

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

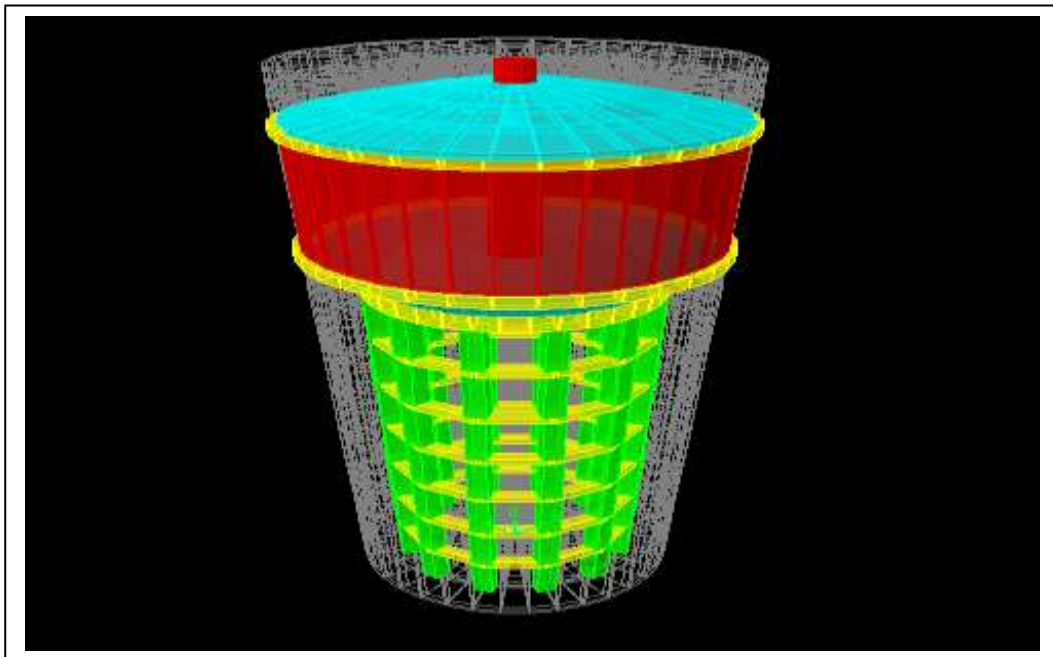


Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : Constructions Hydrauliques & Aménagements

Thème

*Analyse du comportement sismique d'un réservoir
Surélevé en BA tenant compte de l'interaction
Sol structure sous ETABS*



Réalise par : **CHERIEF Slimane**
SEDDAR Mourad

Dirigé par :
Mr ALICHE Amar

Année 2022/2023

Remerciements

Nous remercions tout d'abord « DIEU » tout puissant de nous avoir donné la santé et le courage d'effectuer ce projet de fin d'étude, dans les meilleures conditions

Comme nous tenons à adressées tout autres reconnaissances et notre gratitude

A

Mr ALICHE Amar notre promoteur , de nous avoir encadré,

Suivi et orienté tout au long de notre travail

Nous tenons également à remercier Monsieur HAMMOUM Hocine, Professeur au département de génie civil, qui a su répondre à nos multiples interrogations

Nous voudrions également adresser nos sincères remerciement à madame BOUZELHA Karima, professeur au département génie civil , pour son soutien constant, sa disponibilité, ses encouragements, sa gentillesse et ses précieux conseils nous ont permis de mener a bien ce travail, qu'elle trouve ici le témoignage de notre profonde reconnaissance

Nous remercions Monsieur DAHMOUS pour avoir accepté d'examiner notre travail

Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à la réalisation de ce travail

Mourad et slimane

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents

En signe de respect et de reconnaissance Pour tous les

Sacrifices, leur soutien moral et matériel dont ils ont

Fait preuve pour que je réussisse

A mes sœurs ferroudja ; sassi ; samia et mon frères ahmed

en témoignage de mon amour

Une dédicace particulière et sincère pour Mon chère binôme

Seddar Mourad et essaïd raff

A tous mes ami (e)

A toute la promos CHA 2022-2023 .

slimane

Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents
En signe de respect et de reconnaissance Pour tous les
Sacrifices, leur soutien moral et matériel dont ils ont
Fait preuve pour que je réussisse*

*A mes sœur samira ; dalila ; et mes frères anis ; Massinissa en
témoignage de mon amour*

A tous mes ami (e)

*Une dédicace particulière et sincère pour Mon chère
Binôme CHÉRIÈFE Slimane et ELYAS ; REDOUANE*

A tous mes ami (e)

*À tous mes professeurs de l'université MOULOUD MAMMERRI,
TIZIOUZOU*

*CONSTRUCTION HYDRAULIQUE ET AMENAGEMENT », à
mes*

Promoteurs Monsieur

*ALLICHE et spécialement à Monsieur et madame HAMMOUM
à qui j'offre mes*

*Remerciements et ma gratitude et qui ont été une source
d'inspiration et de connaissance*

Tout au long de ma formation

A toute la promo CHA 2022-2023.

Mourad

Sommaire

Sommaire

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

INTRODUCTION GENERALE1

Chapitre 1 : Etat de l'art sur la problématique de l'interaction sol-structure

Introduction

- 1.1. Concept de l'interaction sol-structures
- 1.2. Effet de l'interaction sol-structures sur le comportement global des ouvrages
- 1.3. Méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure
- 1.4. Quelques travaux réalisés

Conclusion

Chapitre 2 : Modélisation d'un réservoir surélevé a base encastrée

Introduction

- 2.1. Présentation de l'ouvrage
- 2.2. Caractéristiques du béton utilisé
- 2.3. Calcul de la période fondamentale du réservoir
- 2.4 Calcul du paramètre α
- 2-5 Modélisation du réservoir sous le logiciel Sap20002.6. Résultats et interprétations

Conclusion

Chapitre 3 : Modélisation d'un réservoir surélevé tenant compte de l'interaction sol structures

Introduction

- 3.1 Modélisation par la méthode de sous structure
- 3.2. Résultats et interprétation
- 3.3 Modélisation par la méthode directe (Modélisation du socle)

Conclusion

CONCLUSION GENERALE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Liste Des tableaux

Liste des tableaux

Chapitre I : Etat de l'art sur la problématique de l'interaction sol-structure

Tableau 1.1 : Formules de Newmark-Rosenblueth des raideurs statiques d'une fondation Circulaire surfacique 9.

Tableau 1.2 : Formules issues du guide de SETRA pour les raideurs statiques d'une fondation Circulaire surfacique.9

Tableau 1.3 : Formules de Gazetas pour les raideurs statiques d'une fondation circulaire reposant sur une couche elle-même sur couche rocheuse ou plus raide. (Buchi, 2013)10.

Tableau 14 : Formules de Gazetas pour les raideurs statiques d'une fondation circulaire reposant sur une couche elle-même sur couche rocheuse ou plus raide. (Buchi, 2013)11.

Tableau 1.5 : Formule de Pais et Kausel (1988) des raideurs statiques d'une fondation Rectangulaire surfacique (NEHREP, 2012).

Chapitre II : Modélisation d'un réservoir surélevé a base encastrée

Tableau 2.1 : caractéristiques géométriques de réservoir

Tableau 2.2 : valeur de la contrainte minimale à la compression.

Tableau 2.3. : des moments d'inertie du support pilotis

Tableau 2.4 Hauteur du centre de gravité de la masse oscillante (cuve) par rapport à l'encastrement.

Tableau 2.5 période fondamentale de réservoir.

Tableau 2.6 coefficient d'accélération zone A

Tableau 2.7 pourcentage d'amortissement

Tableau 2.8 pénalité observation **Pq**

Tableau 2.9 période caractéristiques

Tableau 2.10 calcul de l'accélération $\frac{am}{g}$

Tableau 2.11 des pressions statistique

Tableau 2.12 pression hydrodynamique

Chapitre III résultat et interprétation

Tableau 3.1 : Extrait des résultats des déplacements de résultat de **ETABS**

Tableau 3.2 : Extrait des résultats des déplacements de résultat de **ETABS**

Liste des tableaux

Tableau3.3 : Classement des déplacement maximaux les trois axes **X ;Y et Z SUR** les éléments du réservoir

Tableau3.4 : des efforts tranchants pour les éléments poteaux

Tableau3.5 : des efforts tranchants subit par les éléments poutres

Tableau3.6 : résume les valeurs max et min des efforts tranchants

Tableau3.7 : des extraits de moment maximum pour les élément poteaux

Tableau3 .8 : des extraits des moments minimums pour les éléments poteaux

Tableau3.9 : Raideurs statique d'une fondation circulaire selon **Newmark- Rosenblueth**

Tableau3.10 : caractéristiques du sol (**oglu**)

Tableau 3.11 : période fondamentale cas ressort éléments de la structure dans le cas de la base encastrée et la

Tableau 3.12 : comparaison des périodes fondamentale Tableau 3.10 : Extrait des résultats des moments **Tableau 3.13 : déplacement et rotation cas des ressorts**

Tableau 3.14 : comparaison des déplacement et rotation max selon les trois axes **x ; y et z**

Tableau 3.15 :les moment fléchissons poutre cas ressort

Tableau 3.16 : les moments fléchissons poteau cas ressort

Liste des figure

Liste des figure

Chapitre I : Etat de l'art sur la problématique de l'interaction sol-structure

Figure 1.1 : Réponse sismique des structures fondées sur les roches et sur le sol.

