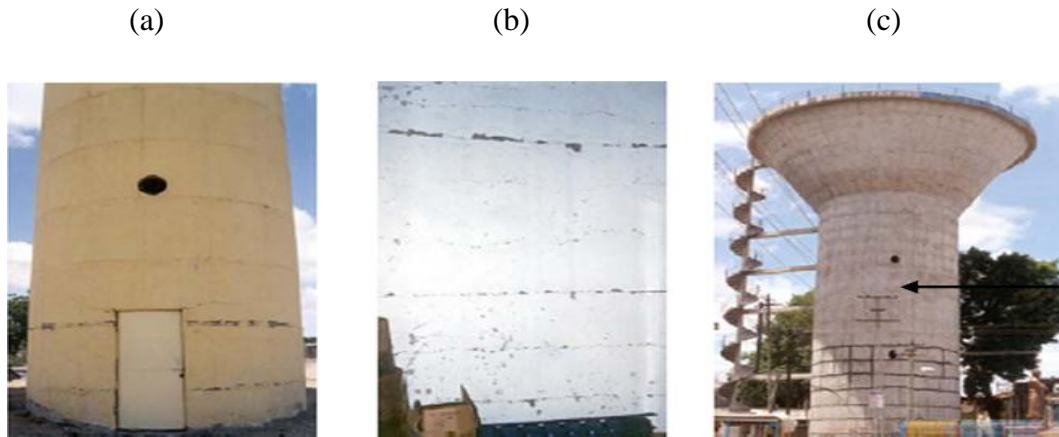


Fig. I. 13. Réservoir surélevé endommagé Inde.

I. 6. 3. Tremblement de terre en 1993 de Killari dans Maharashtra

L'inde 1993, un tremblement de terre s'abat encore sur killari dans Maharashtra fusant beaucoup de dégâts parmi celles si l'effondrement d'un réservoir d'eau élevée avec échafaudage sur lui-même dû à l'approximation de la période de torsion impulsive (T_θ) et de la période latéral impulsive (T_x). Les séries d'investigations examinant la même chose indiquent que pour des systèmes avec le $\tau = (T_\theta/T_x)$ s'étendre entre 0.7 à 1.25, une petite excentricité accidentelle entre le centre de la masse et centrer de rigidité dû au placement asymétrique des échelles et les canalisations, l'endroit excentrique de l'eau dû à la vibration de l'eau dans la direction orthogonale, le défaut de construction etc., peuvent mener à la vibration de torsion considérable même sous la terre de translation secouant.



Fig. I. 14. Réservoir d'eau de Kautha après le tremblement de terre de Killari, 1993 Inde.

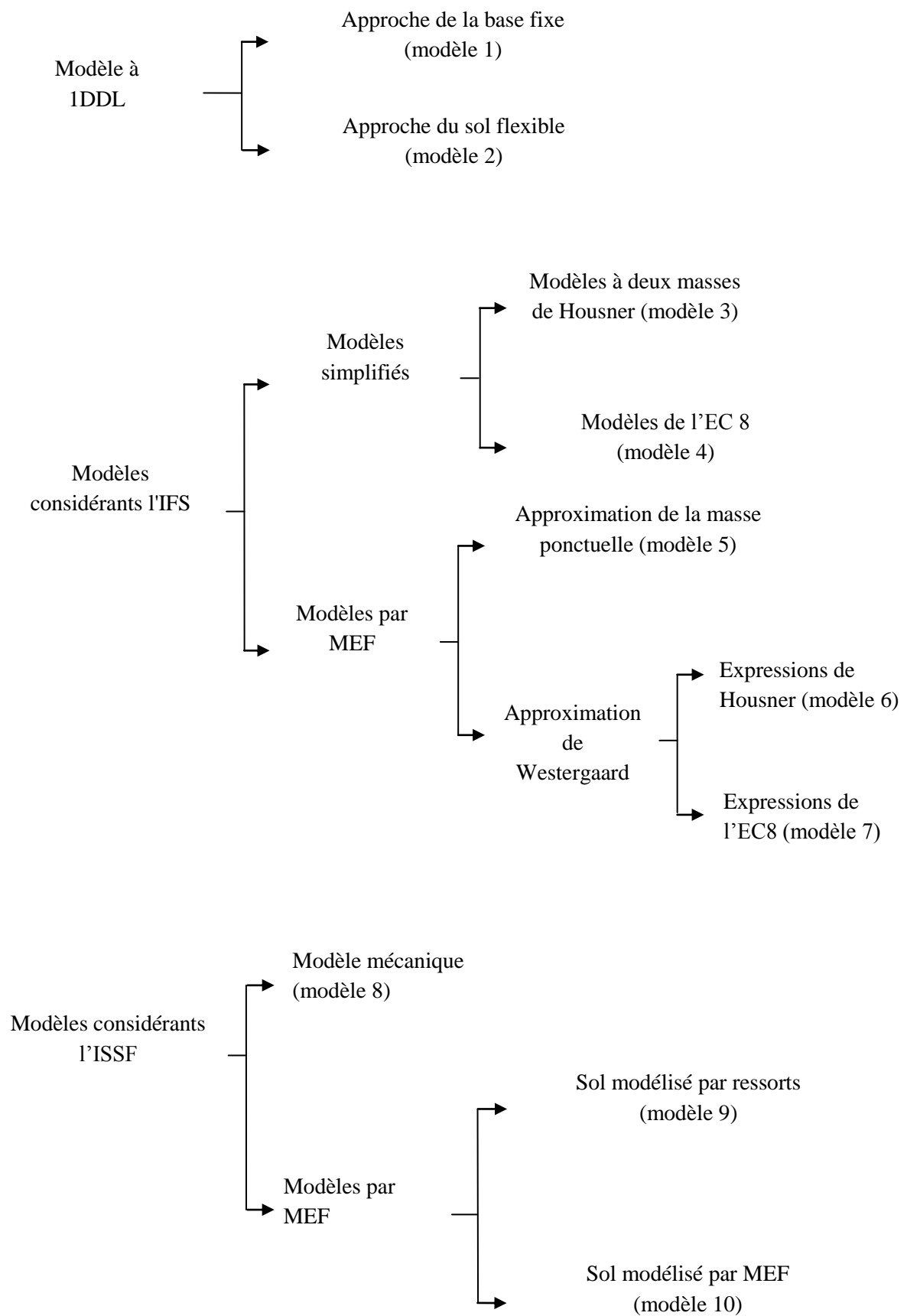
II. 1. Introduction

Historiquement, les modèles mécaniques ont été développés pour la première fois pour des réservoirs avec murs rigide. Housner (1963) est peut être le premier qui a proposé de tel model mécanique pour des réservoirs rigides circulaires et rectangulaires. Veletsos et Yang (1977) ont utilisés une approche différente pour développer un modèle mécanique similaire pour des réservoirs rigides circulaires. Par suite, Haroun et Housner (1981) et Veletsos (1984) ont développé un modèle mécanique pour des réservoirs flexibles. Malhortra et al (2000) ont simplifie le modèle des réservoirs flexible de Veletsos.

II. 2. Modèles numériques

Les réservoirs surélevés peuvent être modélisés en lddl, 2ddl ou en modèle par éléments finis (Livaoglu, R; Dogangun, A, 2006; Algreane & al). Il est largement reconnu que ces analyses ne sont pas toujours l'approche appropriée pour la simulation de la réponse des structures soumises à des excitations sismiques; l'estimation des dégâts après utilisation de cette approche est pauvre (Algreane & al). La réponse des réservoirs surélevés quand les effets dynamiques sont considérés dépend considérablement de la déformabilité du sol et des caractéristiques du liquide. Par conséquent, l'interaction entre les fondations du réservoir et le liquide contenu dans ce dernier doit être estimée dans l'analyse de ces structures. L'étude du comportement sismique des réservoirs surélevés peut être établie dans le domaine linéaire (Livaoglu, R; Dogangun, A, 2006; Livaoglu, R, 2007) ou peut être élargie dans le domaine non linéaire (Algreane & al).

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



II. 2. 1. Modèle 1DDL

Le concept qui permet d'analyser les réservoirs surélevés comme un modèle à 1ddl a été suggéré dans les années 1950 (Livaoglu, R; Dogangun, A, 2006), ce modèle est représenté dans la figure (6). 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 (Livaoglu, R; Dogangun, A, 2006).

➤ 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, 15: 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 (Livaoglu, R; Dogangun, A, 2006; ALGREANE & al), hors que celui de 1995 (ACI 371R-98) suggère cela lorsque le poids du fluide atteint 80% du poids totale.

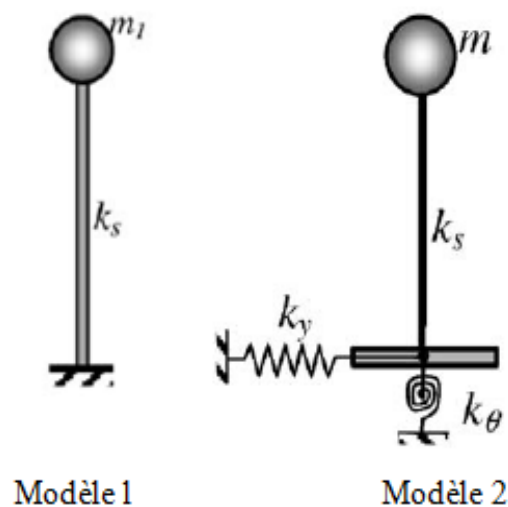


Fig. II .1.Modèle à 1 DDL.

Les expressions des impédances dynamiques k_y et k_θ sont données ci-dessous (Dutta & al 2003) :

$$k_y = \frac{8 Gr}{2-\nu'} \quad (II - 1)$$

$$k_\theta = 6 Gr^3 \quad (II - 2)$$

Ou d'après (Livaoglu, R; Dogangun, A, 2006)

$$k_y = \left[\frac{8\alpha_y}{2-\nu'} \right] \quad (II - 3)$$

$$k_\theta = \left[\frac{8\alpha_\theta}{3(1-\nu')} \right] Gr^3 \quad (II - 4)$$

Avec :

r : Est le rayon de la fondation.

G : Est le module de cisaillement du sol.

ν' : Est le coefficient de poisson.

α_y et α_θ : Sont des coefficients dimensionnels dépendant de la période d'excitation, des dimensions de la fondation et des propriétés du milieu support.

II. 2. 2. Modèle considérant l'IFS

La plupart des réservoirs surélevés ne sont pas complètement remplis, par conséquent leur comportement sismique est caractérisé par deux modes de vibration (Algreane & al). Ce modèle a été proposé par Housner en 1963 et on retrouve un modèle similaire dans l'EC-8 (Livaoglu, R; Dogangun, A, 2006), la différence entre ces deux modèles réside dans la formulation des paramètres " m_c , m_s , K_c et K_s ".

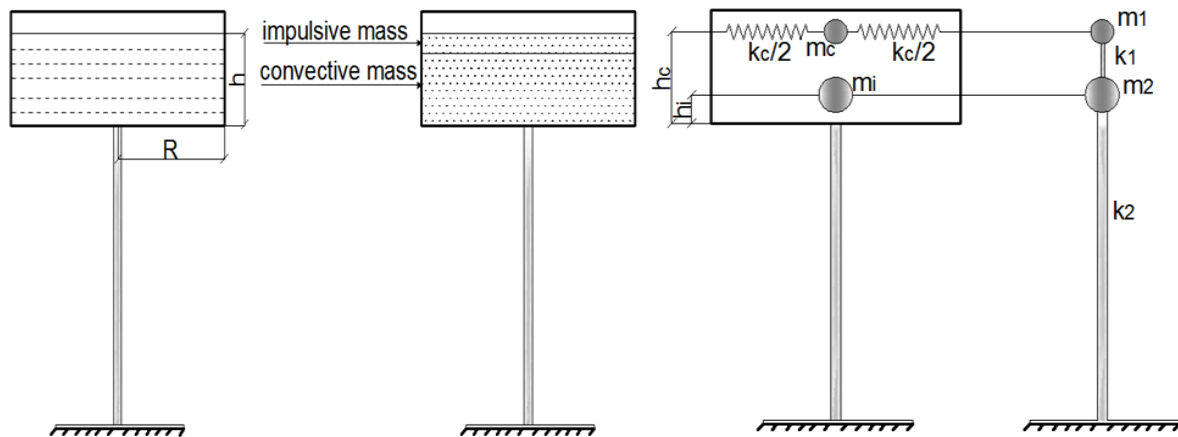


Fig. II. 2. Modèles simplifiés (modèle 3 et 4) (Livaoglu, R; Dogangun, A, 2006).

La méthode des éléments finis a été employée pour étudier la réponse sismique des réservoirs de stockage dans l'année 1969 par N. W Edwards (Laurent, 2004), 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 (Laurent, 2004; Algreane et al).

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.

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

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

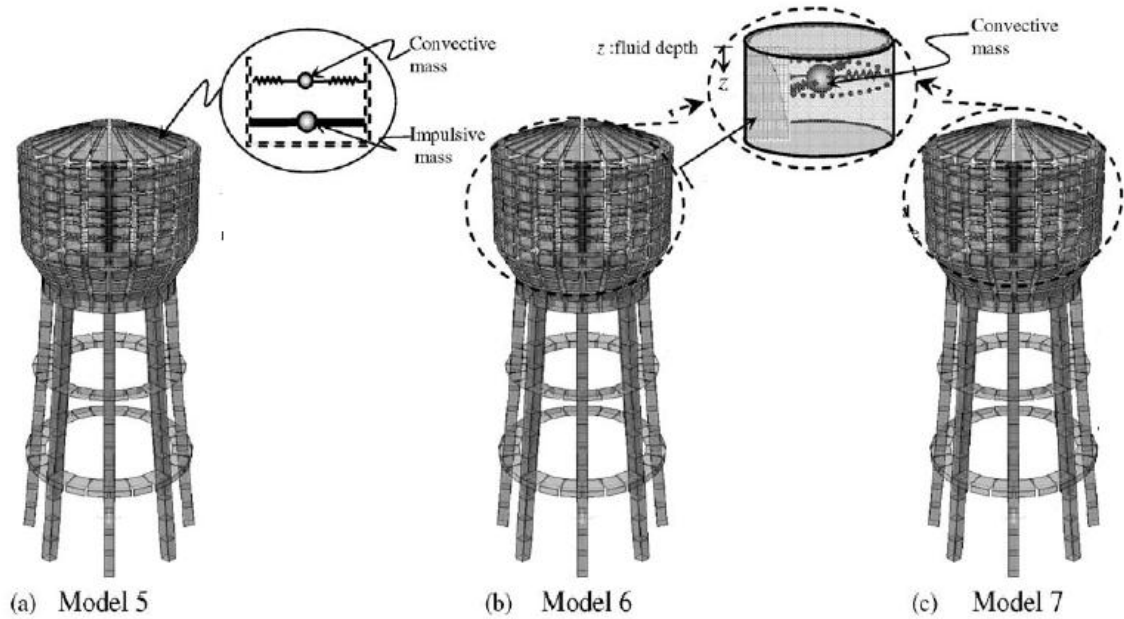


Fig. II. 3. Modèles par éléments finis pour la modélisation de l'IFS
(Livaoglu, R; Dogangun, A, 2006).

II. 2. 3. Modèles considérant l'IFSS

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

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

-Par éléments finis, le fluide ainsi que la structure sont modélisés en effectuant un maillage tridimensionnel et en se basant sur l'approche de la masse ajoutée de Westergaard, cela est pareil pour les deux modèles (modèle 9 et 10). La différence réside dans la modélisation du sol, ce dernier dans le modèle (9) est modélisé d'une manière identique que le modèle mécanique mais dans le modèle 10 par une discrétisation 3D par éléments finis du sol, mais sur quelle distance ? Livaoglu et al ont montré avec une étude paramétrique que la réponse du réservoir n'est pas affectée par le sol au-delà des frontières posées à un rayon de 25m loin de la structure et de 20m de profondeur.

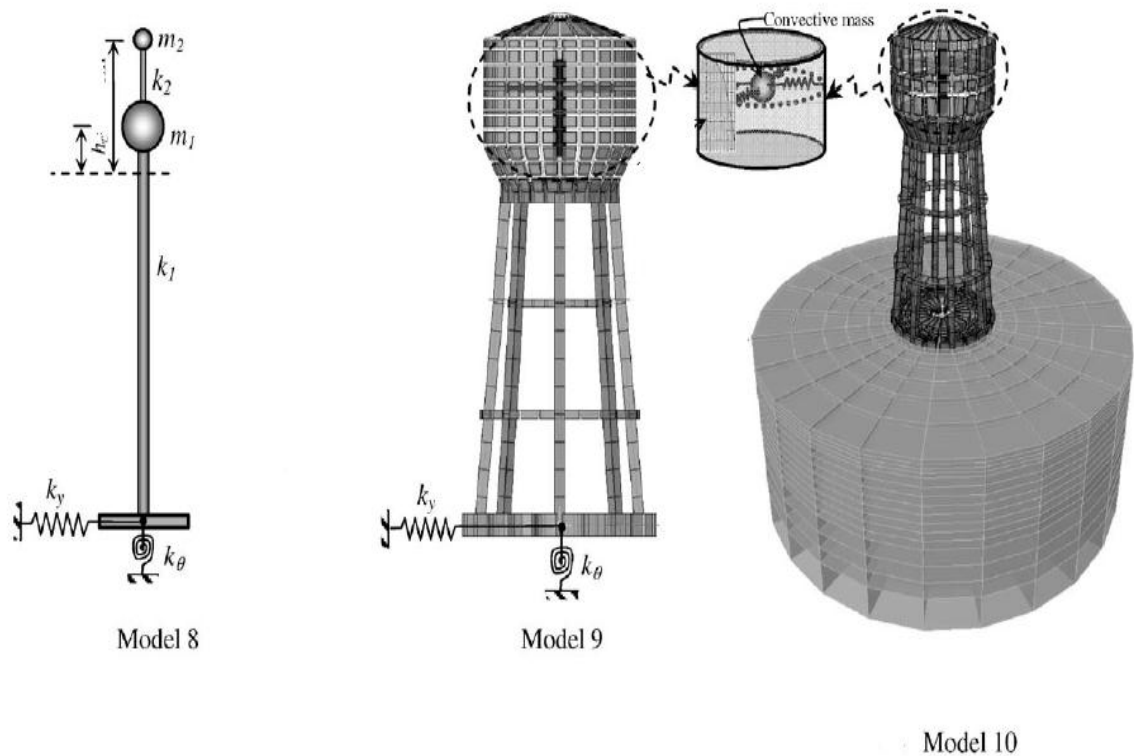


Fig. II. 4. Modèle mécanique et modèles éléments finis pour la modélisation de l'ISSF

(Livaoglu, R; Dogangun, A, 2006).

II. 3. Critique des modèles simplifiés

Les modèles utilisés pour déterminer les effets sismiques sur les réservoirs doivent reproduire avec une précision satisfaisante la raideur, la masse et les propriétés géométriques de la structure et tenir compte de la réponse hydrodynamique du liquide contenu et des effets de l'interaction avec le sol de fondation (L'EC-8, 2003).

II. 3. 1. Modèle à un ddl

Le modèle mécanique simplifié à 1ddl permet de réduire le problème à plusieurs degrés de liberté en un problème à un seul de degré de liberté, ce modèle mécanique simplifié se comporte comme une console ayant une période du mode fondamental $T = 2\pi \sqrt{\frac{m_1}{k_s}}$; la masse totale m_1 est définie par (HOUSNER 1963) par :

$$m_1 = 0.66 m_{\text{structure de support}} + m_{\text{totale de l'eau}} + m_{\text{réservoir}}$$

La rigidité k_s de ce modèle à 1ddl est définie comme : $k_s = \frac{3EI}{l^3}$

Toutefois, ces modèles ne tiennent pas compte de toutes les forces agissant sur le réservoir surélevé ainsi que de l'interaction fluide-structure, ils considèrent que la rigidité est la même le long de la hauteur de celui-ci.



Fig. II. 4. Modèle simple de la masse concentré (Livaoglu, R; Dogangun, A, 2006).

II. 3. 2. Modèle considérant l'IFS

Dans la pratique, les réservoirs ne sont pas totalement remplie à cet effet un modèle Basé sur la théorie développée par **Housner** (G.W.Housner, 1963), la modélisation du fluide pour une excitation horizontale est prise en compte en le décomposant en deux masses distinctes, une masse dite « **convective** » et une autre appelée « **impulsive** » (la somme des deux représente la masse totale du fluide).

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

La prise en compte de cette singularité affecte de façon non négligeable le mode de répartition de la pression dynamique engendrée par le mode impulsive. Il est admis que le mode convectif et le mode vertical ne sont pas affectés, ou très peu, par cette hypothèse.(Laurent, 2004).

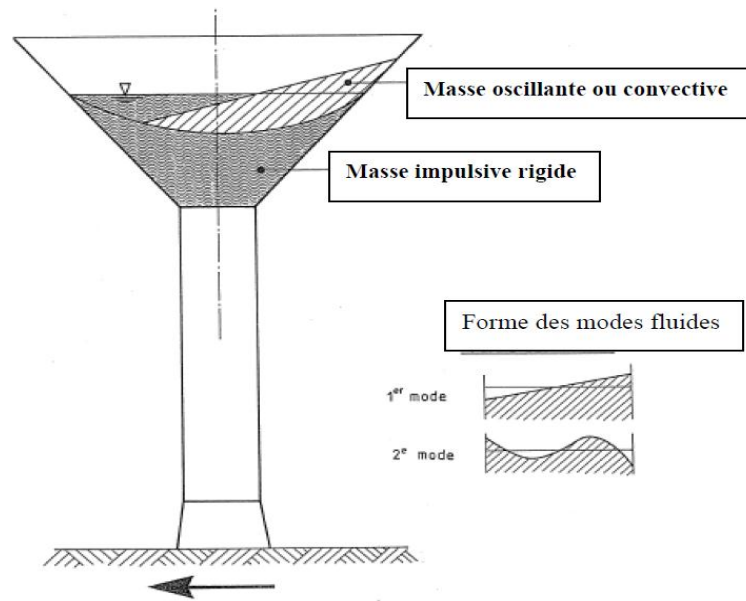


Fig. 14. Masse convective et impulsive

Les modèles par la méthode des éléments finis 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.

Toutefois, ces modèles ne prennent pas en considération l'interaction entre structure-sol. Ils supposent que le sol est rigide et homogène.

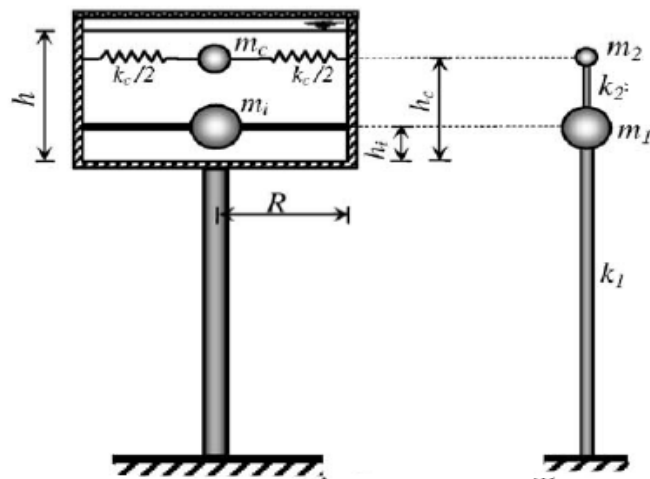


Fig. II. 5. Modèle mécanique pour l'interaction de fluide-structure suggérés par Housner.

II. 3. 3. Modèle considérant l'IFSS

Ces modèles prennent compte d'une part, l'effet de l'interaction fluide-structure, qui est représenté par un système de deux masses concentrées l'une impulsive (m_i) et l'autre convective (m_c), comme proposé par (HOSNER 1963), de l'interaction sol-structure par un système de deux ressort avec des rigidités de rotation (T_θ) et de translation (T_y), comme suggéré par FEMA 368/369 (2000). (Figure. 12)

Toutefois ces modèles prennent en compte de l'interaction fluide-structure-sol en se basant sur des hypothèses et des estimations (sol rigides et homogène).

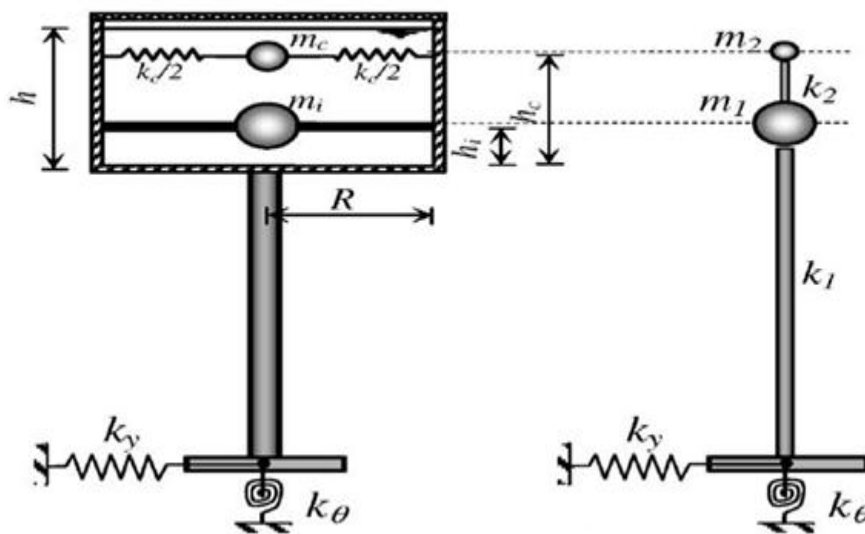


Fig. II. 6. Modèle mécanique pour l'interaction de fluide-structure-sol du réservoir surélevé.

II. 4. Logiciels de calcul disponibles

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis MEF permettant le calcul automatique de structure diverses. L'ingénieur pourrait donc ignorer les principes de la MEF, il lui suffirait de savoir utiliser les programmes de calcul et de connaître les règlements 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 processeur de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

II. 4. 1. Concept de base de la MEF

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plan 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 de déformation (fonction de forme) de polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

II. 4. 2. CASTEM 2000

Est un logiciel de calcul de structures par la méthode des éléments finis et plus généralement de résolution d'équation aux dérivées partielles par la méthode des éléments finis. Il a été développé au département de mécanique et technologie (DMT) du commissariat à l'Énergie Atomique (CEA). La principale particularité de CASTEM 2000, est d'être extrêmement adaptable aux multiples applications propres à chaque utilisateur.

Le développement de CASTEM 2000 entre dans le cadre d'une activité de recherche dans le domaine de la mécanique dont le but est de définir un instrument de haut niveau, pouvant servir de support pour la conception, le dimensionnement et l'analyse de structure et de composant, dans le domaine du nucléaire comme dans le secteur industriel classique.

Dans cette optique, CASTEM 2000 intègre non seulement les processus de calculs proprement dits mais également les fonctions de construction du modèle (pré- processeur) et les fonctions de traitement des résultats (post-traitement). CASTEM 2000 est un programme que l'utilisateur peut adapter à ses besoins pour résoudre ses propres problèmes (CASTEM 2000).

II. 4. 3. SAP 2000

Est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage 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 dynamique 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 calcul et des explicatifs.

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

II. 4. 4. MATLAB

Est un logiciel interactif basé sur le calcul matriciel (MTrIx LABoratory). Il est utilisé dans les calculs scientifiques et les problèmes d'ingénierie parce qu'il permet de résoudre des problèmes numériques complexes en moins de temps requis par les langages de programmation, et ce grâce a une multitude de fonction intégrées et a plusieurs programmes outils testés et regroupés selon usage (boites outils ou Toolbox).

II. 4. 5. ROBOT

Est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. *Robot* permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par *Robot* est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

III. 1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de déduire la méthode et la vérification des sections de poteaux soumis à la flexion composée uni axiale qui se base sur la courbe d'interaction moment, effort axial (M-N)

L'analyse des éléments en béton armé soumis à une combinaison de flexion et de charge axiale est basée sur les mêmes hypothèses que celles exposées dans la théorie générale.

Les hypothèses de base de cette méthode sont :

- les sections droites restent droites après déformation.
- pas de glissement relatif entre: armatures-béton (condition de compatibilité des déformations).
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Pour les aciers et le béton, des diagrammes contraintes-déformations appropriés sont considérés.
- Un bloc des contraintes rectangulaire fictif est considéré pour le béton.

Dans le calcul des poteaux chargés excentriquement, les concepteurs exploitent de manière extensive des abaques appelés: "diagrammes d'interaction".

III. 2. Caractéristique des matériaux

III. 2. 1. Le béton

Aux états limite ultimes, le diagramme contraintes-déformations utilisé est le diagramme dit "parabole-rectangle". (Enrocode2)

La résistance à la compression de calcul du béton est définie par une résistance caractéristique obtenue à partir d'un cylindre par écrasement d'une éprouvette cylindrique. Cette résistance est notée f_{ck} et son évolution en fonction de la déformation ϵ_c est montrée sur la figure 1. Cette évolution est appelée loi de comportement de béton.

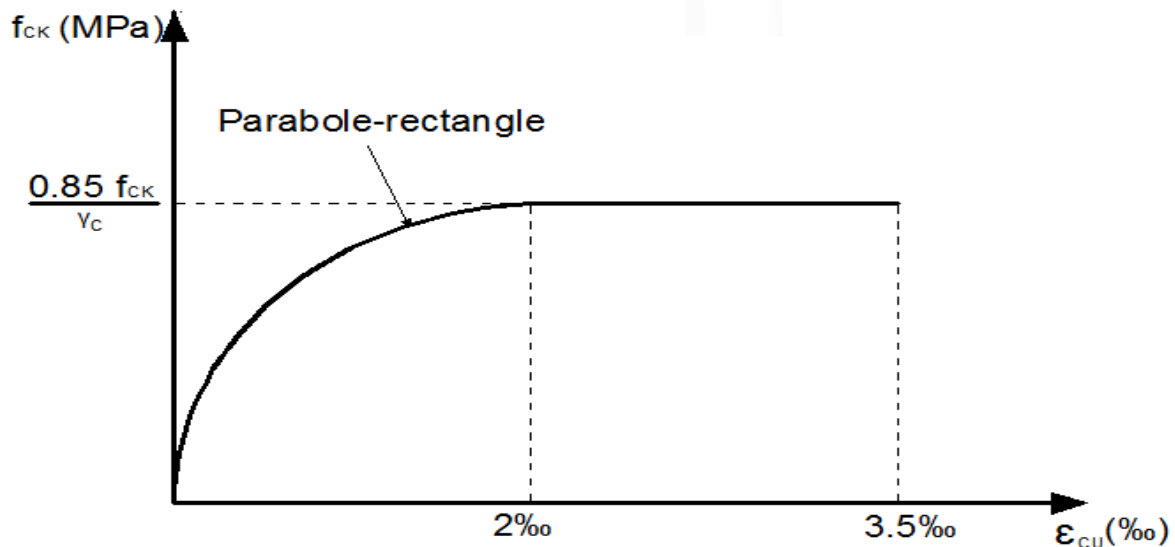


Fig. III. 1. Loi de comportement du béton.

La courbe est constituée de deux phases dans la phase $0 < \epsilon < 2 \text{ ‰}$ la loi est parabolique, et la résistance augmente de 0 à la valeur maximale $0.85 * f_{ck} / \gamma_c$ dans la seconde phase $2 \text{ ‰} < \epsilon < 3.5 \text{ ‰}$.