(Model de Wolf 1985)4

Figure 1.2 : Analyse de l'ISS par la méthode globale6

Figure1.3. Principe de la méthode de sous structure8

Figure 1 .4 : Abaque donnant les coefficients de Newmark (Buchi, 2013)11.

Chapitre II :Modélisation d'un réservoir surélève

Figure 2.1

Figure 2.2 : Représentation d'un poteau d'ordre (i) dans les différents pères18

Figure 2.3 19

Figure 2.4 27

Figure 2.5: Menu File 27

Figure 2.6 : Initialisation du modèle Trois28

Figure 2.7 Choisir le nombre d'étages28

Figure 2.8 modifier les donne de la grille et choisir la forme séculaire29

Figure 2.9 Choisir un nouveau model29

Figure 2 .10 30

Figure 2 .11 30

Figure 2.12 31

Figure 2.17 35

Chapitre III résultat et interprétation

Figure 3.1 : modélisation des ressorts

Introduction

générale

Introduction générale :

La déformation d'une structure soumise à un chargement tel que le séisme, peut se référer à trois systèmes : le sol, la fondation et le milieu géologique. Dans le cas du Séisme les efforts engendrent des forces d'inerties qui se transmettent à la structure soumise au mouvement de son support.

L'interaction sol-structure est l'ensemble des phénomènes qui impliquent l'analyse du rapport entre la structure et le sol. Comment le mouvement affecte la structure sujette à un chargement, pendant que les ondes atteignent celle ci, produisant des mouvements dépendants des caractéristiques vibratoires de la structure et du dépôt du sol.

La structure doit surmonter sa propre inertie afin de réagir au mouvement, qui a pour conséquence une interaction entre la structure et le sol. Dès qu'il y'a interaction plusieurs phénomènes surgissent par la suite :

La fondation suit le mouvement onduleux du sol, qui par sa rigidité en flexion fournit des moyens de résistance. Ceux-ci causent des ondes incidentes, pouvant être complexes de nature, dont les caractéristiques sont dictées par la source sismique. Ces ondes sont réfléchies et dispersées à cause de la géométrie et la rigidité des couches du sol, pendant que les fondations se déforment, produisant des moments de flexion et des mouvements oscillants, même en l'absence de la structure, le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre .Ce phénomène est connu sous le nom **d'interaction cinématique**.

Par ailleurs le mouvement induit sur la fondation développe des oscillations de la superstructure et donne naissance à des forces d'inertie créant des forces dynamiques et des moments de renversement à la base se propageant initialement à la fondation puis au sol. C'est l'**interaction inertielle**.

De toute évidence la conception de la fondation doit tenir compte de ces deux composantes de l'interaction. Généralement à tort le terme interaction sol structure ne désigne dans l'esprit des ingénieurs que sa partie inertielle. Il convient de garder à l'esprit que l'interaction cinématique peut dans certaines configurations être significative, même si parfois elle peut être négligée.

Introduction générale :

Le présent mémoire est composé de trois chapitres, une introduction et une conclusion générale :

Le premier chapitre est consacré à l'état de l'art sur le phénomène de l'interaction sol structure. Il constitue une contribution à la compréhension du phénomène.

Dans le deuxième chapitre, nous présentons la modélisation de la structure sous le logiciel **ETABS** pour le modèle classique (base encastrée), sous chargement hydrostatique et hydrodynamique. A cet effet, la méthode de Westergaard est utilisée pour calculer les pressions hydrodynamiques.

Le troisième chapitre traite la modélisation hydrodynamique du réservoir d'étude compte tenu de son interaction avec le sol par deux méthodes : la méthode de sous structure et la méthode directe. Les résultats de comparaisons des périodes fondamentales, des déplacements et ses efforts internes (efforts tranchants et moments fléchissant) seront analysés.

Chapitre I

*Etat de l'art sur la problématique de
l'interaction sol-structure*

Introduction

L'interaction sol-structure (ISS) est le phénomène étudié en génie parasismique qui fait référence à la liaison entre la superstructure, la fondation et le sol sur lequel la structure est implantée.

Lors d'un séisme majeur, la réponse sismique des structures dépend de la nature du mouvement, des propriétés mécaniques et physiques de la structure et de celles du sol, ce qui met en évidence l'existence d'une relation entre la structure et le milieu extérieur à savoir le sol de son implantation. Lors de calcul des structures, et dans le but de faire face à la complexité de la prise en considération du phénomène de l'interaction sol structures, les ingénieurs considèrent la structure parfaitement encastree au niveau du sol. Dans ce chapitre une recherche bibliographique sur l'interaction sol-structure sera présentée.

1.Effet de l' ISS sur le comportement dynamique des structure

Afin d'évaluer les effets de l'ISS sur le comportement dynamique des structures en béton armé, il existe plusieurs recherches sur ce phénomène nous présentons le modèle de Wolf (1985).

Wolf a pris deux structures identiques avec une base rigide (constitué d'un radier et des murs de soutènement), la première est fondée sur les roches et la deuxième est incorporée dans le sol. La première représente les structures à base encastree, tandis que la deuxième représente les structures à base flexible. En générale, pour une même onde sismique, l'excitation à la base de la structure incorporée dans le sol (point O), doit être différent de celle de la structure fondée sur les roches (point B) car on a du sol au-dessus des roches qui va modifier le mouvement sismique. Mais pour simplifier l'analyse on suppose que ces excitations sont les mêmes pour les deux structures.

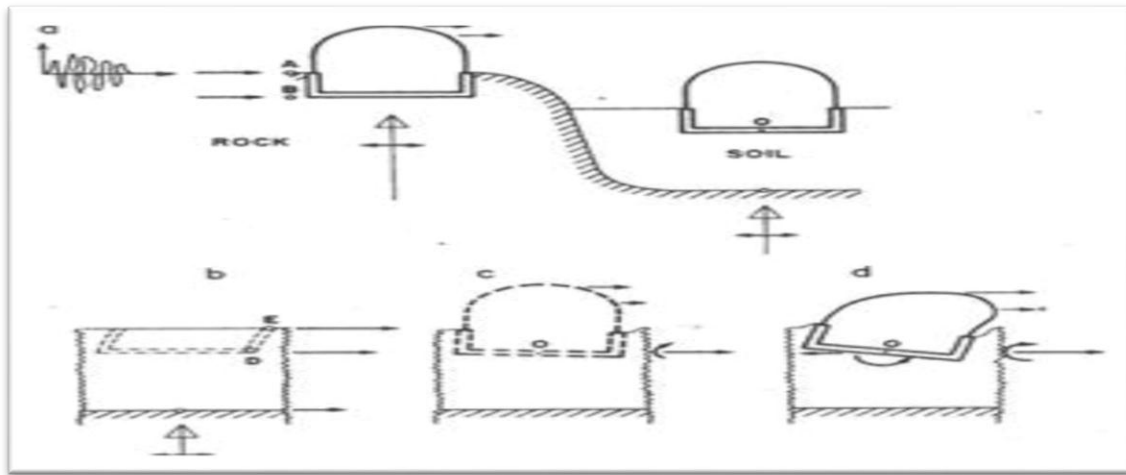


Figure 1.1 : Réponse sismique des structures fondées sur les roches et sur le sol.
(Model de Wolf 1985)

1.1. Structure incorporée dans les roches (base encastrée)

Sous l'excitation sismique, la structure incorporée dans le massif de roche (base encastrée) doit avoir un moment de renversement et un effort tranchant transversal à sa base. Mais puisque cette structure est incorporée dans le massif de roche, on n'a pas de déformations additionnelles à la base.). Ainsi, pour ce cas, on n'a pas d'ISS et la réponse sismique de la structure dépend seulement des propriétés de cette structure.