γ_c : Le coefficient de sécurité égale à 1.5

III. 2. 2. Les armatures d'acier

Le diagramme contraintes-déformation de l'acier est représenté ci-dessous, son comportement est identique en traction et en compression, la courbe reste linéaire dans la phase élastique jusqu'à la contrainte limite d'écoulement $f_s = f_e$; au delà de ce point la contrainte est constante avec un accroissement des déformations (Enrocode2).

A l'état limite ultime, la loi du comportement de calcul se déduit par affinité oblique (pénalisation), de rapport γ_s .

Où γ_s est le coefficient de sécurité, et prend une valeur égale à 1.15 .

Dans la phase élastique, la relation est définie entre les contraintes et ses déformations relatives par la loi de "HOOKE": $f_s = E_s \epsilon_s$

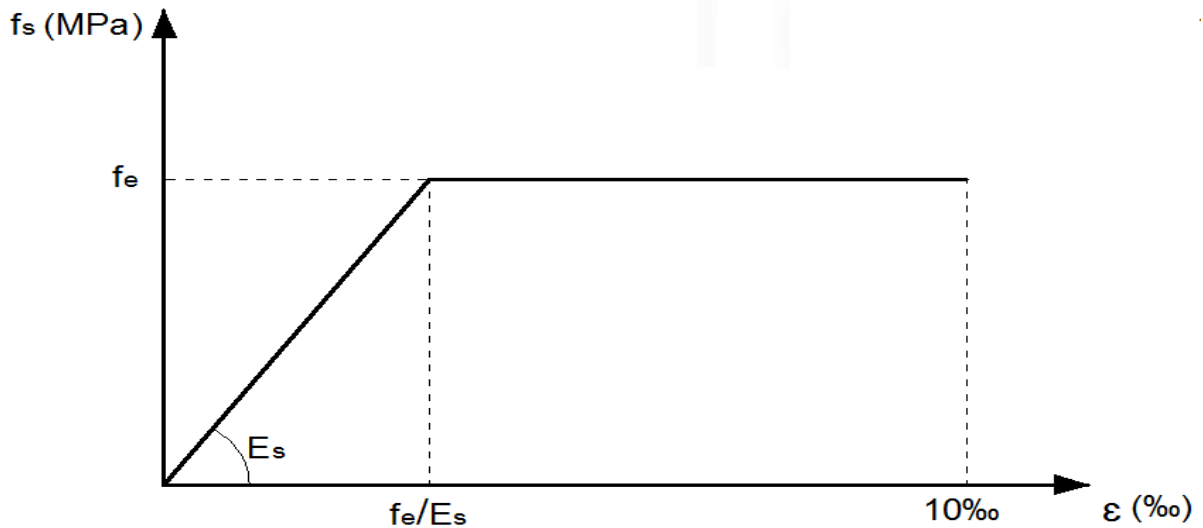


Fig. III. 2. Loi de comportement de l'acier

III. 3. Conception des diagrammes d'interaction

III. 3. 1. Section en béton seul

La section est soumise à un effort axial et un moment de flexion ultime, qui présente un état imminent de ruine où "x" représente la profondeur de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée (A. Tahakourt).

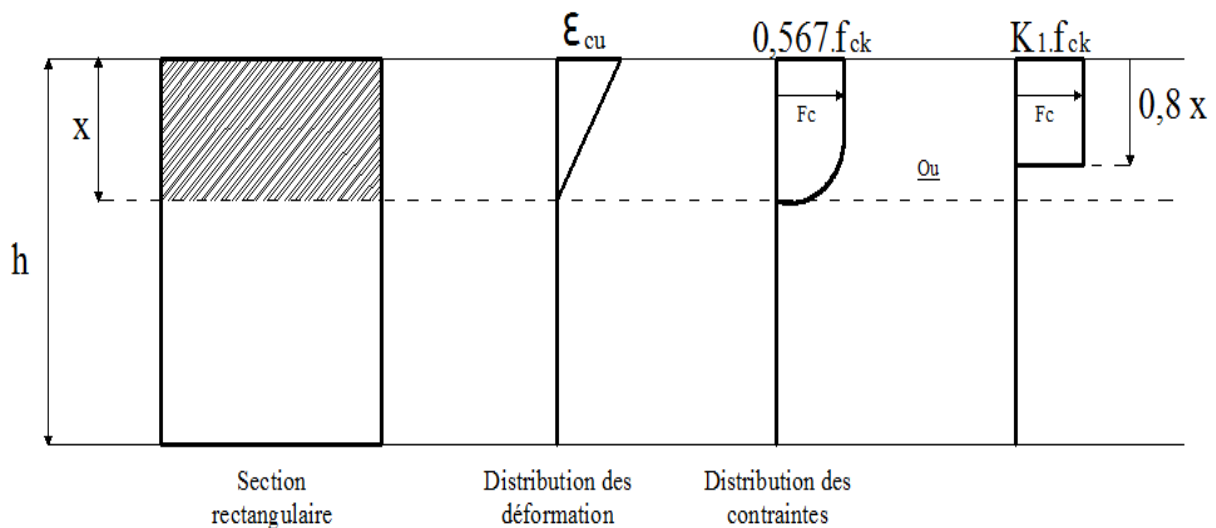


Fig. III. 3. Schématisation des contraintes et des déformations d'une section rectangulaire en béton seul à L'ELU.

Selon l'Eurocode 2 :

$$K_1 = 0.85/\gamma_c$$

K_1 : Le coefficient de remplissage pris égal : 0.567

L'effort axial :

$$N_{\text{béton}} = \left(\frac{0.85}{\gamma_s}\right) * f_{ck} * 0.8 * x * b$$

$$N_{\text{béton}} = 0.45 * f_{ck} * x * b \quad (III - 1)$$

Moment de flexion :

$$M_{\text{béton}} = N_{\text{béton}} * \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8x}{2}\right)$$

$$M_{\text{béton}} = 0.225 * f_{ck} * x * b * (h - 0.8x) \quad (III - 2)$$

Ces équations peuvent être écrites de manière suivante :

$$N_{\text{beton}} = 0.45 * \left(\frac{x}{h}\right) * f_{ck} * h * b \quad (III - 3)$$

$$M_{\text{beton}} = 0.225 * \left(\frac{x}{h}\right) * \left(1 - \frac{0.8x}{h}\right) * f_{ck} * h^2 * b \quad (III - 4)$$

Le tracé de la courbe est effectué point par point, en faisant varier la valeur de $\left(\frac{x}{h}\right)$ dans un intervalle de 0 à 1, permettant ainsi de déterminer les valeurs de N et M correspondantes.

- $\left(\frac{x}{h}\right) = 0$ correspondant à : $N = 0$ et $M = 0$, présente une section entièrement tendue.
- $\left(\frac{x}{h}\right) = 1$ correspondant à : $N = (0.45 * f_{ck} * h * b)$ et $M = 0$, présente une section entièrement comprimée (compression simple).
- $0 < \left(\frac{x}{h}\right) < 1$ représente pour chaque point sur la courbe un état critique.

III. 3. 2. Section en béton simplement armée

La section (A_s) est la section d'armatures la plus éloignée de la fibre la plus comprimée du béton (A. Tahakourt).

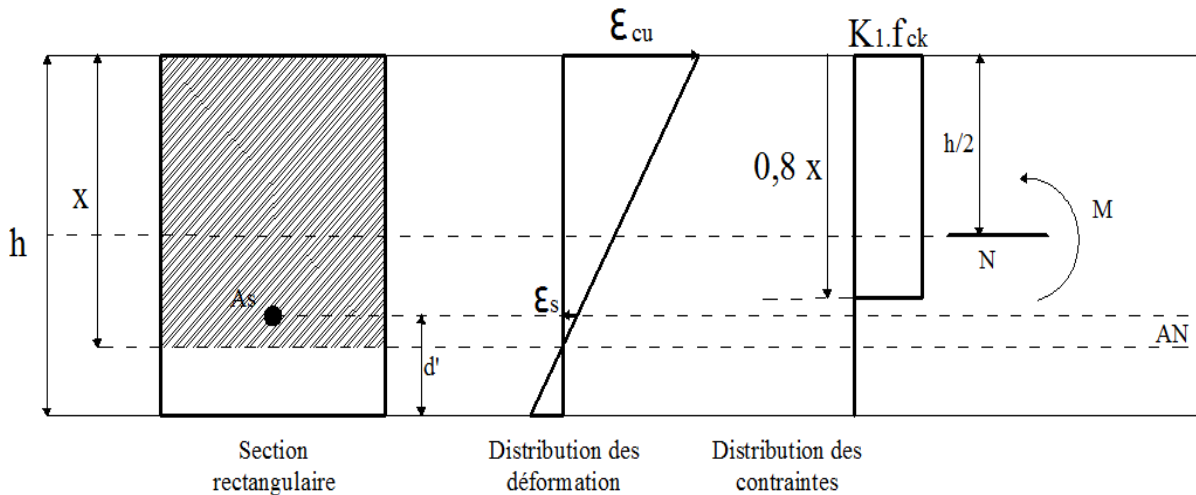


Fig. III. 4. Schématisation des contraintes et des déformations d'une section rectangulaire simplement armée à L'ELU.

La contribution de la section (A_s) à la charge axiale est donnée par :

$$N_s = f_s * A_s \quad (III - 5)$$

Où f_s : est la contrainte correspondante à la déformation relative ε_s de l'acier.

Par convention, les contraintes f_s sont de signe positif si elles sont de compression, et de signe négatif si elles sont de traction.

Par conséquent, la contribution de (A_s) au moment fléchissant par rapport au milieu de la hauteur de la section s'exprime comme suit :

$$M_s = A_s * f_s * \left(-\frac{h}{2} + d' \right) \quad (III - 6)$$

Pour une section donnée d'un poteau, les quantités $A_s, \frac{d'}{h}$ sont connues, donc N_s et M_s sont complètement définis si f_s est définie.

Cette valeur de la contrainte f_s dépend seulement de la déformation ε_s :

$$\frac{\varepsilon_s}{d' - (h - x)} = \frac{0.0035}{x} \quad d'ou \quad \frac{\varepsilon_s}{0.0035} = \frac{d' - (h - x)}{x} = \frac{x/h - (1 - d'/h)}{x/h}$$

Les équations ci-dessus (III-5) et (III-6) sont exprimés comme suit :

$$N_s = A_s * E * \varepsilon_s \quad (III - 7)$$

$$M_s = A_s * E * \varepsilon_s * \left(-\frac{h}{2} + d' \right) \quad (III - 8)$$

De ce fait ε_s ainsi que N_s et M_s sont des valeurs complètement définis peuvent être représenté graphiquement en la superposant a ce lui du béton, on obtient une courbe représenté par le vecteur $(\overline{N_s + M_s})$, prolongeant chaque valeurs de $\left(\frac{x}{h}\right)$ dont le module est : $\sqrt{N_s^2 + M_s^2}$.

Données :

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 \quad h = 45 \text{ cm} \quad b = 45 \text{ cm} \quad d' = 3 \text{ cm}$$

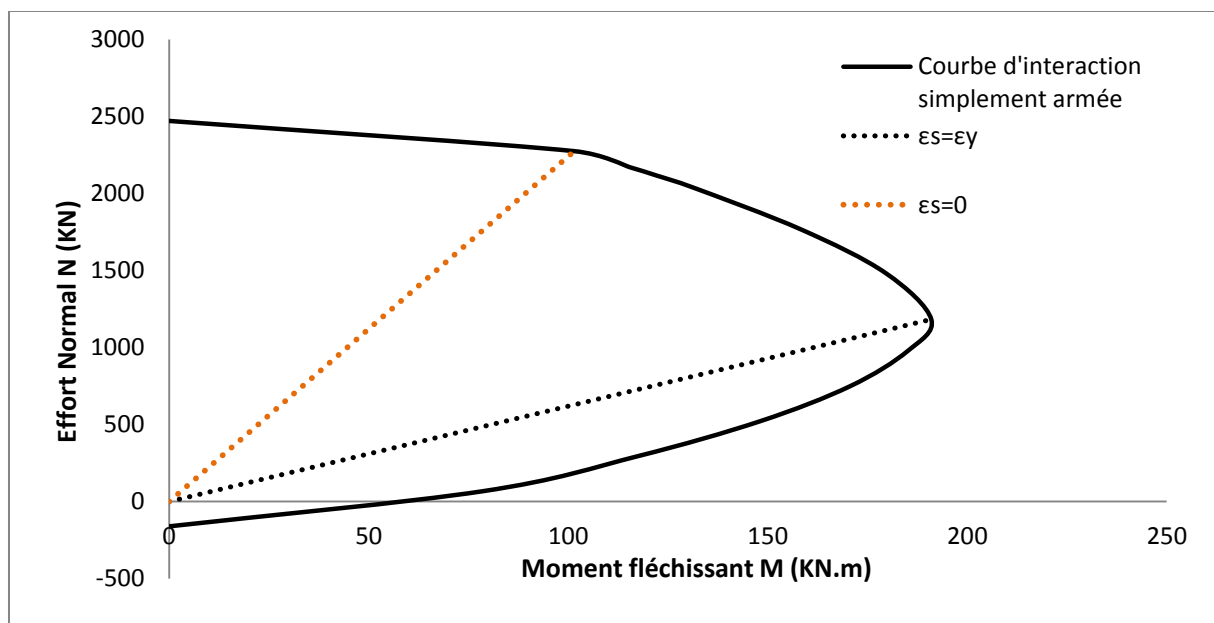


Fig. III. 5. Diagramme d'interaction d'une section simplement armée.

- Pour une valeur de $\left(\frac{x}{h}\right) = 1 - \frac{d'}{h}$, les valeurs de la déformation ε_s ainsi que la valeur de la contrainte f_s soit nulle, ce qui implique que les valeurs de N_s et M_s sont nulles. Donc les armatures (A_s) sont inactives au niveau ce point.
- Pour une valeur de $\left(\frac{x}{h}\right) > 1 - \frac{d'}{h}$: les armatures sont en compression puisque la déformation ε_s et la contrainte f_s sont toutes les deux positives.
- Pour une valeur de $\left(\frac{x}{h}\right) < 1 - \frac{d'}{h}$: les armatures sont en traction puisque la déformation ε_s et la contrainte f_s sont toutes les deux négatives.
- Pour une certaine valeur critique de $\left(\frac{x}{h}\right)$ correspondante à une valeur de la déformation du point limite d'écoulement des armatures tendues, (ex. pour une contrainte limite d'aciers $f_e = 400 \text{ N/mm}^2$ ayant un point d'écoulement $\varepsilon_s = \varepsilon_e = 0.002$ ce point correspond à une valeur de $\left(\frac{x}{h}\right) = 0.59$ qui définit un point d'inflexion de la courbe), le vecteur $\overrightarrow{(N_s + M_s)}$ prend une valeur maximale, et demeure inchangé pour toute réduction de $\left(\frac{x}{h}\right)$. Cela signifie que la contrainte f_s atteint une valeur limite constante égale à f_y donc les armatures travaillent dans le plateau plastique.
- Pour une valeur de $\left(\frac{x}{h}\right)$ correspondant à une valeur de ε_s inférieur à ε_e le module du vecteur $\overrightarrow{(N_s + M_s)}$ diminue graduellement, jusqu'à ce qu'il s'annule au point où $\left(\frac{x}{h}\right)$ est égale à $1 - \frac{d'}{h}$ et augmente de nouveau dans la direction opposée; Avec une inclinaison constante du vecteur.

III. 3. 3. Section en béton doublement armée

La section (A'_s) est la section d'armatures la plus proche de la fibre la plus comprimée du béton (A. Tahakourt).

La contribution de la section (A_s) à la charge axiale est donnée par:

$$N'_s = f'_s * A'_s \quad (III - 9)$$

Où f'_s : est la contrainte correspondant à la déformation relative ε_s .