1.2. Structure incorporée dans le sol (base flexible)

- **Interaction Cinématique**

L'excavation et l'insertion de la base rigide (fondation sans la superstructure,) vont Modifier le mouvement du champ libre (sol sans la fondation et la superstructure).

Le fait d'excaver va diminuer le mouvement. De plus, la différence de la rigidité entre la fondation et le sol va aussi modifier le mouvement puisque les ondes sismiques incidentes doivent être reflétées et diffractées par la fondation. De ce fait, le mouvement total du sol au voisinage de la fondation doit être modifié du mouvement du champ libre. Puisque le sol est flexible, on doit avoir également des déformations additionnelles à la base (déplacement horizontal et balancement). Ainsi, cette interaction entre la fondation rigide et le sol (Interaction cinématique) modifie le mouvement sismique incident à la base et par suite conduit à des accélérations (forces d'inertie) tout au long de la hauteur de la structure différentes de celles développées dans la structure incorporée dans le massif de roche (base encastrée)

- **Interaction Inertielle**

Les forces d'inertie dans la structure, résultantes de l'interaction cinématique, conduisent à un moment fléchissant et un effort tranchant. Puisque le sol est flexible, cet effort et moment doivent aboutir à des déplacements horizontaux et des rotations à la base. Ainsi le mouvement à la base de la structure est modifié de nouveau. De plus, on doit avoir deux genres d'amortissement qui ont pour fonction la dissipation de l'énergie amenée par le mouvement de la structure : un amortissement hystérétique (matériel) dû aux non linéarités qui se présentent dans le sol et un amortissement radiatif dû aux rayonnements des ondes dans le sol où la fondation se manifeste comme une source d'onde. Si on ne prend pas compte des effets d'interaction cinématique (alors on a les mêmes forces d'inertie développées dans les deux structures ; incorporées dans les roches et le sol), l'interaction inertielle doit modifier le comportement dynamique de la structure. En effet, les mouvements et les amortissements qui prennent naissance à la base de la structure incorporée dans le sol (base flexible) aboutissent à l'augmentation de la flexibilité de cette structure par comparaison au cas de la structure incorporée dans les roches (base encastrée).

2. Les méthode D'analyse de l'interaction sol-structure

La réponse sismique des structures est influencée par le chargement sismique, les Propriétés mécaniques du sol et de la structure. Parmi les méthodes de prise en compte de L'ISS on peut distinguer trois méthodes : la méthode globale, la méthode de sous structuration et la méthode hybride

2.1 Méthodes directes

Dans la méthode directe appelé aussi méthode globale, l' analyse du système complet S'effectue en une seule étape, qui permet d' inclure le comportement non linéaire de la structure ou du sol et toute différence présente dans ce dernier. Elle permet aussi de traiter les conditions de contact a l' ISS et la condition de radiation et de dissipation D'énergie dans la partie infinie du sol non borne.

Les méthode directes consistent à résoudre directement l' équation de la dynamique régissant le comportement du système sol + fondation +structure}:

$$M\ddot{U}(t) + C\dot{U}(t) + KU(t) = F \quad (1.1)$$

Où M, C et K désignent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de Raideur du système, u représente le vecteur de déplacement du système, \dot{U} sa dérivée par

Rapport au temps dynamique, et F est le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système.

Les méthodes directes nécessitent les points suivants :

- construire un modèle détaillé du sol, modélisé qui il faut border et qui doit éviter les Rebonds sur les frontières du sol des ondes propagées (nécessite d'éléments absorbants),
- définir pour chaque élément de sol un module d'élasticité, un coefficient de Poisson, une masse volumique et un amortissement.

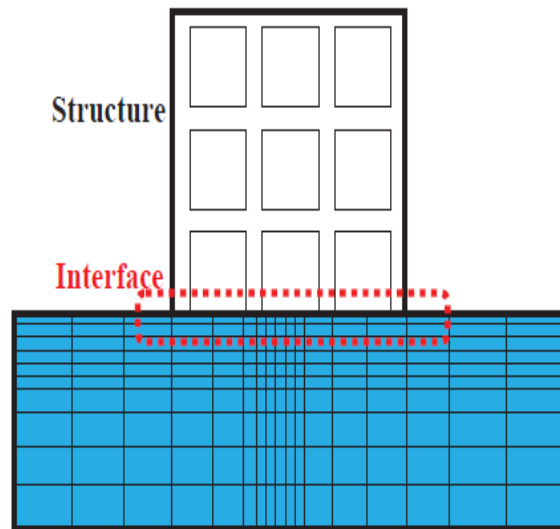


Figure 1.2 : Analyse de l'ISS par la méthode globale

- **Démarche de résolution :**

Etape 1 : Connaissant le mouvement sismique en champ libre (à la surface du sol), on calcule le mouvement à la base du modèle. Il faut que cette base soit posée suffisamment loin de la structure pour que la présence de cette dernière n'affecte pas ce mouvement.

Etape 2 : Ce mouvement calculé est appliqué uniformément à la base du modèle sol-structure. La réponse est obtenue par résolution de l'équation (1.1).

- **Avantages**

Cette méthode permet une modélisation précise de l'ISS. En effet, le sol est modélisé avec des éléments finis qui tiennent compte du comportement non linéaire du sol. Alors l'effet de l'ISS est constaté avec précision en utilisant cette méthode.

- **Inconvénients**

Cette méthode présente plusieurs inconvénients et difficultés d'application qui sont cités ci-dessous :

1. Un très grand nombre d'éléments (nœuds) est nécessaire pour prendre en compte l'ISS (figure 1.2), ce qui engendre des temps de calculs contraignants.
2. Connaissance des lois de comportement des matériaux (hétérogénéité matérielle du sol ou de la superstructure) et des frontières entre les différentes parties du système. Alors il faut prendre en compte les lois de contacts entre la fondation et le sol pour bien reproduire les différents non linéarités (non linéarité géométrique due au décollement et au glissement d'une fondation superficielle).
3. numériquement se réfléchir et venir solliciter une nouvelle fois la structure par contre en réalité cette onde part à l'infini et emmène avec elle une partie d'énergie de la structure et du sol (amortissement radiatif).

2.2 Méthodes de sous-structures

Cette méthode consiste à décomposer le problème en la somme de sous-problèmes Plus simples à résoudre. Dans le cas de fondations rigides, cette méthode consiste à utiliser le principe de superposition de Kausel et al. (Kausel et al., 1978). Elle peut se décomposer selon les étapes suivantes :

Etape 1 : Détermination du mouvement d'une fondation rigide sans masse soumise à la sollicitation sismique.

Etape 2 : Détermination de la matrice d'impédance de la fondation.

Etape 3 : Calcul de la réponse dynamique de la structure reliée à la matrice d'impédance et sujette à son support au mouvement d'interaction cinématique.

La Figure illustre les différentes étapes de la méthode de sous structuration.

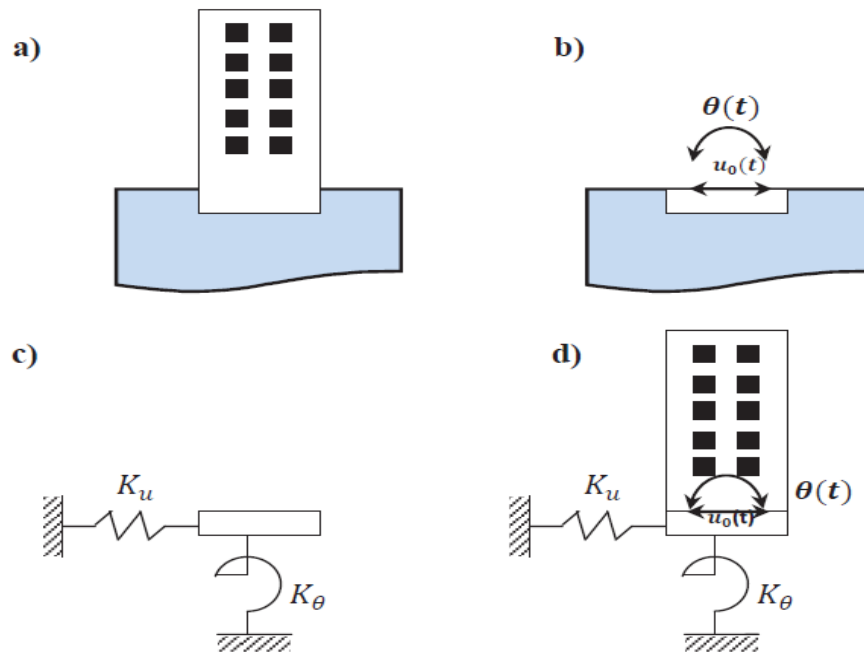


Figure1.3. Principe de la méthode de sous structure

a) Modèle pour l'étude de

b) Evaluation du mouvement de la fondation en absence de structure

c) Evaluation de fonction d'impédance

d) Calcul de la réponse dynamique de la structure supportée par une base remplacée par des ressorts d'impédances trouvés en c) et soumise à la sollicitation calculée en a).

- Les Raideur statique

• Fondation circulaire

a) Formules de Newmark-Rosenblueth

Les raideurs statiques d'une fondation circulaire surfacique sur un sol homogène sont données par Newmark-Rosenblueth comme le suivant :

Tableau 1.1 : Formules de Newmark-Rosenbluth des raideurs statiques d'une fondation Circulaire surfacique.

Degré de liberté	Raideur statique
Verticale	$K_z = \frac{4G.r_0}{1-\nu}$
Horizontale	$K_x = \frac{32(1-\nu)G.r_0}{7-8\nu}$
Balancement	$K_\theta = \frac{8G.r_0^3}{3(1-\nu)}$
Torsion	$K_\phi = \frac{16G.r_0^3}{3}$

- r_0 : rayon de la fondation
- ν : Coefficient de poisson
- $G = \frac{E}{1(1+\nu)}$: module de cisaillement du sol

b) Guide de SETRA pour les ponts en zones sismique

Buchi (2013) affirme que, pour des semelles superficielles, le guide de SETRA (Eurocode 8-5) donne des raideurs qui sont utilisables dans le cas des structures simples à peu de degrés libéré et des sols de stratigraphie régulière. Ces raideurs sont calculées pour une fondation circulaire reposant sur un demi-espace homogène. Le tableau suivant donne ces raideurs :

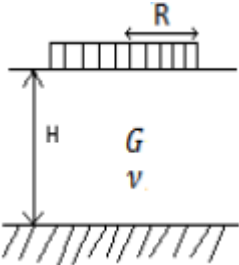
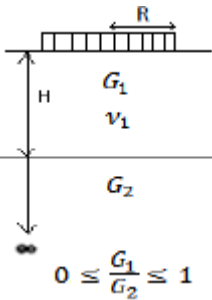
Tableau 1.2 : Formules issues du guide de SETRA pour les raideurs statiques d'une fondation Circulaire surfacique.

Degré de lierte	Raideur statique
Vertical	$K_{z,sr f} = \frac{4}{1-\nu} GR$
Horizontal	$K_{x, surf} = \frac{8}{2-\nu} GR$
Balancement	$K_{\theta, surf} = \frac{8}{3(1-\nu)} GR^3$
Torsion	$K_{\phi, surf} = \frac{16GR^3}{3}$

c) Formules de Gazetas

Ces formules sont données par Gazetas (1983) pour une fondation circulaire sur une couche de sol reposant sur une base rigide, couche plus raide ($G_2 \geq G_1$) Le tableau suivant résume ces formules :

Tableau 1.3 : Formules de Gazetas pour les raideurs statiques d'une fondation circulaire reposant sur une couche elle-même sur couche rocheuse ou plus raide. (Buchi, 2013).

Couche reposante sur un lit rocheux		Couche reposante sur une couche plus raide	
			
Degré de liberté	Raideur statique	Raideur statique	
Vertical	$K_{z,surf} = \frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1,28 \frac{R}{H}\right)$ $H/R > 2$	$K_{z,surf} = \frac{4G_1 R \left(1 + 1,28 \frac{R}{H}\right)}{1 - \nu_1 \left(1 + 1,28 \frac{R G_1}{H G_2}\right)}$ $1 \leq H/R < 4$	
Horizontal	$K_{x,surf} = \frac{8GR}{2-\nu} \left(1 + \frac{R}{2H}\right)$ $H/R > 1$	$K_{x,surf} = \frac{8G_1 R \left(1 + \frac{R}{2H}\right)}{2 - \nu_1 \left(1 + \frac{R G_1}{2H G_2}\right)}$ $1 \leq H/R < 4$	
Balancement	$K_{\Phi,surf} = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R}{6H}\right)$ $4 \geq H/R > 1$	$k_{\Phi,surf} = \frac{8G_1 R^3 \left(1 + \frac{R}{6H}\right)}{3(1-\nu_1) \left(1 + \frac{R G_1}{6H G_2}\right)}$ $0,75 \leq H/R < 2$	

- Fondation rectangulaire

Formules de Newmark-Rosenblueth

Tableau 1.4 : Formules de Gazetas pour les raideurs statiques d’une fondation circulaire reposant sur une couche elle-même sur couche rocheuse ou plus raide. (Buchi, 2013).

Degré de liberté	Raideur statique
Vertical	$K_z = \frac{G}{(1-\nu)} \beta_z \sqrt{A}$
Horizontal	$K_x = 2(1+\nu)G\beta_x \sqrt{A}$
Balancement	$K_\theta = \frac{1+\nu}{4}G\beta_x(a^2+b^2)\sqrt{A}$
Torsion	$K_\phi = \frac{G}{1-\nu} \beta_\phi a^2 b$

A : aire de la fondation.

a : dimension parallèle à la direction du séisme.

b: dimension perpendiculaire à la direction du séisme .

ν : coefficient de poisson .

G : module de cisaillement dynamique du sol .

$\beta_z; \beta_x$ et β_ϕ sont des paramètres dépendant du rapport et ils sont donnés par l’abaque suivant

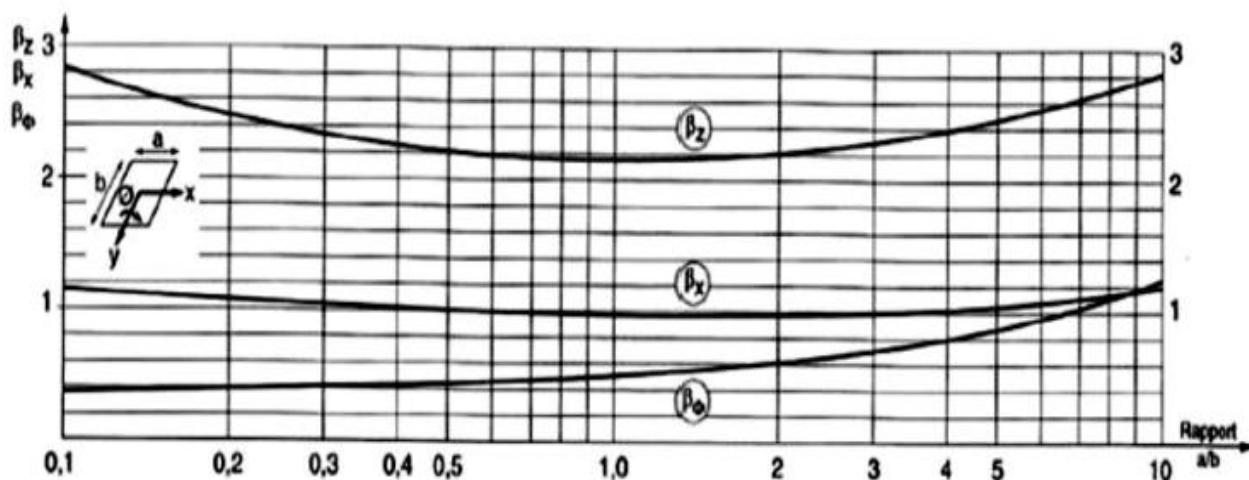


Figure 1.4 : Abaque donnant les coefficients de Newmark (Buchi, 2013).

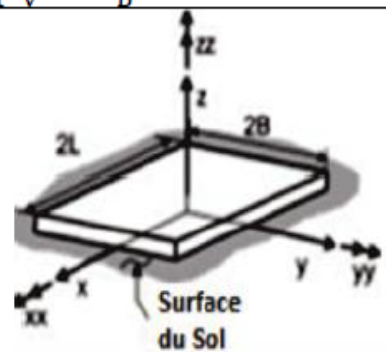
b. Formule de Pais et Kausel

Tableau 1.5 : Formule de Pais et Kausel (1988) des raideurs statiques d'une fondation Rectangulaire surfacique (NEHREP, 2012).