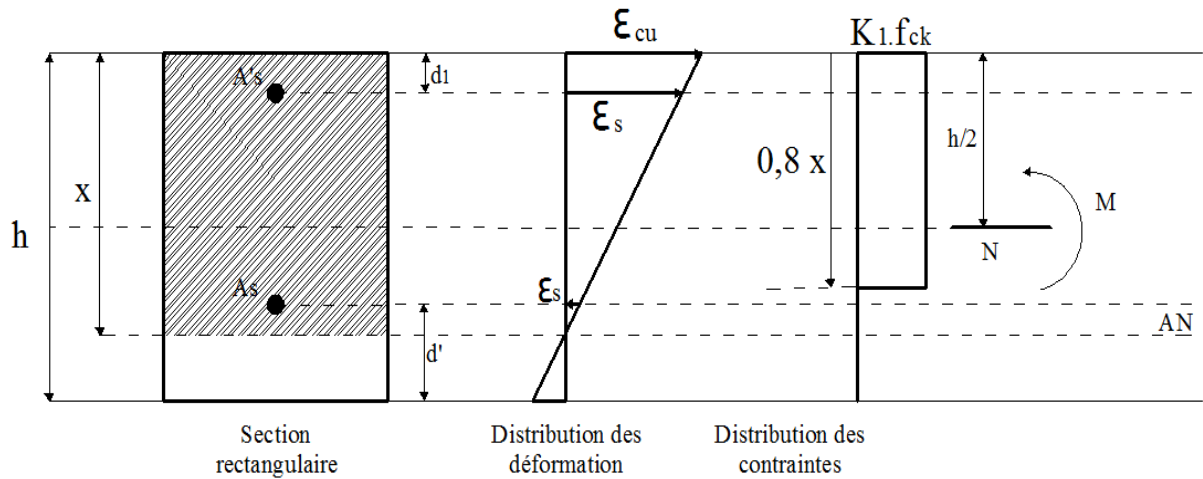


Fig. III. 6. Schématisation des contraintes et des déformations d'une section rectangulaire doublement armée à l'ELU.

La contribution de la section (A_s) au moment fléchissant est donnée par:

$$M_s = A'_s * f'_s * \left(\frac{h}{2} - d_1\right) \quad (III - 10)$$

La valeur de la contrainte (f'_s) dépend seulement de la déformation ϵ'_s :

$$\frac{\epsilon'_s}{0,0035} = \frac{(x - d_1)}{x} = \frac{x/h - d_1/h}{x/h}$$

Les équations ci-dessus (III-9) et (III-10) sont rendus comme suit:

$$N'_s = A'_s * E * \epsilon'_s$$

$$M_s = A'_s * E * \epsilon'_s * \left(\frac{h}{2} - d_1\right)$$

Les équations d'équilibre de la section doublement armée, soumis à la flexion composée sont données par:

$$N_T = N_b + N_s + N'_s$$

$$M_T = M_b + M_s + M'_s$$

L'effort axial :

$$N = 0.45 * \frac{x}{h} * f_{ck} * b * h + A_s * f_s + A'_s * f'_s \quad (III - 11)$$

Le moment de flexion :

$$M = 0.225 * \frac{x}{h} * f_{ck} * h^2 * b * \left(1 - 0.8 * \frac{x}{h}\right) + A_s * f_s * \left(\frac{h}{2} - d'\right) + A'_s * f'_s * \left(\frac{h}{2} - d_1\right) \quad (III - 12)$$

III. 4. Rapport de capacité

S'applique spécifiquement aux poteaux pour lesquels nous avons défini la section du béton et celle d'armature le programme SAP2000 vérifie la capacité, par la relation suivante :

$$capacité = L_1/L_2$$

Où :

L_1 : La longueur d'une droite qui s'étend depuis l'origine des axes (OP-OM), jusqu'à le point représenté par le couple (P, M) calculer par une combinaison de charge désigné, pour sa vérification.

L_2 : La longueur d'une deuxième droite qui s'étend parallèlement à L_1 depuis l'origine des axes P-M, jusqu'à la frontière limite de la courbe.

III. 4. 1. Exemple d'application

Pour une section transversale d'un poteau en béton armé (45*45) cm² avec un ferrailage de 8T14, pour lesquels on envisage toutes les droites de déformation, on calcule le couple $N \left(\frac{x}{h}\right)$ et $M \left(\frac{x}{h}\right)$ par les relations (III-11) et (III-12) pour chaque valeur de $\left(\frac{x}{h}\right)$. Puis on trace le diagramme d'interaction effort normale N en fonction du moment de fléchissant M.

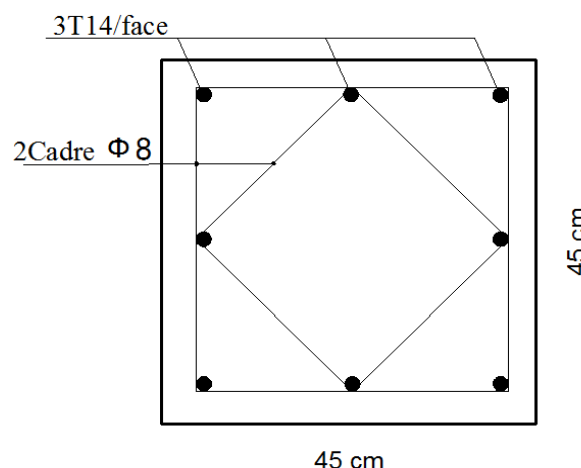


Fig. III. 7. Section d'un poteau en béton armé.

III. 4. 1. 1. Condition de la stabilité du poteau

Afin de vérifier l'état de stabilité du poteau en béton armé, on examine la position du couple critique ($N = 500\text{KN}$, $M = 132\text{ KN.m}$), ($N = 2500\text{KN}$, $M = 50\text{ KN.m}$) et ($N = 3000\text{KN}$, $M = 120\text{ KN.m}$) par rapport au diagramme d'interaction N - M .

Si le couple critique (N , M) se trouve à l'intérieur du diagramme d'interaction (la zone autorisée (figure III. 8), la stabilité du poteau est vérifiée. Dans le cas contraire où (N , M) se trouve à l'extérieur (la zone non autorisée (figure III. 8) la stabilité du poteau n'est pas vérifiée.

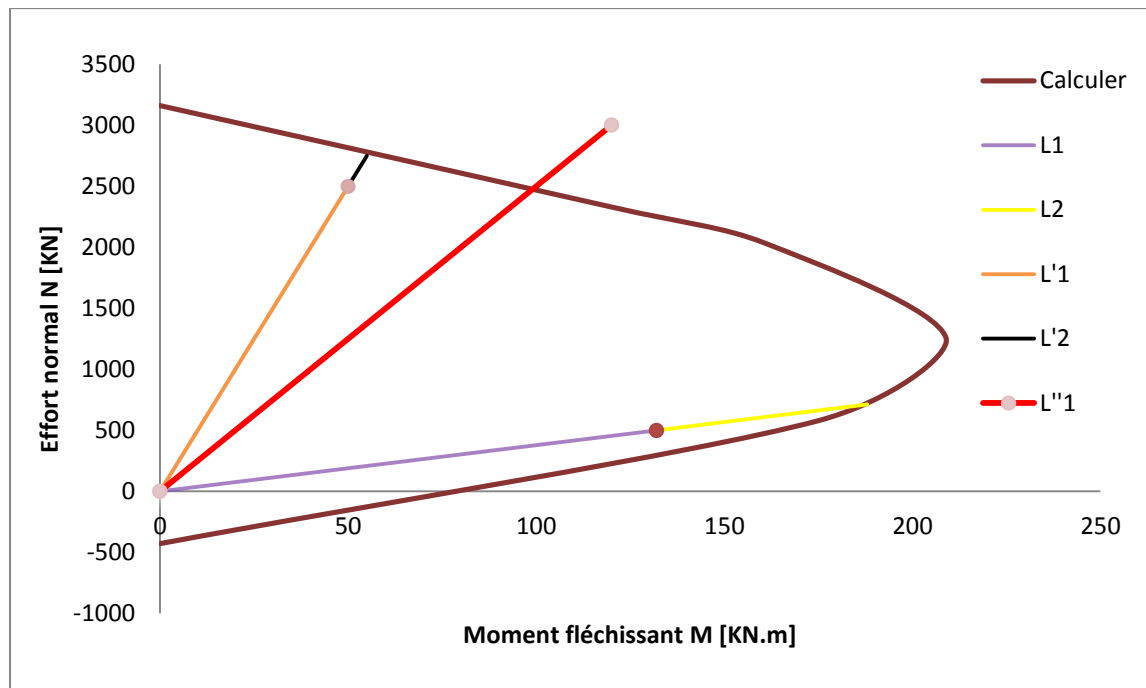


Fig. III. 8. Diagramme d'interaction avec les zones de stabilité.

Une légère différence entre la courbe fait par le logiciel SAP2000 et celle calcul manuellement, il est due à la section de béton idéalisé (on a utilisé le diagramme simplifié rectangulaire), alors que avec le logiciel SAP2000 il utilise le diagramme parabole rectangulaire. Cette comparaison est illustrée dans la figure suivante :

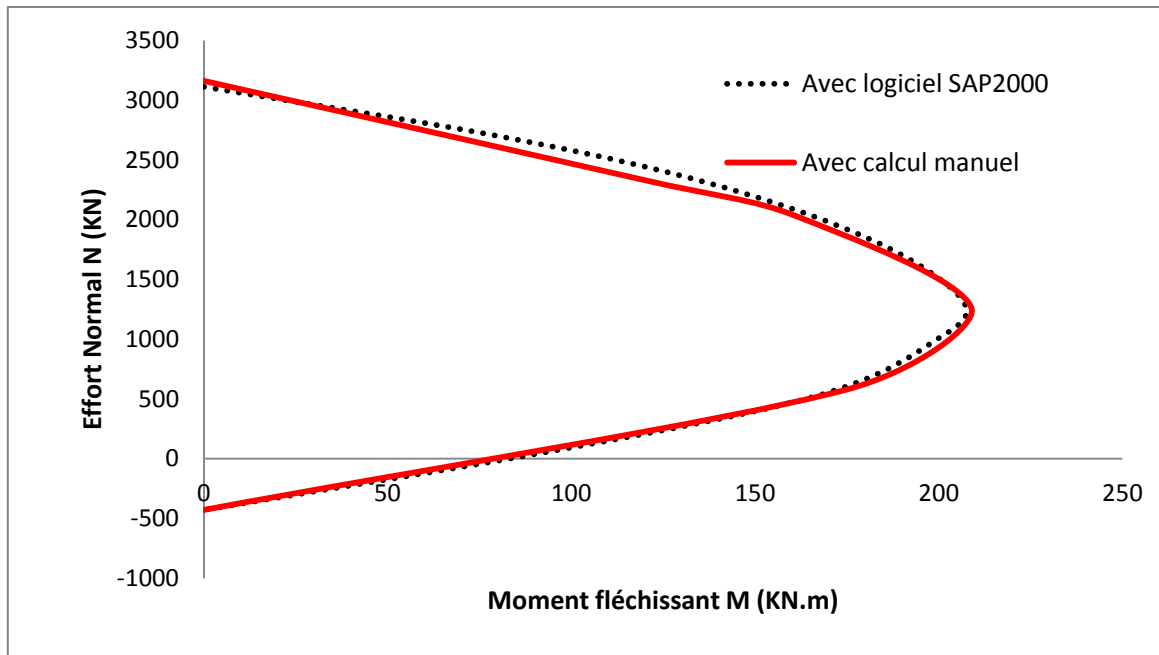


Fig. III. 9. Diagramme d'interaction SAP2000 et calculé.

III. 4. 1. 2. Calcul de rapport de capacité

Calcul manuel du rapport de capacité C l'ou la flexion est la prédominante. (Guide de logiciel SAP2000)

$$C = L_1 / L_2$$

$$L_1 = \sqrt{(500)^2 + (132)^2} = 517.13$$

$$L_2 = \sqrt{(712.76)^2 + (188)^2} = 737.136$$

$$C = \frac{(517.13)}{(737.136)} = 0.701$$

Calcul manuel du rapport de capacité C' l'ou l'effort normal est le prédominant

$$C' = L'_1 / L'_2$$

$$L'_1 = \sqrt{(2500)^2 + (50)^2} = 2500.5$$

$$L'_2 = \sqrt{(2750)^2 + (55)^2} = 2750.55$$

$$C' = \frac{(2500.5)}{(2750.55)} = 0.91$$

Calcul manuel du rapport de capacité C'' dans la zone de non stabilité

$$C'' = L''_1 / L''_2$$

$$L''_1 = \sqrt{(3000)^2 + (120)^2} = 3002.4$$

$$L''_2 = \sqrt{(2500)^2 + (100)^2} = 2502$$

$$C'' = \frac{(3002.4)}{(2502)} = 1.20$$

Les résultats obtenus par le logiciel Sap2000 et celle du calcul manuel de la demande en capacité sont rapporté dans le tableau ci-dessus :

Tab. III. 1. Comparaison demande en capacité portante.

Rapport de capacité	Avec logiciel SAP2000	Avec calcul manuel
C	0.721	0.701
C'	0.92	0.91
C''	1.222	1.20

III. 5. Les différents paramètres influents sur la capacité d'une section en béton armée

III. 5. 1. Influence de la résistance caractéristique du béton " f_{ck} "

Le gain obtenu en terme de valeur de l'effort normal quand le rapport ($\frac{x}{h}$) se rapproche d'une valeur égal à "1", cela signifié que la valeur de l'axe neutre "x" est optimale, et que la section entièrement comprimée. Pour les deux résistances caractéristiques $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ est de l'ordre 17% .

Le gain obtenu en terme de valeur de moment de flexion au point d'inflexion, pour les courbes avec les mêmes résistances caractéristique et de l'ordre de 14.5%.

L'influence de l'augmentation de la résistance caractéristique (f_{ck}) sur le comportement d'une section d'un poteau, est plus significative en termes d'effort normal et au moment de flexion.

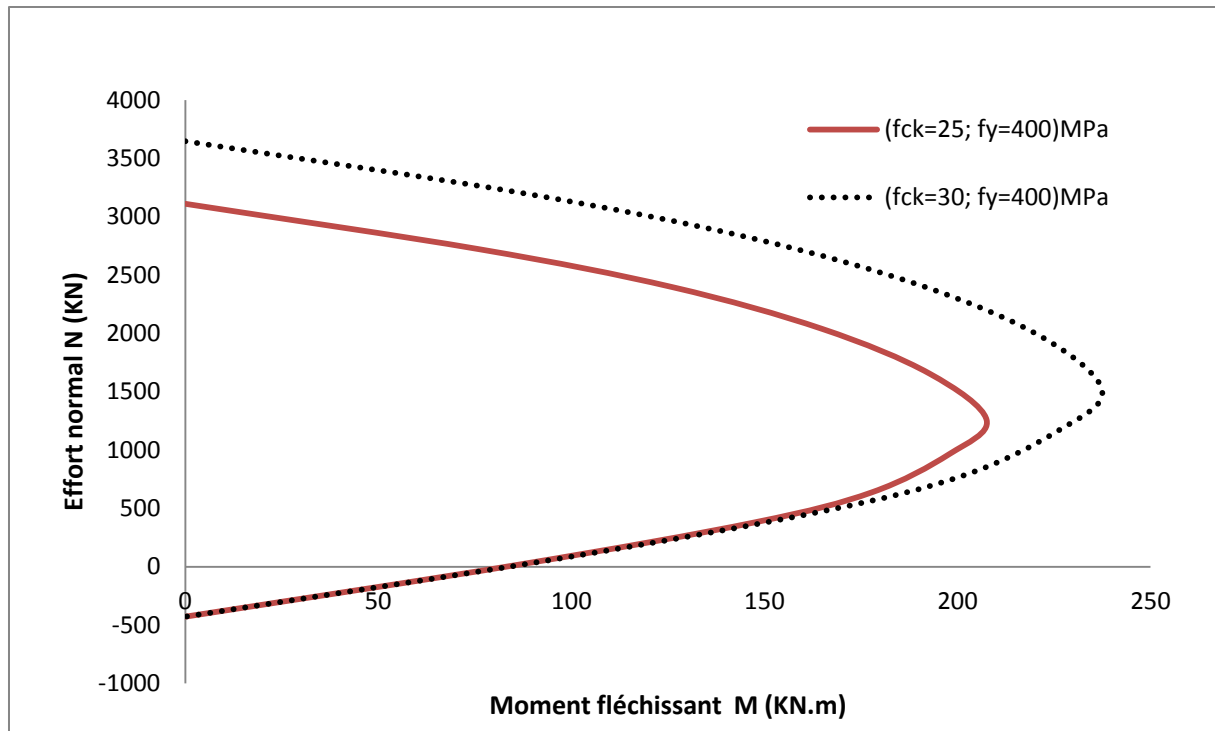


Fig. II. 10. Courbe d'interaction avec une variation de f_{ck} .

III. 5. 2. Influence de l'enrobage (d')

Il a été observé que les courbes tracées des sections en béton armé, respectivement avec des différentes valeurs de l'enrobage prenant les valeurs 0.03 et 0.05, sont quasiment superposées. Donc l'enrobage n'influe peu sur le comportement vis-à-vis du moment de flexion et de l'effort normal sur ces sections soumises une charge excentrée.

La marge de l'enveloppe sécuritaire, de la section doublement armée, obtenue par l'interaction d'une combinaison du moment de flexion et de l'effort normal: (M-N), est presque négligeable vis-à-vis de l'augmentation de la valeur de l'enrobage (d').

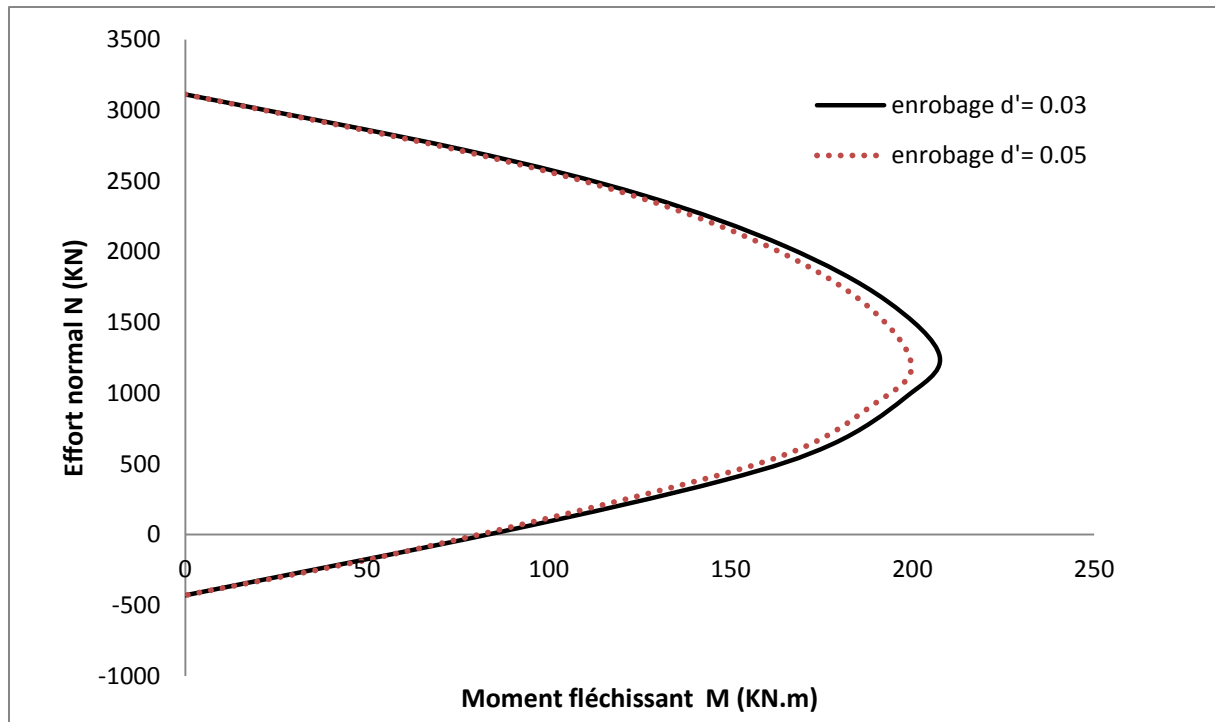


Fig. III. 11. Diagramme d'interaction avec une variation de (d').

III. 5. 3. Influence du taux d'armatures

L'influence de l'augmentation du taux d'armatures 8T14 à 12T14 sur le comportement d'une section est plus significative en termes de moment de flexion, et prend une valeur maximale au point d'inflexion correspondant au point d'écoulement (ϵ_s atteint ϵ_e).

Au-dessous de ce point d'inflexion, l'influence de l'augmentation du taux d'armatures sur le comportement d'une section est d'un apport plus considérable vis-à-vis du moment de flexion, comparativement à l'effort normal.

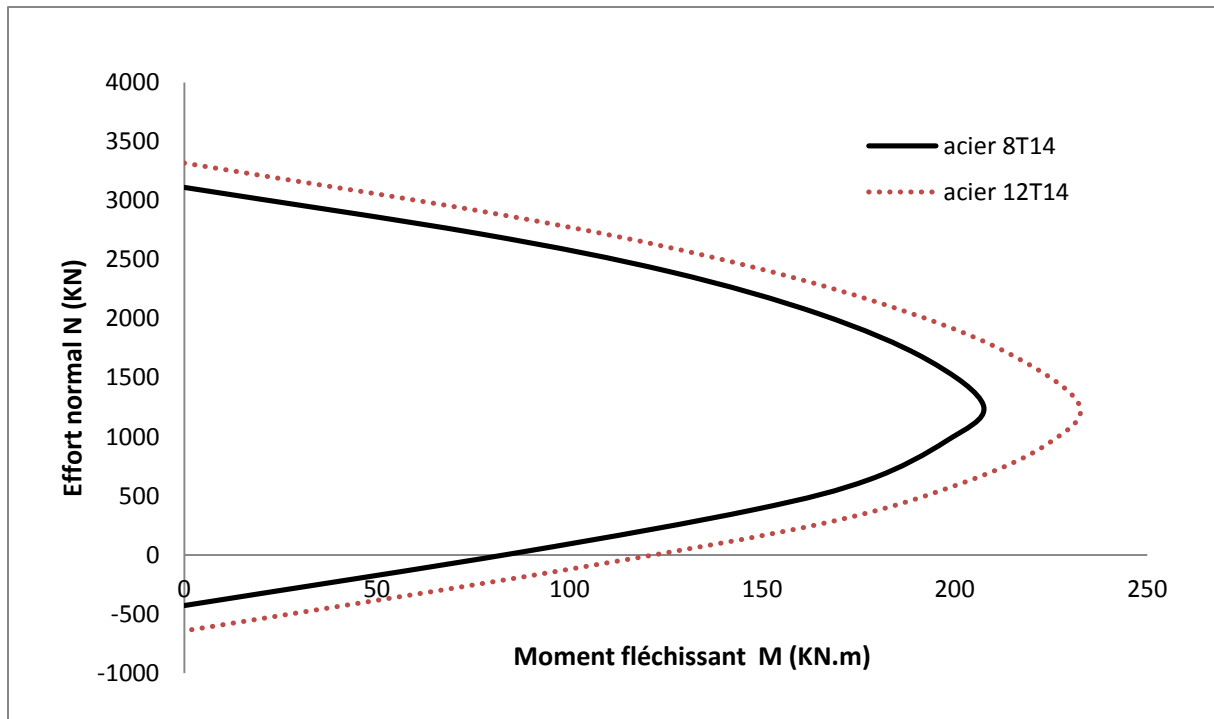


Fig. III. 12. Diagramme d'interaction avec une variation de la section d'acier.

III. 5. 4. Influence la contrainte limite des armatures " f_e "

Le gain obtenu en terme de valeur de l'effort normal, pour les courbes avec un taux d'armatures variant de $f_e = 400 \text{ N/mm}^2$ à $f_e = 500 \text{ N/mm}^2$ est de l'ordre de 7%.

Le gain obtenu en terme de valeur du moment de flexion, pour les courbes avec un taux d'armatures variant de $f_e = 400 \text{ N/mm}^2$ à $f_e = 500 \text{ N/mm}^2$ est de l'ordre de 12%.

L'influence de l'augmentation de la contrainte limite d'écoulement des armatures (f_e), sur le comportement de la section d'un poteau est significative en termes de moment de flexion et prend une valeur maximale au point d'inflexion.

La contrainte limite d'écoulement des armatures (f_e) agit directement sur la position du point d'inflexion. Au-dessous de ce point, l'influence de l'augmentation de la valeur de la contrainte limite (f_e), sur le comportement d'une section, est d'un apport plus considérable vis-à-vis du moment de flexion, comparativement à l'effort axial qui augmente graduellement.

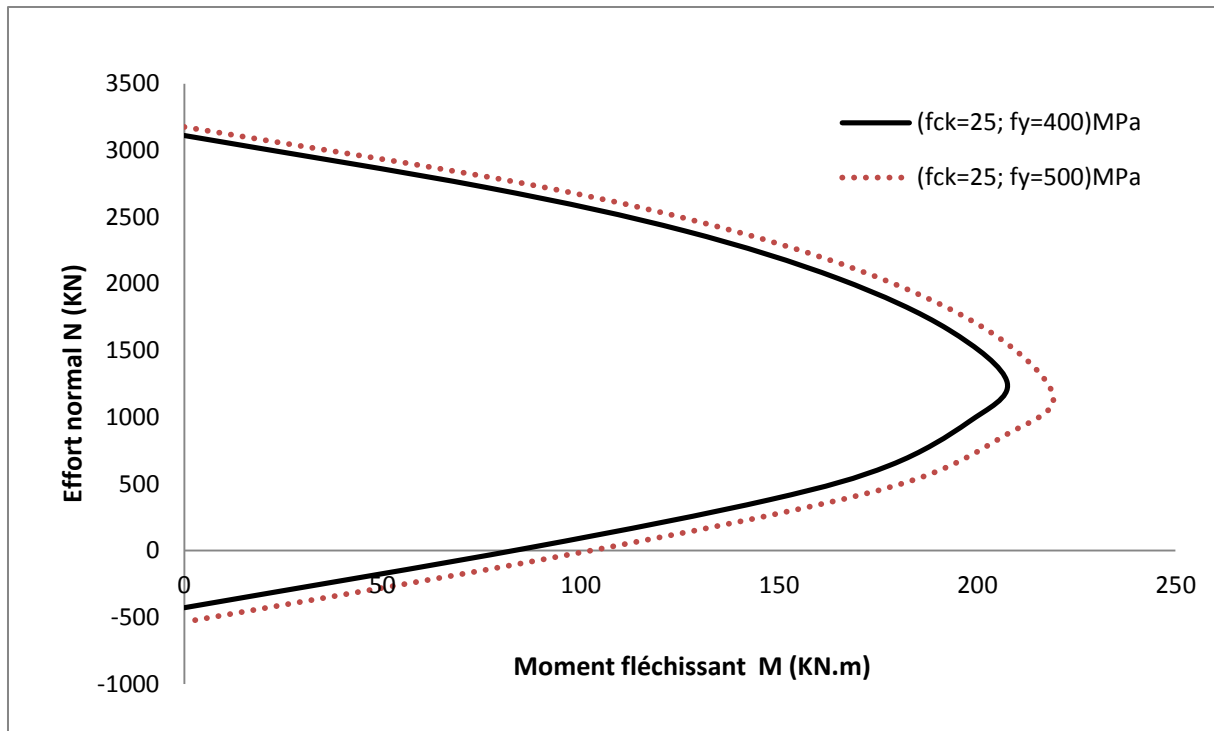


Fig. III. 13. Diagramme d'interaction avec une variation la contrainte limite de l'acier.

III. 6. conclusion

Dans ce chapitre nous avons illustré d'une part, les étapes à suivre pour l'élaboration du diagramme d'interaction d'un poteau soumis à la flexion composée : effort normal et moment fléchissant (N ,M). Ce diagramme nous permet de vérifier la stabilité du poteau, en effet, si le couple (N ,M) se trouve à l'intérieur de la courbe (zone autorisée), le poteau est jugé stable .

D'une autre part, une étude sur l'influence des différents paramètres sur la courbe effort normal-moment fléchissant à été faite et les résultats ont révélés que :

- L'augmentation de la résistance caractéristique du béton d'un poteau en béton armé engendre une amplification de la courbe d'interaction de celui-ci.
- L'enrobage est un paramètre qui a peu d'influence sur la courbe d'interaction d'un poteau en béton armé.
- La section de ferrailage d'un poteau et la nuance des armatures, sont des paramètres influant sur la courbe d'interaction ; leur augmentation engendre l'amplification de celle-ci.

IV. 1. Introduction

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

Le modèle utilisé pour déterminer les effets sismiques sur le réservoir tridimensionnel 3D doit reproduire avec une précision satisfaisante la raideur, la masse et les propriétés géométriques de la structure.

IV. 2. Cas d'étude

On considère comme cas d'étude un réservoir surélevé en béton armé de hauteur de 32.3 m d'une capacité de 900 m^3 avec une structure de support composée de huit poteaux de sections carrées de $(75 \times 75)\text{ cm}^2$ liés entre eux à l'aide des poutres de sections $(55 \times 50)\text{ cm}^2$ sur deux niveaux de 7 m et 14 m tel que montré sur la figure 2. La hauteur de la cuve est de 9.4 m , son épaisseur est de 40 cm et son rayon varie linéairement de 4.3 m à 6 m sur les hauteurs de 21.2 m et 24.15 m respectivement, ensuite il reste constant jusqu'à la hauteur de 30.6 m . La structure repose sur un radier circulaire d'un rayon $R = 7\text{ m}$. Le module de Young du béton est $(E_b = 3.2 \cdot 10^7\text{ KN/m}^2)$, son coefficient de Poisson est $\nu = 0.2$ et sa masse volumique est $(\rho_b = 2.5 \cdot 10^3\text{ Kg/m}^3)$. La masse volumique de l'eau est $(\rho_L = 1.0 \cdot 10^3\text{ Kg/m}^3)$ (F.Bouchala, A. Seghir, A. Tahakourt).