Degré de liberté	Raideur statique
Translation suivant l'axe z	$k_{z,surf} = \frac{GB}{1-\nu} [3.1 (\frac{L}{B})^{0.75} + 1.6]$
Translation suivant l'axe y	$k_{y,surf} = \frac{GB}{2-\nu} [6.8 (\frac{L}{B})^{0.65} + 0.8 (\frac{L}{B}) + 1.6]$
Translation suivant l'axe x	$k_{x,surf} = \frac{GB}{2-\nu} [6.8 (\frac{L}{B})^{0.65} + 2.4]$
Torsion autour de l'axe z	$k_{zz,surf} = GB^3 [4.25 (\frac{L}{B})^{2.45} + 4.06]$
Balancement autour de l'axe y	$k_{yy,surf} = \frac{GB^3}{1-\nu} [3.73 (\frac{L}{B})^{2.4} + 0.27]$
Balancement autour de l'axe x	$k_{xx,surf} = \frac{GB^3}{1-\nu} [3.2 (\frac{L}{B}) + 0.8]$

Note

- c- Les axes doivent être orientés tel que $L \geq B$
- d- L : demi-longueur
- e- B : demi-largeur



• **Avantages**

Contrairement à la méthode directe qui utilise les éléments finis pour modéliser le sol, la méthode de sous-structure utilise les fonctions d'impédances dynamiques (ressorts) pour représenter les caractéristiques sol-fondation. De ce fait, la méthode de sous-structure raccourcit beaucoup le temps de calcul par comparaison avec la méthode directe. Il en est de même que l'utilisation de l'impédance simplifie les hypothèses de calcul par comparaison à celles qu'il faut introduire à un modèle utilisant la méthode directe.

• **Inconvénients**

Cette méthode est basée sur le principe de superposition, alors elle exige une hypothèse d'un sol linéaire et d'un comportement de structure linéaire. Dans la pratique cette exigence n'est pas parfaite et elle est supposée d'une manière équivalente.

2.3 Méthodes hybrides

Les méthodes hybrides constituent une troisième famille de méthodes qui réunissent les avantages des méthodes directes et des méthodes de sous-structures. Elles ont pour objectif de diviser le système en deux sous-domaines : un champ lointain et un champ proche.

- Le champ lointain reste suffisamment éloigné de la fondation pour qu'il ne soit pas influencé par l'interaction sol-structure, et donc qu'il puisse être considéré comme élastique. Il peut être modélisé par des méthodes adaptées aux problèmes linéaires, par exemple, les impédances dynamiques.
- Le champ proche, à proximité de la fondation, inclut toutes les hétérogénéités et non linéarités du système. Il s'intègre dans le modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode directe, par exemple la méthode des éléments finis.

- **Avantages**

L'avantage de la méthode hybride c'est qu'elle simplifie le problème en considérant deux champs : champs proche et champs lointain. Elle utilise l'impédance dynamique pour modéliser le champ lointain tandis que la méthode des éléments finis ou le macro-élément sont utilisés pour modéliser le champ proche. De cette façon, cette méthode réduit le temps de calcul par comparaison avec la méthode directe. Comme la méthode directe, cette méthode donne une modélisation précise de l'ISS, puisqu'elle prend en considération la non-linéarité dans le champ proche du sol.

- **Inconvénients**

Ce genre de méthodes nécessite une modélisation sophistiquée.

3. Quelques travaux sur le phénomène interaction sol structure

Plusieurs travaux et recherches ont été réalisés sur l'influence de l'interaction sol structure et la réponse dynamique des structures. Dans ce paragraphe on va essayer de résumer quelques formules pour la détermination de la période fondamentale de structure en considérant la Publications des auteurs sui sont intéressés à ce sujet. Veletsos et al. (1974-1975) & Bielak (1975) étaient les premiers à proposer des formules pour la détermination de la période fondamentale de structure en considérant la flexibilité de la fondation. (Khalil et al, 2006). Par la suite Livaoglu et Dogangun (2007) ont étudié l'effets de l'encastrement des fondations sur le comportement sismique du système réservoir de stockage surélevé- sol-fondation avec un cadre structurel supportant le réservoir contenant le fluide. Six types de sols différents définis dans les codes sismiques bien connus ont été pris en considération.

Les effets de ballonnement de l'interaction fluide et sol-structure des réservoirs surélevés ont été inclus dans les analyses. Le système a été modélisé avec la technique des éléments finis (EF) implémenté dans le code de calcul ANSYS. Le modèle FE avec une limite visqueuse a été utilisé pour inclure les effets d'interaction sur le réservoir surélevé-fondation-sol. Les modèles ont été analysés pour les fondations avec et sans encastrement. Il a été constaté que le toit du réservoir les déplacements ont été affectés de manière significative par l'enfouissement dans un sol mou, cependant, cet effet était plus faible pour les types de sols raides (Livaoglu et Dogangun 2007).

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons constaté que l'interaction cinématique (sol-fondation sans masse) a pour effet de changer la réponse du champ libre et que l'interaction inertielle augmente la flexibilité des structures et aussi l'amortissement du système sol-structure. Il est aussi constaté que la modélisation d'ISS avec la méthode directe et la méthode hybride est sophistiquée et présente plusieurs difficultés et inconvénients. Tandis que la modélisation de cette interaction avec la méthode de sous-structure qui utilise l'impédance dynamique est simple à appliquer.

Chapitre II

Modélisation d'un réservoir surélève

Introduction :

L'étude hydrodynamique d'un réservoir de stockage d'eau potable tel qu'il se présente Réellement, est souvent très complexe et demande un calcul analytique très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations numériques permettant de simplifier le problème et d'analyser la structure, bien sûr en s'appuyant sur l'outil informatique. Dans le présent chapitre, nous nous intéressons à l'analyse hydrodynamique d'un réservoir surélevé, par la méthode de westergaard, en utilisant le logiciel **Eetabs** La condition d'encastrement à La base est considérée dans ce cas d'étude. la cuve est posée sur un support en pilotis, composé de plusieurs poteaux de forme rectangulaire.

Le comportement mécanique hyperstatique de ces ouvrages et le comportement particulier à l'effet hydrodynamique font d'eux des structures complexes. De ce fait on constate qu'en matière d'eau potable, les réservoirs sont soumis à un régime sévère qui demande un soin particulier apporté à leur conception lors de la phase d'étude.

2.1. Présentation de l'ouvrage

Un réservoir est une enveloppe contenant un liquide. Ce liquide est généralement de l'eau, soit potable (réservoir d'eau de distributions publiques), soit usées (eau d'égouts). Un réservoir peut reposer directement sur le sol ou être partiellement ou totalement enterré. Il peut aussi être surélevé et supporté par une tour, par des murs ou par des poteaux. Ces réservoirs surélevés destinés au stockage d'eau sont appelés château d'eau.

L'ouvrage faisant objet de cette étude est un réservoir surélevé circulaire en béton Armé sur pilotis, de capacité 1000 m³.

2.1.1. Géométrie

les caractéristique géométrique du réservoir sont illustre dans le tableau 2.1 :

Tableau 2.1 : caractéristiques géométriques de réservoir

Volume réel du réservoir	1000	m ³
Nombre de poteaux	12	m
Dimensions des poteaux	0.80x0.80	m
Rayon de l'axe moyen du support en pilotis	5.10	m

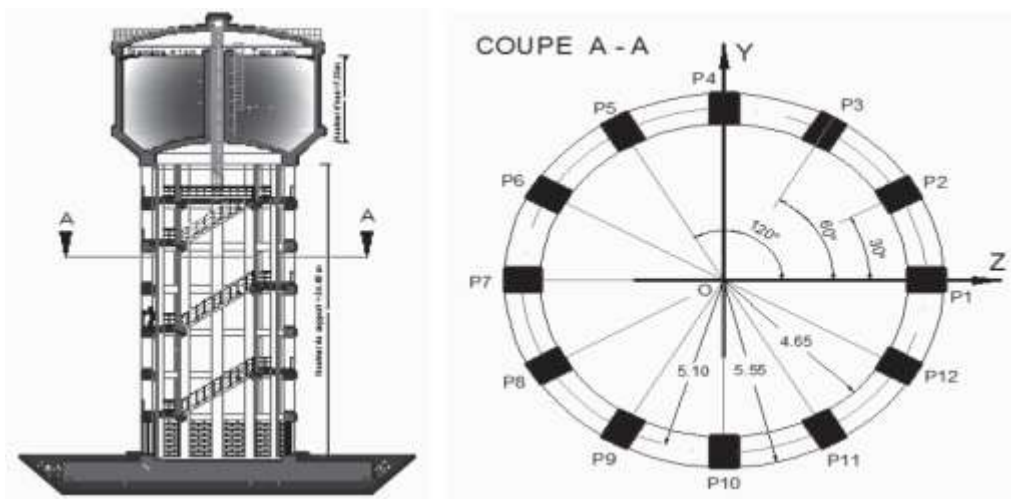


Figure 2.1 : réservoir avec support pilotis

2.2. Caractéristiques du béton utilisé

Courantes de fabrication des bétons avec autocontrôle surveillé, rigueur accrue dans le processus de fabrication) ; ce qui correspond selon les règles BAEL99 à la classe C25, autrement dit, la résistance du béton $f_{c28}=25$ MPa et la résistance du béton à la traction f_{t28} . Le béton utilisé est dosé à 400 kg/m³, de ciment C.P.A. 400 de classe 45 R (Conditions = 2,1 MPa). La valeur de la contrainte maximale à la compression à considérer pour le béton est donnée par la relation suivante :

A l'ELU

$$\sigma_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (2.1)$$

γ_b : désigne le coefficient de sécurité, (pris égale à 1,5 en situation durable) .