Le ferrailage de réservoir est comme suite :

Élément	Section de ferrailage
Poteau	58.92 cm^2
Poutre intermédiaire	31.40 cm^2
Poutre de haut	20.80 cm^2

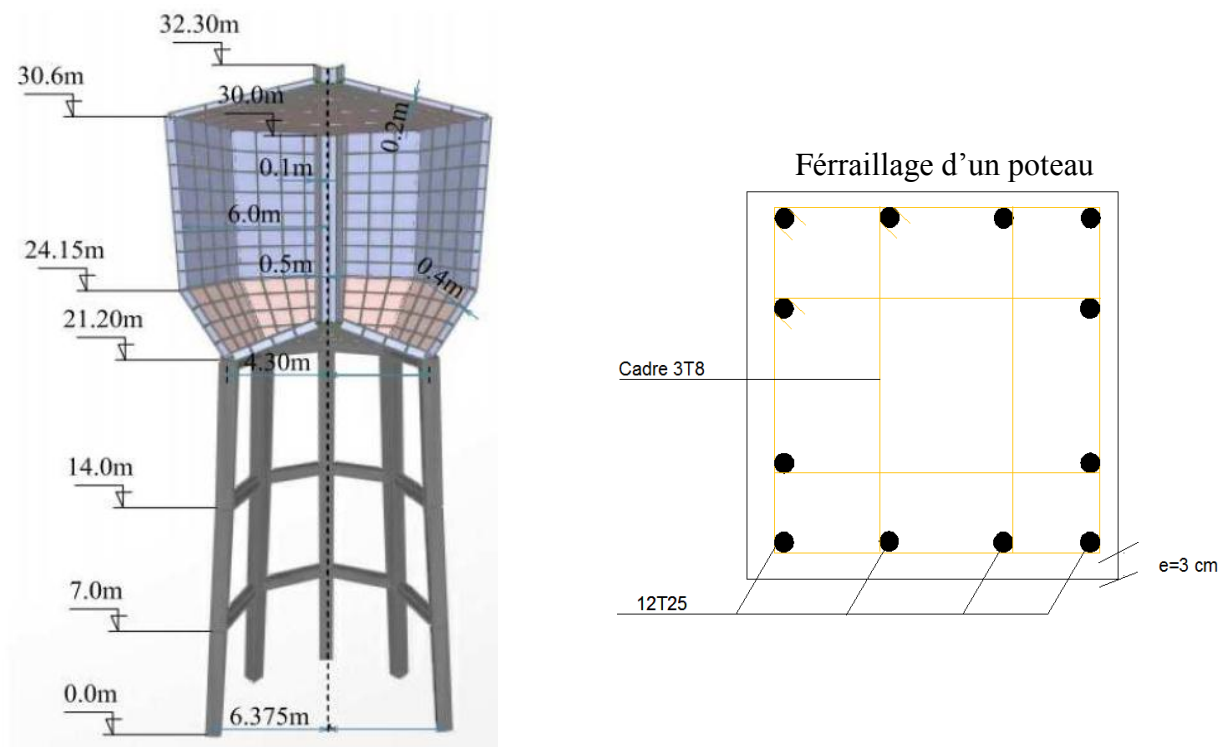


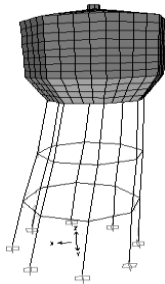
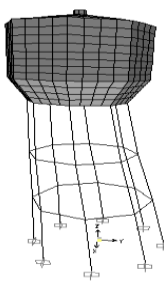
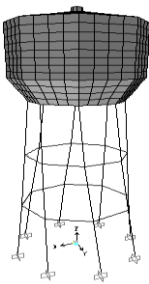
Fig. IV. 1. Coupe verticale du réservoir surélevé considéré dans l'analyse sismique.

La structure est discrétisée en éléments finis 3D. Les poteaux et les poutres sont représentés par des éléments de poutre de Bernoulli à 6ddl par élément et la cuve par des éléments coques (Shell) à 24ddl par élément. La masse de l'eau supposée inerte, est prise en compte dans le poids volumique des parois et encastré à la base des poteaux. Le modèle a été réalisé par le logiciel SAP2000 (F. Bouchala, A. Seghir, A. Tahakourt).

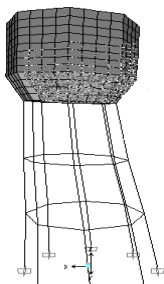
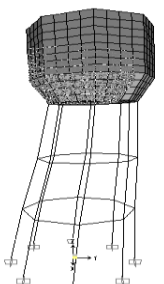

IV. 3. Analyse modale

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres des structures. Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation des masses.

Tab. IV. 1. Les modes propres de réservoir surélevé vide.

Modes propres	<i>Mode U_x</i>	<i>Mode U_y</i>	<i>Mode R_z</i>
			
Périodes	$T = 1.021 \text{ s}$	$T = 1.021 \text{ s}$	$T = 0.884 \text{ s}$

Tab. IV. 2. Les modes propres de réservoir surélevé plein.

Modes propres	<i>Mode U_x</i>	<i>Mode U_y</i>	<i>Mode R_z</i>
			
Périodes	$T = 1.553 \text{ s}$	$T = 1.553 \text{ s}$	$T = 1.406 \text{ s}$

La participation modale dans le mode fondamental est de l'ordre 94 % et 1.5 % dans le mode secondaire.

Dans une première étude, on s'intéresse à l'évaluation du comportement du réservoir en vibrations libres. Le calcul des modes propres permet d'évaluer les périodes de vibrations de la structure seule encastree à la base, avec et sans tenir compte de l'effet de l'eau et de la

flexibilité du sol. Ces effets sont quantifiés en comparant notamment les valeurs de la période du mode fondamental.

IV. 3. 1. Effet de l'eau sur le mode fondamental

L'effet de la masse d'eau stockée est mis en évidence en comparant la période de vibration du mode fondamental de la structure. Le calcul de la période de vibration de la structure sans l'eau donne une valeur de $T = 1.021 \text{ s}$, alors que si on tient compte de l'eau, cette période augmente de 50% pour atteindre une valeur de $T = 1.553 \text{ s}$, ce qui est prévisible du moment que l'eau ne fait qu'ajouter de la masse à la structure sans renforcer sa rigidité.

IV. 4. Demande en capacité

Afin d'étudier l'influence du coefficient de comportement globale de la structure (R): le réservoir est considéré dans un premier lieu comme portique autostable sans remplissage ($R=5$) et une comparaison a été faite avec le cas où l'on considère comme pendule inverse ($R=2$) comme le préconise le règlement parasismique algérien (RPA99). La capacité portante de la structure de support a été mise en évaluation en variant les coefficients d'accélération de zone (A) ainsi que les types de sol (S_1, S_3) voire les tableaux ci-dessous.

Tab IV. 3. Comparaison des résultats obtenues avec différents 'R' d'un réservoir vide.

		Sol S1									
		R=5					R=2				
A		0.15	0.2	0.25	0.3	0.4	0.15	0.2	0.25	0.3	0.4
Etages	1	0.222	0.264	0.376	0.529	0.89	0.796	1.271	1.787	2.302	3.33
	2	0.140	0.155	0.170	0.186	0.217	0.208	0.296	0.528	0.767	1.238
	3	0.11	0.118	0.125	0.133	0.149	0.145	0.165	0.186	0.275	0.555

Tab. IV. 4. Comparaison des résultats obtenus avec différents 'R' d'un réservoir plein.

		Sol S1									
		R=5					R=2				
A		0.15	0.2	0.25	0.3	0.4	0.15	0.2	0.25	0.3	0.4
Etages	1	0.388	0.454	0.521	0.689	0.959	1.006	1.746	2.569	3.392	5.036
	2	0.280	0.302	0.327	0.352	0.404	0.391	0.456	0.606	0.978	1.778
	3	0.242	0.253	0.263	0.274	0.295	0.290	0.318	0.346	0.374	0.430

Tab. IV. 5. Comparaison des résultats obtenues avec différents 'R' d'un réservoir vide.

		Sol S3									
		R=5					R=2				
A		0.15	0.2	0.25	0.3	0.4	0.15	0.2	0.25	0.3	0.4
Etages	1	0.273	0.455	0.706	0.969	1.519	1.372	2.093	2.813	3.533	4.973
	2	0.157	1.78	0.200	0.221	0.399	0.329	0.661	0.986	1.318	1.981
	3	0.118	0.128	0.138	0.149	0.171	0.165	0.192	0.367	0.553	0.926

Tab. IV. 6. Comparaison des résultats obtenues avec différents 'R' d'un réservoir plein.

		Sol S3									
		R=5					R=2				
A		0.15	0.2	0.25	0.3	0.4	0.15	0.2	0.25	0.3	0.4
Etages	1	0.468	0.607	0.913	1.263	2.144	1.913	3.066	4.221	5.375	7.681
	2	0.307	0.342	0.378	0.414	0.487	0.468	0.816	1.371	1.931	3.050
	3	0.254	0.269	0.284	0.299	0.328	0.320	0.359	0.397	0.435	0.819

IV. 4. 1. Analyse des résultats

Nous constatons que pour le cas où le coefficient de comportement globale de la structure $R=5$, la demande en capacité portante du poteau est proportionnelle à la variation de coefficient d'accélération 'A', cela est valable à tous les niveaux (base, étage 1 et 2) aussi bien pour le cas du réservoir plein que pour le réservoir vide en considérant un sol de type S_1 , toutefois, pour le cas du sol de type S_3 , la demande en capacité portante atteint des valeurs excessives au niveau des poteaux à la base ceci pour les deux valeurs du coefficient d'accélération de zone ($A=0.3$ et $A=0.4$).

Même constatation pour $R=2$, sauf dans ce cas la demande en capacité portante du poteau n'est pas vérifiée pour tous les valeurs de 'A' à la base.

IV. 4. 2. Effet de l'eau stockée

Pour voir l'effet de l'eau stockée sur la demande en capacité des poteaux, une comparaison a été faite entre le cas du réservoir plein et celui du réservoir vide, les résultats obtenus montrent que la prise en compte de l'eau stockée fait augmenter la demande en capacité avec un taux de l'ordre de 74.77 %. Cette augmentation est due à l'accroissement de l'effort normal et le moment fléchissant. La figure (IV. 2) ci-dessous montre la variation de la demande en capacité.

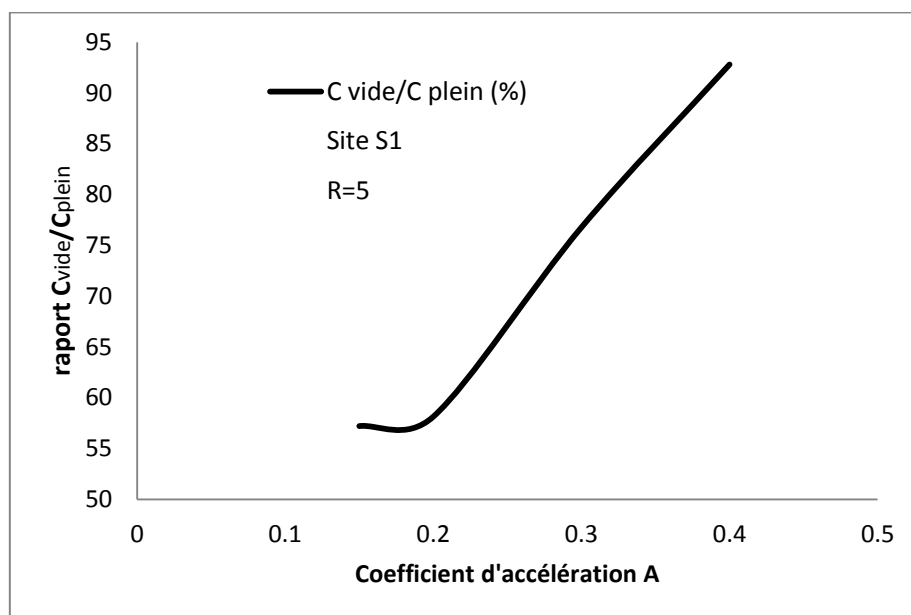


Fig. IV. 2. Courbe de l'effet de masse sur la capacité sol S_1 , $R=5$.

IV. 4. 3. Effet du coefficient d'accélération de zone A

Le coefficient d'accélération de zone comme défini dans le RPA99 est un coefficient dépendant de la zone sismique et du groupe d'usage de la structure. Pour voir son effet sur la demande en capacité des poteaux, les figures (IV. 3 ; IV. 4) montrent la variation de la demande en capacité en fonction du coefficient d'accélération de zone pour les deux cas du réservoir avec et sans l'eau.

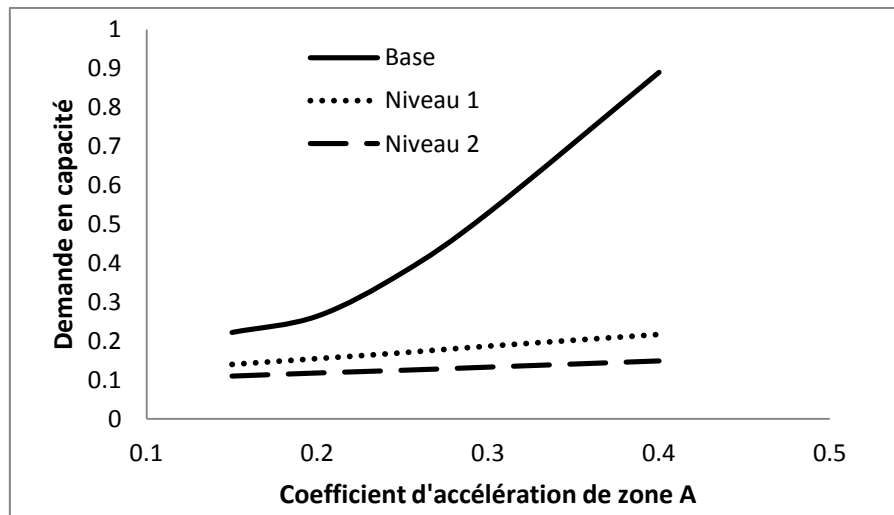


Fig. IV. 3. Diagrammes C en fonction de A d'un réservoir vide.

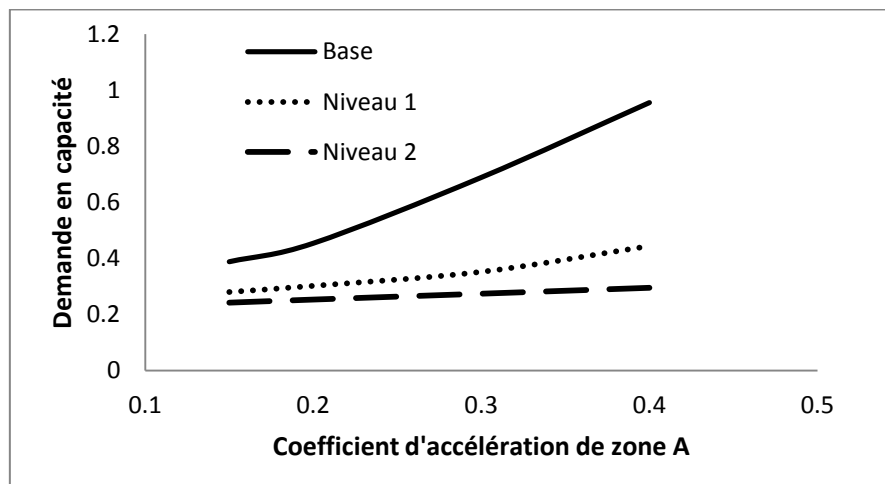


Fig. IV. 4. Diagrammes C en fonction de A d'un réservoir plein.

On remarque d'après les deux figures que l'augmentation du coefficient d'accélération de zone, engendre une augmentation de la demande en capacité des poteaux notamment pour le cas des poteaux de base. Cette remarque est valable pour les deux cas du réservoir avec et sans l'eau.

IV. 5. Réponse sismique du réservoir

Dans la deuxième partie de ce chapitre, on s'intéressera à l'étude de la réponse sismique du réservoir surélevé.

IV. 5. 1. Excitation sismiques utilisées

Le modèle en éléments finis tridimensionnel du réservoir est soumis aux accélérations du séisme de Boumerdès du 21/05/2003. On montre dans les figures (IV. 5 ; IV. 6) les deux enregistrements accélérométriques au format accélération-période de la station Dar El-Beida et d'El Afroune respectivement. Le premier enregistrement est jugé comme le plus sévère pour notre structure, alors que, l'enregistrement de la station d'El Afroune est jugé comme le plus faible.

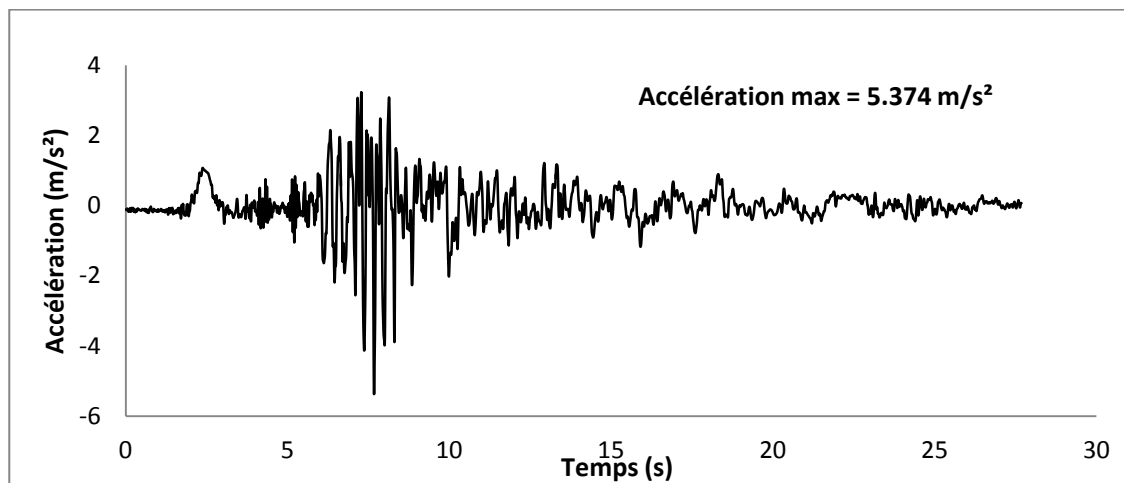


Fig. IV. 5. Accélérations sismiques de Dar Elbeida.

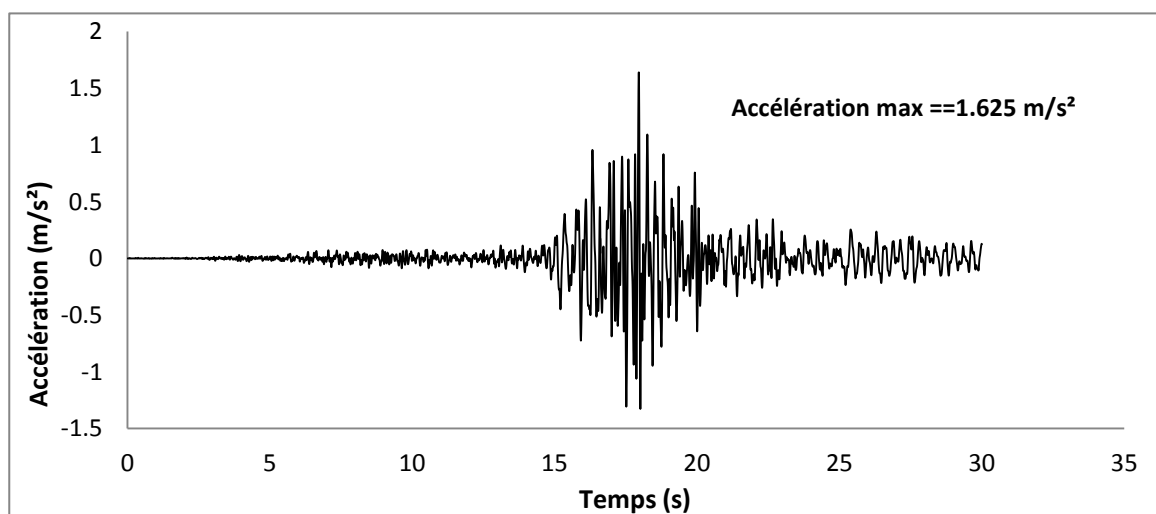


Fig IV. 6. Accélérations sismiques d'EL Afroune.

IV. 5. 2. Effet de l'eau stockée sur la réponse sismique du réservoir

L'effet de l'eau sur la réponse sismique du réservoir est mise en évaluation dans un premier lieu en étudiant l'évolution de l'effort tranchant à la base. En suite, la vérification de la stabilité des poteaux par le calcul de la demande en capacité portante avec et sans prise en compte de l'eau à été faite.

IV. 5. 2. 1. Evolution de l'effort tranchant à la base

L'évolution de l'effort tranchant à la base avec et sans prise en compte de l'eau en utilisant des modèle d'éléments finis ' 3D ' est représenté dans les figures ci-dessus :

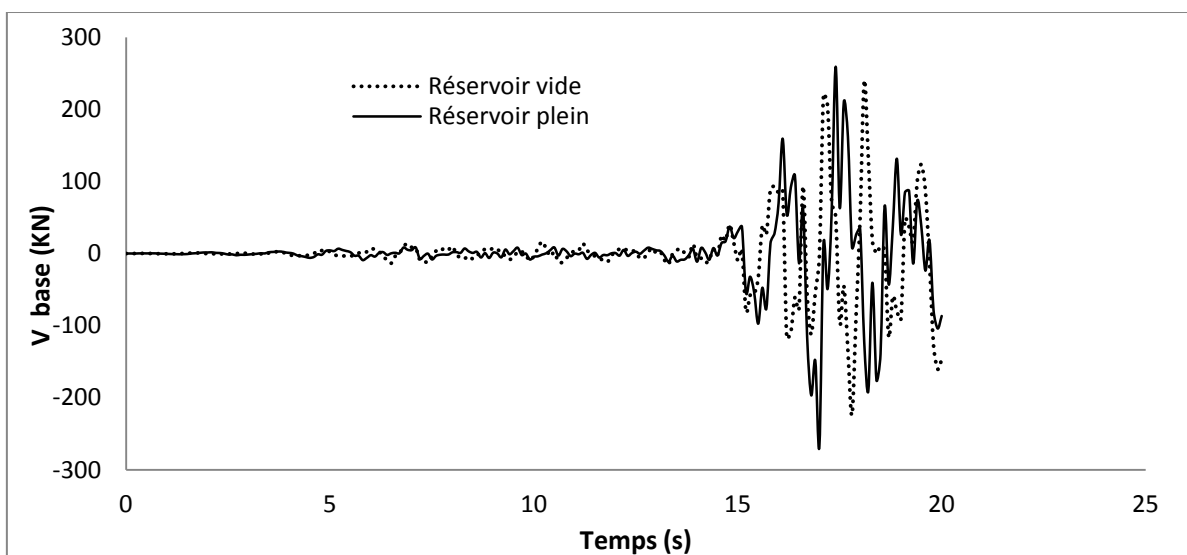


Fig. IV. 7. Effort tranchant à la base avec et sans l'eau séisme EL Afroune.

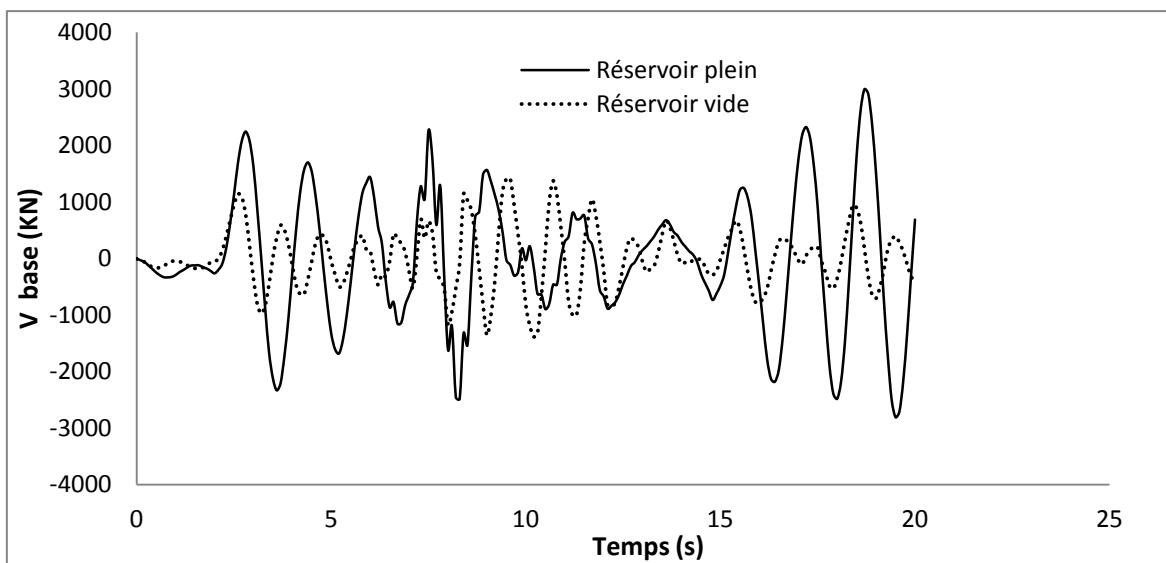


Fig. IV. 8. Effort tranchant à la base avec et sans l'eau séisme Dar El Beida.

Ces figures montrent l'amplification de l'effort tranchant par la présence de la masse de l'eau, ce qui est en concordance avec les résultats des périodes propres. En effet, la masse de l'eau fait augmenter les forces d'inertie que subit le système sans pour autant modifier sa rigidité. De plus, si on prend l'exemple de la réponse de la structure à l'excitation de Dar El Beida, le pic augmente d'une valeur de 1412.103 KN à 2993.188 KN soit une augmentation de l'ordre de 111.96 %, ce qui montre clairement que la prise en compte de l'eau est indispensable pour réaliser un bon calcul dynamique des réservoirs surélevés. Cette masse de l'eau a aussi pour effet le maintien des fortes vibrations sur une durée un peu plus longue par rapport à la réponse du modèle sans l'eau.

IV. 5. 2. 2. Vérification de la stabilité des poteaux

Après avoir soumis le réservoir surélevé aux excitations sismiques, une vérification de la stabilité du poteau le plus sollicité a été faite. Les figures de (IV. 9) à (IV. 12) montrent l'évolution de l'effort normal et du moment fléchissant avec et sans prise en compte de l'eau en utilisant les deux excitations.

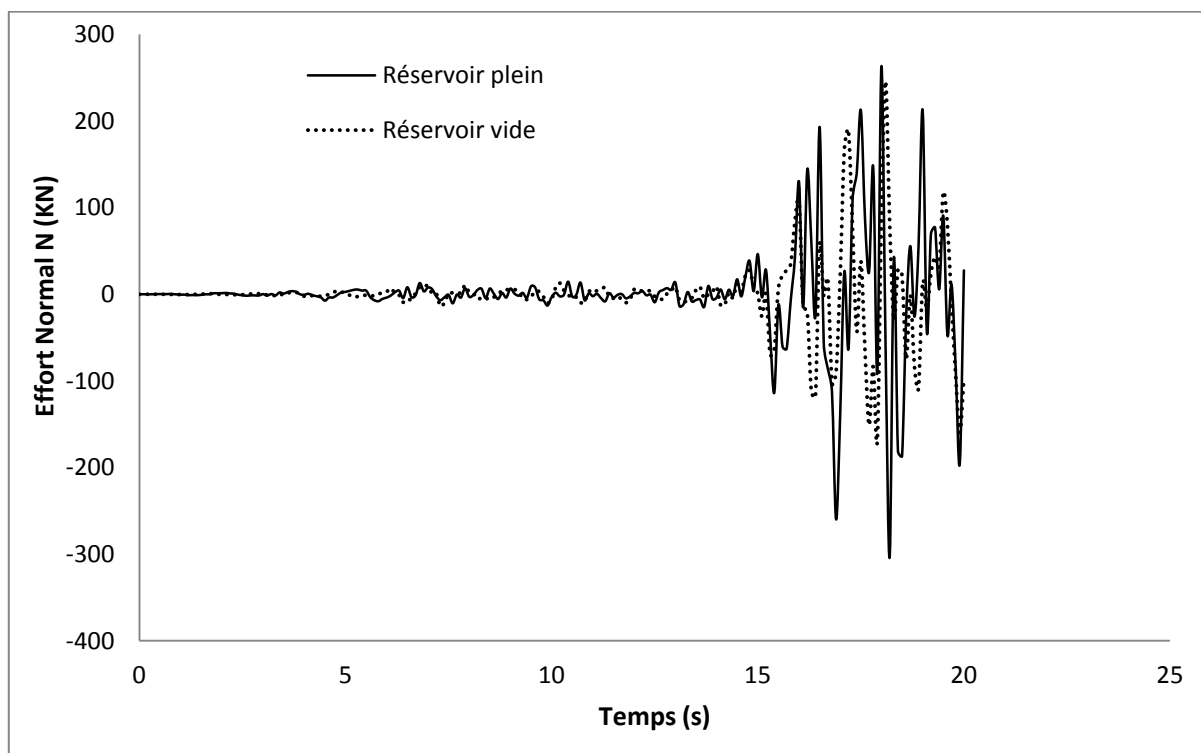


Fig. IV. 9. Effort normal à la base avec et sans l'eau enregistrement d'El Afroune.

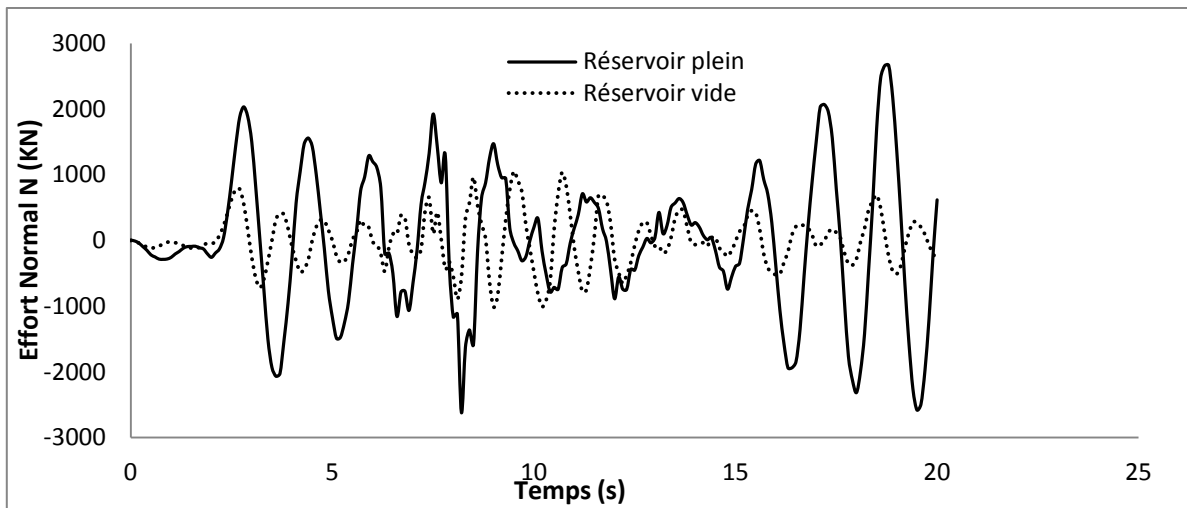


Fig. IV. 10. Effort normal à la base avec et sans l'eau séisme Dar el Beida.

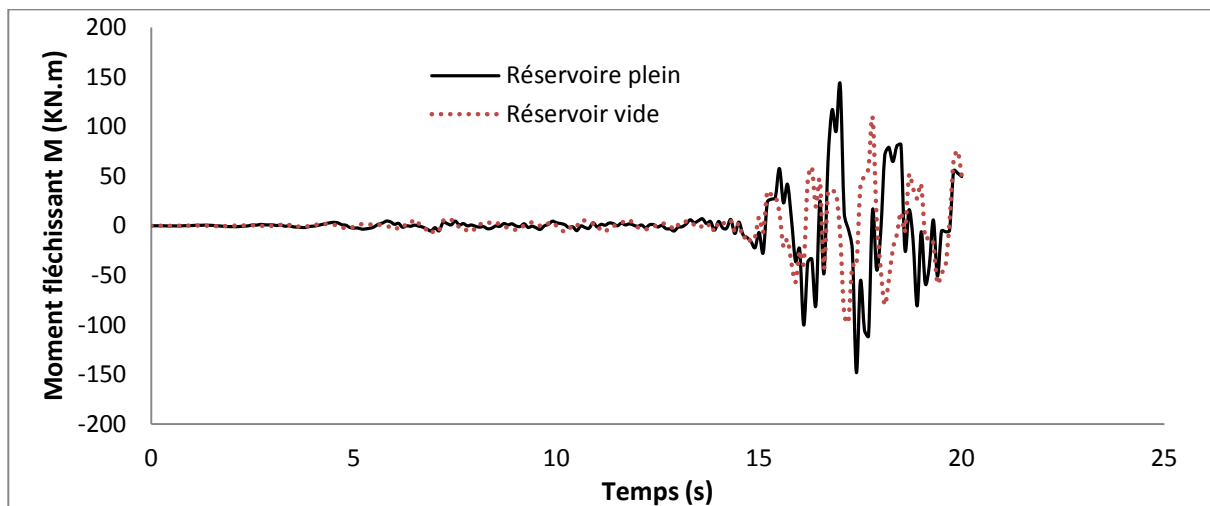


Fig. IV. 11. Moment fléchissant à la base avec et sans l'eau séisme El Afroune.