$\theta=1$ (la durée probable de l'application de l'action est supérieure à 24 heures) .

A l'ELS

$$\sigma_{bs} = 0.6 f_{c28} \quad (2.2)$$

Les résultats sont présentés dans le tableau 2.2 :

Tableau 2.2 : valeur de la contrainte minimale à la compression.

Etat	σ_b	Unité
ELU	14.17	MPa
ELS	15	MPa

2.3. Calcul de la période fondamentale du réservoir

La période fondamentale de vibration de l'ouvrage peut être calculé par la formule Suivante(Mansouri et Sediki, 2018)

$$T=2\pi \sqrt{\frac{P'Zg^3}{3gEI}} \quad (2.3)$$

I : Moment d'inertie de la section transversale de support (m⁴) ;

E : Module de déformation du béton en (KN/m²) ;

Z : Hauteur du centre de gravité de la masse oscillante (cuve) par rapport à l'encastrement

g : l'accélération de la pesanteur= 9,81m/s².

2.3.1 Module de Young

$$E_{ij}= 11000 \sqrt{f_{cj}} \quad (2.4)$$

Pout j=28 jours, $f_{c28} = 25$ MPa

D'où : E= 3263000 kN

2.3.2. L'inertie de supports pilotis

Considérons un réservoir surélevé posé sur un support en pilotis composé de n poteaux (n=4, 6, 8, 10, 12 ...) tous disposées étoile autour d'un cercle de rayon R, comme présenté dans . Nous cherchons à déterminer le moment d'inertie du système de contreventement en pilotis par rapport aux axes OY et OZ du repère global de la structure. Les poteaux présentent les mêmes caractéristiques géométriques sur toute la hauteur développée du support, c'est-à-dire que le support est à inertie constante. La dimension d'un poteau rectangulaire est b en largeur et h en longueur.

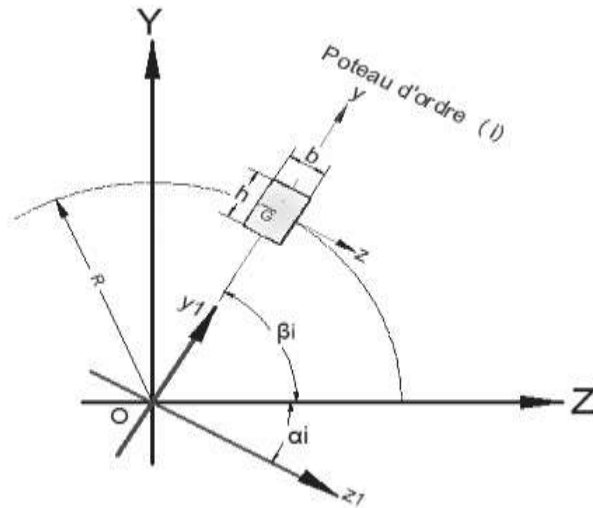


Figure 2.2 : Représentation d'un poteau d'ordre (i) dans les différents pôres

Le moment d'inertie d'un poteau rectangulaire d'ordre (i) par rapport à l'axe Gz Passant par son centre de gravité est donné par :

$$i_z^i = \frac{bh^3}{12} \quad (2.5)$$

$$i_y^i = \frac{hb^3}{12} \quad (2.6)$$

Le produit d'inertie d'un poteau rectangulaire d'ordre (i) par rapport aux axes Gz et Gy passant par son centre de gravité est nul :

$$i_z^i = 0 \quad (2.7)$$

2.3.3. Moment d'inertie i_{z1} , i_{y1} d'un poteau par rapport aux axes $Oz1$, $Oy1$

Les axes ($Oz1$ et $Oy1$) se déduisent des axes (Gz et Gy) par une translation (Figure 2). Les moments d'inertie axiaux (i_{z1} et i_{y1}) ainsi que produit d'inertie i_{y1z1} sont évalués par le théorème de Huygens. Le moment d'inertie d'un poteau rectangulaire d'ordre (i) par rapport à l'axe $Oz1$ passant par le centre du repère global O de la structure est donné par :

$$i_{z1}^i = I_Z^i + R^2 \cdot (bh) \quad (2.8)$$

Chapitre II : modélisation d'un réservoir surélevé à base encastrée

Le moment d'inertie d'un poteau rectangulaire d'ordre (i) par rapport à l'axe Oy1 passant par le centre du repère global O de la structure est donné par :

$$I_{y1}^i = I_y^i \quad (2.9)$$

Le produit d'inertie d'un poteau rectangulaire d'ordre (i) par rapport aux axes Oz1 et Oy1 passant par le centre du repère global O de la structure est donné par :

$$I_{y1z1}^i = I_{zy}^i = 0 \quad (2.10)$$

2.3.4. Moments d'inertie axiaux Ii Z et Ii Y d'un poteau par rapport aux axes OZ et OY :

Les axes (OZ et OY) se déduisent des axes (Oz1 et Oy1) par une rotation d'angle α_i de l'axe Oz1 par rapport à l'axe OZ (Figure 3).

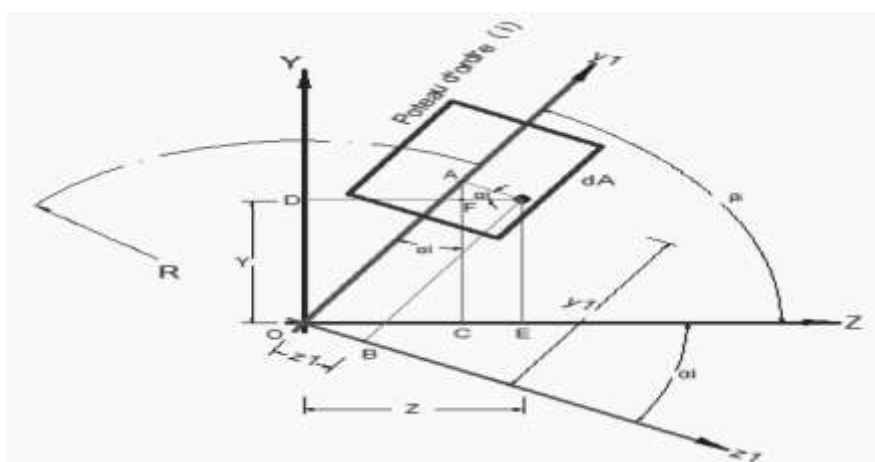


Figure 2.3

Le moment d'inertie IiZ d'un poteau d'ordre (i) par rapport l'axe OZ est donné par l'expression suivante :

$$I_{yz}^i = \frac{I_{z1}^i + I_{y1}^i}{2} + \frac{I_{z1}^i - I_{y1}^i}{2} \times \cos(2\alpha_i) - I_{z1y1}^i \cdot \sin 2\alpha_i \quad (2.11)$$

Le moment d'inertie IiY d'un poteau d'ordre (i) par rapport l'axe OY est donné par l'expression suivante :

$$I_{yz}^i = \frac{I_{z1}^i - I_{y1}^i}{2} \times \sin(2\alpha_i) + I_{z1y1}^i \cos 2\alpha_i \quad (2.12)$$

Tableau 2 .3. :des moments d'inertie du support pilotis

N poteau	Angle $\beta(^{\circ})$	Angle $\alpha (^{\circ})$	Ii y [m4]	Ii z [m4]	Ii zy [m4]	Ii y1 [m4]	Ii z1 [m4]	Ii z1y1 [m4]	Ii Y [m4]	Ii Z [m4]
1	00	90	0,034	0,034	0	16,68	0,034	0	16,68	0,034
2	30	60	0,034	0,034	0	16,68	0,034	0	12,518	4,196
3	60	30	0,034	0,034	0	16,68	0,034	0	4,196	12,518
4	90	00	0,034	0,034	0	16,68	0,034	0	0,034	16,68
5	120	-30	0,034	0,034	0	16,68	0,034	0	4,196	12,518
6	150	-60	0,034	0,034	0	16,68	0,034	0	12,518	4,196
7	180	-90	0,034	0,034	0	16,68	0,034	0	16,68	0,034
8	210	-120	0,034,	0,034	0	16,68	0,034	0	12,581	4,196
9	240	-150	0,034	0,034	0	16,68	0,034	0	4,196	12,518
10	270	-180	0,034	0,034	0	16,68	0,034	0	0,034,	16,68
11	300	-210	0,034	0,034	0	16,68	0,034	0	4,196	12,518
12	330	-240	0,034	0,034	0	16,68	0,034	0	12,518	4 ,196
								somme	100,284	100,284

2.3.5. Centre de graviter

L'évaluation du centre de gravité de l'ouvrage est donnée par la formule suivante

Tableau 2.4 :Hauteur du centre de gravité de la masse oscillante (cuve) par rapport à l'encastrement.