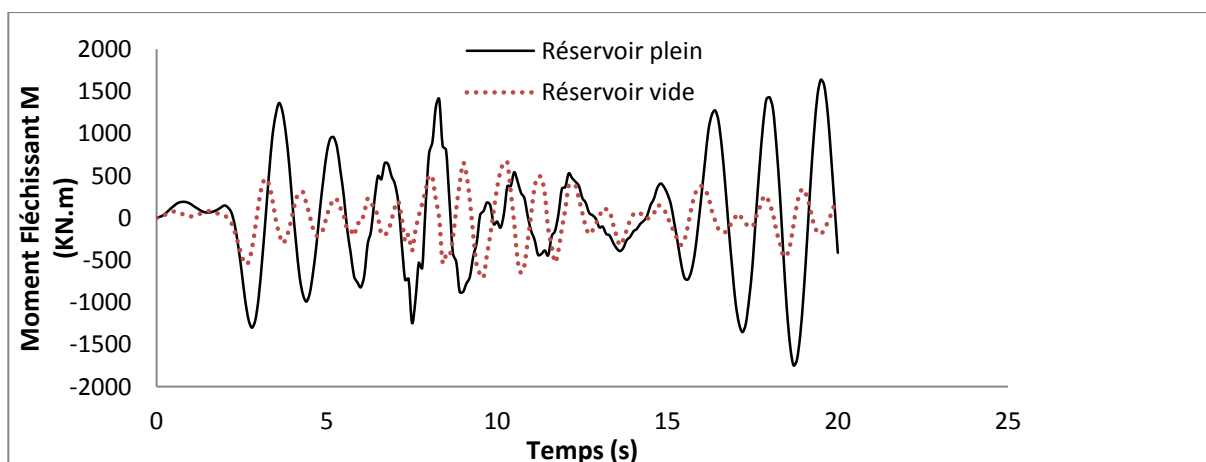


Fig. IV. 12. Moment fléchissant à la base avec et sans l'eau séisme Dar el Beida.

La prise en compte de l'eau stockée fait augmenter l'effort normal et le moment fléchissant, la réponse du modèle avec l'eau a une durée un peu plus longue par rapport à la réponse du modèle sans l'eau.

Les figures (IV. 13) et (IV. 14) montrent l'évolution de l'effort normal en fonction du moment fléchissant avec prise en compte de l'eau, en utilisant les deux excitations sismiques.

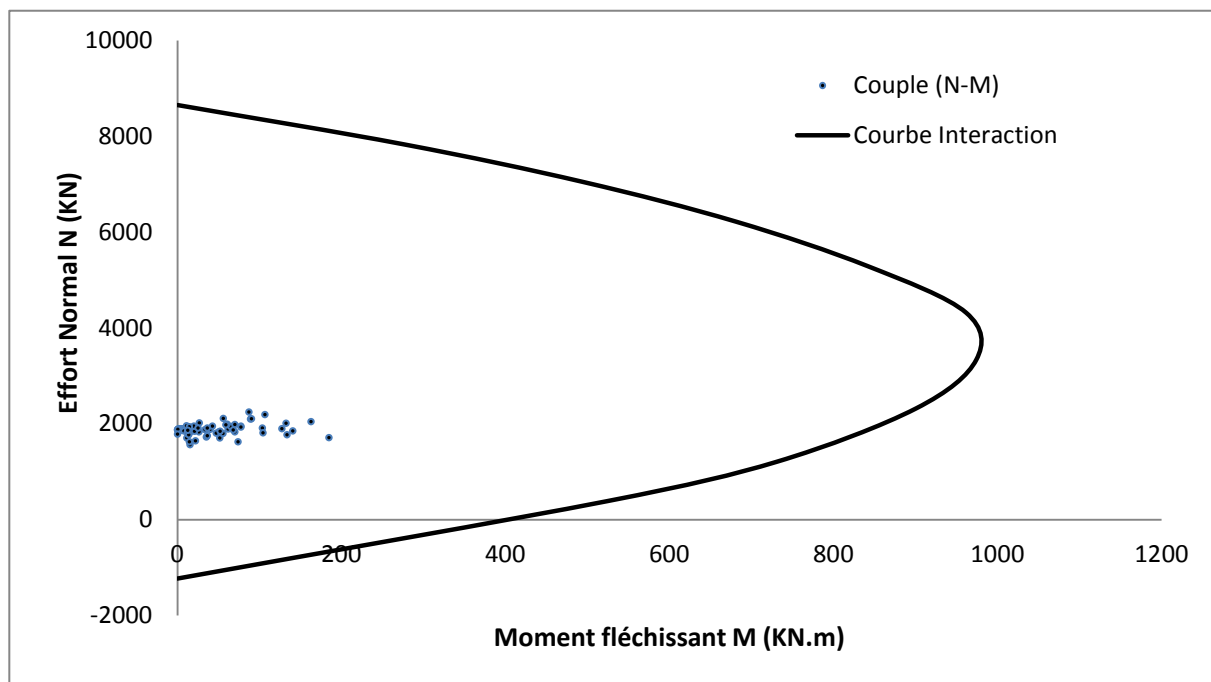


Fig. IV. 13. Diagramme d'interaction avec le couple (N-M) de séisme El Afroue.

On remarque à partir de cette figure que le nuage de points représentant l'évolution de l'effort normal en fonction du moment fléchissant se trouve dans la zone autorisée (à l'intérieur du diagramme d'interaction). Le poteau le plus sollicité est donc jugé stable ou résistant par rapport à l'excitation enregistrée par la station d'El Afroue.

Le réservoir est cette fois ci, soumis à l'excitation sismique enregistrée sur la station de Dar el Beida. La figure (IV. 14) montre la position des couples (N-M) par rapport au diagramme de capacité.

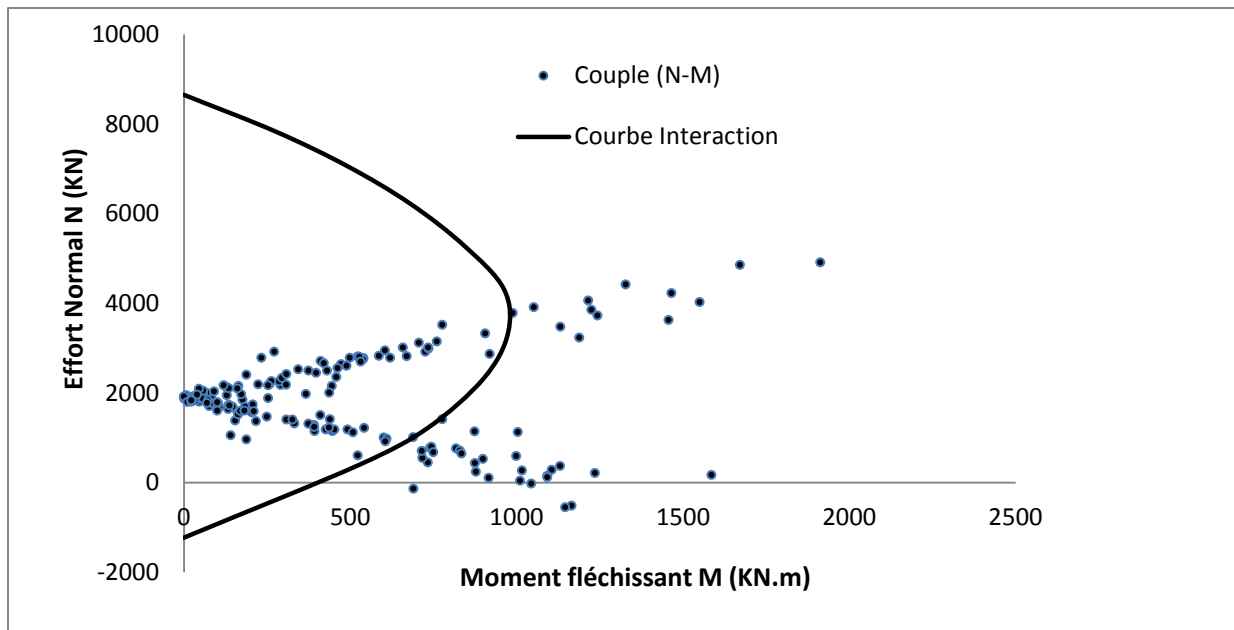


Fig. IV. 14. Diagramme d'interaction avec le couple (N-M) de séisme Dar el Beida.

On constate d'après la figure, qu'une portion du nuage de points représentant les couples (effort normal-moment fléchissant) se trouve à l'extérieur du diagramme d'interaction (zone non autorisée). Le poteau le plus sollicité est dans ce cas jugé instable ou sous dimensionné.

IV. 6. Conclusion

Dans ce chapitre on s'est intéressé au cas du réservoir surélevé, plusieurs points ont été traités et plusieurs conclusions ont été tirées à savoir :

- La prise en compte de l'eau stockée fait augmenter la période fondamentale de la structure, en effet, la masse de l'eau augmente les forces d'inerties que subit le système sans pour autant modifier sa rigidité.
- La prise en compte de l'eau fait augmenter la demande en capacité des poteaux.
- La demande en capacité des poteaux augmente avec l'augmentation du coefficient d'accélération de zone.
- La demande en capacité des poteaux augmente avec l'augmentation de la flexibilité du sol (sol de type S_1 à un sol de type S_3)
- L'eau stockée a pour effet d'amplifier l'effort tranchant à la base.
- Une augmentation de l'effort normal et du moment fléchissant avec la prise en compte de l'eau.

- Pour une excitation sismique de faible amplitude (excitation enregistrée sur la station d'El Afroune) les poteaux sont jugés être stables ou résistants. Toutefois, pour le cas d'une excitation sismique sévère (excitation enregistrée sur la station d'Dar Elbeida) les poteaux ne résistent pas.
- L'excitation sismique de Dar El Beida supérieur à celle d'El Afroune de l'ordre 330% donc c'est pour ça que les réponses de la dernier et plus importante que la dernière.

Conclusion générale

Le présent a été réalisé en deux parties. Dans la première, nous avons illustré d'une part, les étapes à suivre pour l'élaboration du diagramme d'interaction d'un poteau soumis à la flexion composée : effort normal et moment fléchissant (N,M). Ce diagramme nous a permis de vérifier la stabilité du poteau, en effet, si le couple (N,M) se trouve à l'intérieur de la courbe (zone autorisée), le poteau est jugé stable, d'une autre part, une étude sur l'influence des différents paramètres sur la courbe d'interaction a été faite et les résultats ont révélé que :

- L'augmentation de la résistance caractéristique du béton de 25 MPa à 30 MPa d'un poteau en béton armé engendre une amplification de la courbe d'interaction (N-M) de l'ordre 14 % à 17 %.
- L'enrobage est un paramètre qui a peu d'influence sur la courbe d'interaction d'un poteau en béton armé. (Pourvu qu'il reste dans limite de 5 cm.
- La section de ferrailage d'un poteau et la nuance des armatures sont des paramètres influant sur la courbe d'interaction ; leur augmentation engendre l'amplification de la courbe.

Dans la deuxième partie de ce travail, on s'est intéressé au cas d'un réservoir surélevé. À cet effet, plusieurs points ont été traités et plusieurs conclusions ont été tirées à savoir :

- La prise en compte de l'eau stockée fait augmenter la période fondamentale de la structure, en effet, la masse de l'eau augmente les forces d'inertie que subit le système sans pour autant modifier sa rigidité.
- La prise en compte de l'eau fait augmenter la demande en capacité des poteaux.
- La demande en capacité des poteaux augmente avec l'augmentation du coefficient d'accélération de zone.
- La demande en capacité des poteaux augmente avec l'augmentation de la flexibilité du sol (sol de type S_1 à un sol de type S_3)
- L'eau stockée a pour effet d'amplifier l'effort tranchant à la base.
- La prise en compte de l'eau engendre une forte augmentation des efforts dans les poteaux (Effort normal et Moment fléchissant).
- L'examen de la réponse temporelle de réservoir considérée a montré qu'il reste stable après l'excitation d'El AFROUNE, mais risque de subir de grand dommage suite à l'excitation de Dar El Beida.

Conclusion générale

Finalement, il a été vu que les courbes d'interactions (N-M) sont fiables pour permettre de mesurer la résistance des poteaux et leur capacité vis-à-vis des efforts sismiques. Si la demande sismique en couple (N-M) est dans la limite élastique définie par la courbe d'interaction, le poteau est amené à subir un comportement non- linéaire.

Bibliographies

- ALGREANE, G. A., OSMAN, S. A., A.KARIM, O., & KASA, A. *Behavior of elevated concrete water tank subjected to artificial ground motion*. University Kebangsaan Malaysia, Bangi, Selangor, Malaysia.
- CAPRA, A & DAVIDOVICI, V. (1982). *calcul dynamique des structures en zone sismique*. 61, boulevard saint-germain, 75005 Paris: EYROLLES.
- EC-8. (2003). *Eurocode 8 - Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes - Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisations*.
- FILIATRAULT, A. (1996). *Eléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Edition de l'école polytechnique de Montréal.
- G.W.HOUSNER. (1963). *The dynamic behaviour of water tanks*. Bulletin of the seismological society of AMERICA , Vol.53 (N°1,1963,PP.381-387.).
- GUERRIN, A ; LAVAUUR, R. C. *Traite de béton armé, réservoirs, châteaux d'eau et piscines*. Vol 6 P 14, P103.
- LAURENT, D. (2004). *Analyse sismique des réservoirs*. université de MARNE LA VALLEE, Master professionnel en Génie parasismique.
- LIVAOGLU, R. (2007). *Investigation of seismic behavior of fluid-rectangular tank-soil/foundation systems in frequency domain*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering , 28 (132-146).
- LIVAOGLU, R; DOGANGUN, A. (2006). *Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid-structure-soil interaction*. *J. Fluids & Structures* , 22, 421-439.
- PECKER, A. (2006). *Dynamique des structures et des ouvrages*. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées(ENPC).
- SEKHAR CHANDRA DUTTA, SOMNATH DUTTA, RANA ROY.(2009) *Dynamic behavior of R/C elevated tanks with soil-structure interaction*. *Engineering Structures* ,31 ,2617-2627.
- F. BOUCHALA ; A. SEGHIR ; A. TAHAKOURT. (2013). *Analyse du comportement sismique des réservoirs en béton surélèves*.

- RPA99 « Règles parasismiques algériennes ; DTR BC 2.48, 1999/version2003.
- TAHAKOURT. Notes des cours de béton armé, en troisième année. Université de Bejaia (2011).
- Règlement eurocode2. Calcul des structures en béton AFNOR1992.
- M.YOUSFI ; A.KASSOUL. Etude de la stabilité des poteaux d'une Structure contreventée par des voiles en béton Armé selon le code a ci 318-08. Université Hassiba Benbouali, Chlef (2010).

CHAPITRE I
GENERALITES SUR LES
RESERVOIRS

CHAPITRE II

MODELES SIMPLIFIES

CHAPITRE III
ELABORATION DU
DIAGRAMME
D'INTERACTION (N-M)

CHAPITRE IV
APPLICATION D'UN
CAS DU RESERVOIR
SURELEVE