Elément	Zg (metre)	Masse (tonne)	Pi .zg (t/m)
Lanterneau	36,865	1.055	38.892
Coupole de couverture	33,09	47.927	1585.90
Ceinture supérieure	34,505	22,608	780.089
2Paroi de la cuve	30,925	141.566	4377.928
Ceinture intermédiaire	27,425	36.996	1014.6153
Tronc de con	25,975	289.126	7510.047
Coupole inferieure	23,44	35.701	836.831
Chemine d accès	30,75	1.696	52.152
Bande de chemine	25,1	64.060	1607.906
Eau	28.37	1000	28370
		Σ 1640.735	46174.3603

L'évaluation du centre de gravité de l'ouvrage est donnée par la formule suivante :

$$z_g = \frac{\sum P_i z_i}{\sum P} \quad (2.13)$$

$$z_g = 28,142 \text{ m}$$

2.3.6 poids propre de l'ouvrage

$$p' = P + \frac{33}{140} p_1 ZG \quad (2.14)$$

Avec :

P : poids de la mase concentrée, égale à : **1640,735 t**

P1 : poids de support par nuitée de longueur t/ml, égale à : **22,185 t/ml**

Ce qui donne : **P'=2264,566**

Les résultats de la période fondamentale sont illustres dans le tableau suivant

Tableau 2.5 période fondamental de réservoir.

Paramètre	Valeurs	Unités
P	22,185	T
I	100,284	M^4
E	3263000	KN/m^2
Zg	28.142	M
G	9,81	m/s^2
T	0,181	S

2.4.1 Calcule de l'accélération sismique am/g

Les règles parasismiques Algériens (**RPA, 2003**) adoptent un seul spectre de réponse pour

Le calcul de l'action sismique ce spectre est formule comme suite

$$\text{am/g} \left\{ \begin{array}{ll}
 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\
 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\
 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \leq T \leq 3s \\
 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3s
 \end{array} \right. \quad (2.15)$$

A : le coefficient d'accélération de zone qui est en fonction de la zone sismique et du groupe D'usage de l'ouvrage Le **RPA** classe les réservoirs de stockage comme des Ouvrages de groupe **1B** de grande importance (c'est-à-dire des travaux publics d'intérêt national Ou d'une certaine importance socioculturelle et économique).

Tableau 2.6 coefficient d'accélération zone A

Groupe D'usage	Sismicité Faible	IIa Sismicité Moyenne	IIb Sismicité Moyenne	III Sismicité Elevée
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

- **Pourcentage d'amortissement critique ξ**

Tableau 2.7 pourcentage d'amortissement

Remplissage	Béton armé	Acier	BA/ maçonnerie
Leger	6	4	10
Danse	7	5	

Le réservoir peut être à défaut assimilé à une structure en voile en béton précontraint.

Aussi, nous considérons comme pourcentage d'amortissement critique $\xi=10\%$,

conformément

au tableau 2.6.

R : représente le coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur est donnée par le **RPA (2003)**. Notre ouvrage est considéré comme étant une console verticale, dans ce cas

$$\mathbf{R} = 2.$$

Q : est le facteur de qualité de la structure ; donné par la formule :

$$Q = 1 + \Sigma(Pq)$$

Où **Pq** désigne les pénalités à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non,

conformément au tableau

Pour un réservoir posé au sol, le facteur de qualité Q est pris égal à 1

Chapitre II : modélisation d'un réservoir surélève a base encastrée

Tableau 2.8 pénalité observation **Pq**

N	Critère q	observe	Non observe
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2	Redondance en plan	0	0.05
3	Régularité en plan	0	0.05
4	Régularité en élévation	0	0.05
5	Contrôle de qualité des matériaux	0	0.05
6	Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.05

T1, T2 sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site S_i (s), telles qu'illustrées par le

Tableau 2.9 période caractéristiques

S_i	S1 site rocheux	S2 site ferme	S3 site meuble	S4 site très meuble
$T_1(s)$	0.15	0.15	0.15	0.15
$T_2(s)$	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau 2.10 calcul de l'accélération $\frac{am}{g}$

A	0,12	0,20	0,25	0,30
H	0,764	0,764	0,764	0,764
Q	1	1	1	1
R	2	2	2	2
am/g	0,143	0,238	0,298	0,358

2.5.1 Pression statique

Elle est donnée par relation suivante :

$$q_i = \bar{\omega} \cdot h_i \quad (2.16)$$

q_i : pression au niveau de la base de la bande d'ordre (i)

$\bar{\omega}$: masse volumique de l'eau. (t/m^3)

h_i : profondeur de la bande (i) à la base, jusqu'au trop plein.

Tableau 2.11 des pressions statistiques

Bande	Profondeur (m)	Pression (t/m^2)
1	6	6
2	5	5
3	4	4
4	3	3
5	2	2
6	1	1

2.5.2 Pression hydrodynamique

La méthode de **Westergaard (1933)** est utilisée dans notre cas pour le calcul de la Pression hydrodynamique. La méthode considère une forme parabolique pour la pression Hydrodynamique. Elle propose une formule simple pour le calcul de la pression P_i , tels que Donnée par la relation (2.17). Celle-ci est conceptualisée en tenant compte des hypothèses Suivantes :

- Fluide incompressible (une compressibilité de l'eau négligée) ;
- Parement vertical (fruit est nul)
- Structure rigide (Amazouz ,2018).

$$P_i = C_e \frac{am}{g} \omega \sqrt{H_e Z_i} \quad (2.17)$$

C_e : le coefficient de WESTERGARD égal à 7/8 ;

ω : la masse volumique de l'eau ;

H_e : la hauteur de l'eau

Z_i : La profondeur de la bande

Bande	Profondeur(m)	Pression(t/m)			
1	6	0,750	1,24	1,564	1,879
2	5	0,685	1,13	1,428	1,715
3	4	0,612	1,018	1,277	1,534
4	3	0,530	0,882	1,106	1,329
5	2	0,433	0,720	0,903	1,085
6	1	0,306	0,509	0,638	0,767

Tableau2.12 :pression hydrodynamique

2.6 Modélisation de réservoir

2.6.1 Présentation du logiciel ETABS

Dans ce chapitre, nous allons présenter le logiciel **ETABS**. Cette présentation va s'articuler autour de deux axes : un axe théorique et un axe pratique.⁷

L'axe théorique, ou documentaire, consiste à découvrir le logiciel **ETABS** à travers la lecture de ses manuels présentatifs,

Le second axe d'étude est pratique, il va nous permettre de connaître de plus près les menus de **ETABS** : les diverses options de saisie des données, de visualisation des données et des résultats, d'analyse statique, d'analyse dynamique éventuellement, de dimensionnement et vérifications (*Design*) des sections, des éléments et de la structure complète, etc.

Ensuite, nous allons juger qu'il était utile de résumer les résultats obtenus en rédigeant deux textes : notre propre définition du domaine d'application d'**ETABS**, ensuite un résumé des fonctions assurées par ce système.

ETABS travaille avec quatre paramètres de base : la force, la longueur, la température et le temps. Le programme offre plusieurs ensembles d'unités correspondant aux paramètres : force, longueur et température au choix ; tels que « Kip, in, F » ou « N, mm, C ».

Chapitre II : modélisation d'un réservoir surélève a base encastrée

Le temps est toujours mesuré en secondes.

Etape 1. choix D'unité.

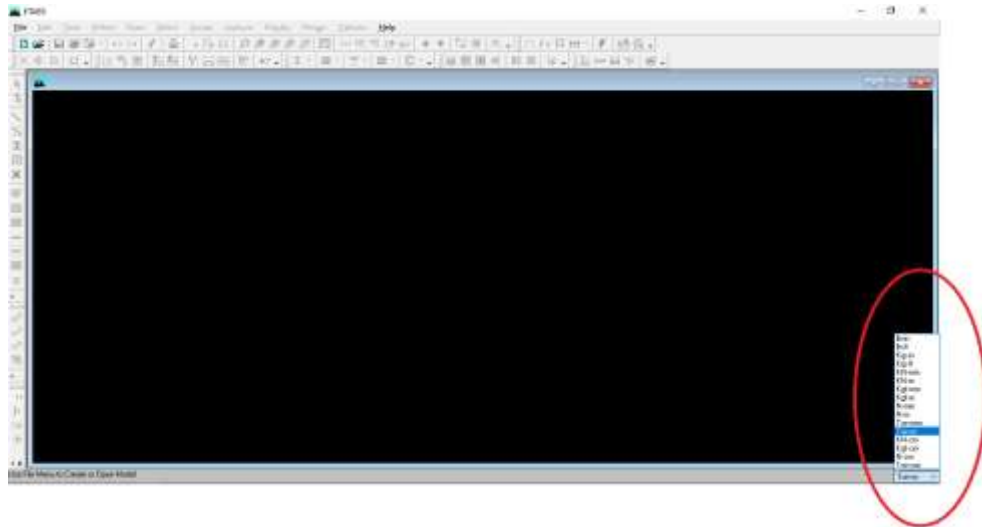


Figure 2.4

MENU « *File* »

Pour des Traitements sur les fichiers, soit qu'on crée un nouveau fichier (*new file*) ou bien on travaille sur un ancien fichier, alors on va l'appeler en tapant dur l'option (*open*).

L'utilisateur peut à tout moment sauvegarder son travail il opte pour (*Save*) ou (*Save as*) il peut importer (*import*) des informations contenues dans un fichier externe ou les exporter (*export*).

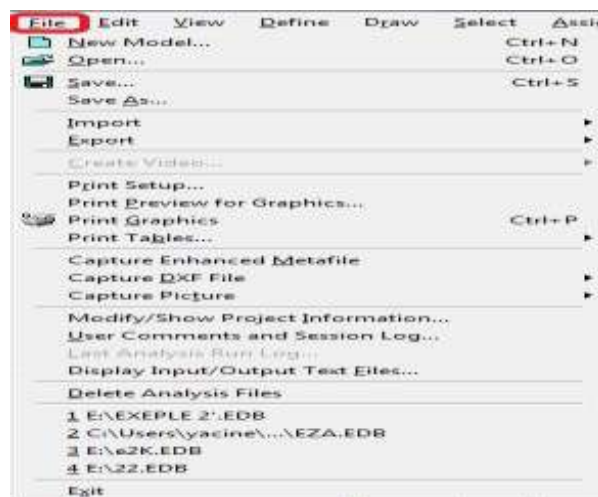


Figure 2.5: Menu *File*

1 L'option New Model de définition d'un nouveau modèle


En tapant sur l'icône ci-contre  le programme permet de saisir les données d'un nouveau projet de structure, qu'on désigne par le terme « Modèle » ; on parle aussi de la phase de modélisation.



Figure 2.6 : Initialisation du modèle Trois

choix sont disponibles :

1- 

Il permet l'obtention d'un fichier (.edb) précédant; l'avantage ici est d'avoir les mêmes définitions des matériaux précédant et les mêmes cas de charge.

2- 

Création d'un nouveau fichier par défaut pour saisir les données d'un nouveau modèle.

3- 

Etape 2 : Création d'un nouveau fichier ETABS vide avec l'extension (.edb)

3, Système de grille de plan de construction et définition des données d'étage

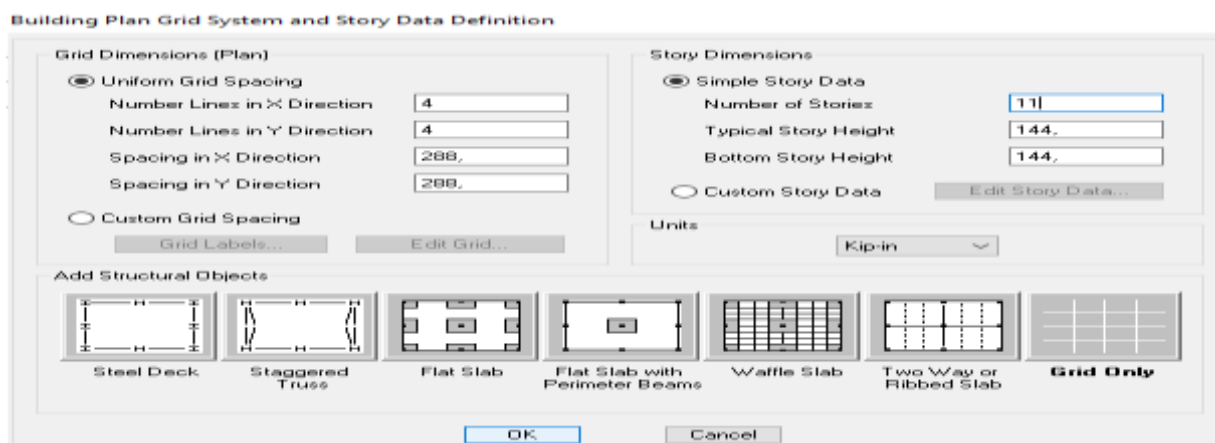


Figure 2.7 Choisir le nombre d'étages

Chapitre II : modélisation d'un réservoir surélève a base encastrée

4, INTRODUIRE LA FORME GEOMETRIQUE DU RESERVOIRE

Etape 3 :Modifier la grille

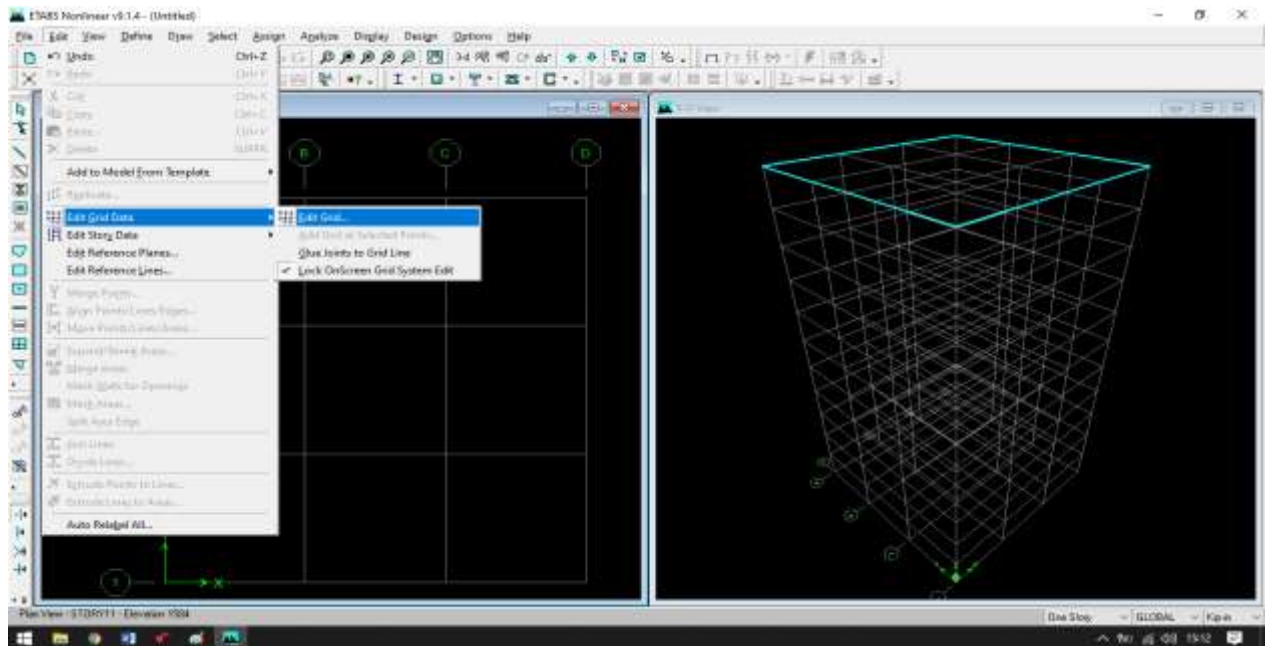


Figure 2.8 modifier les donnees de la grille et choisir la forme cylindrique

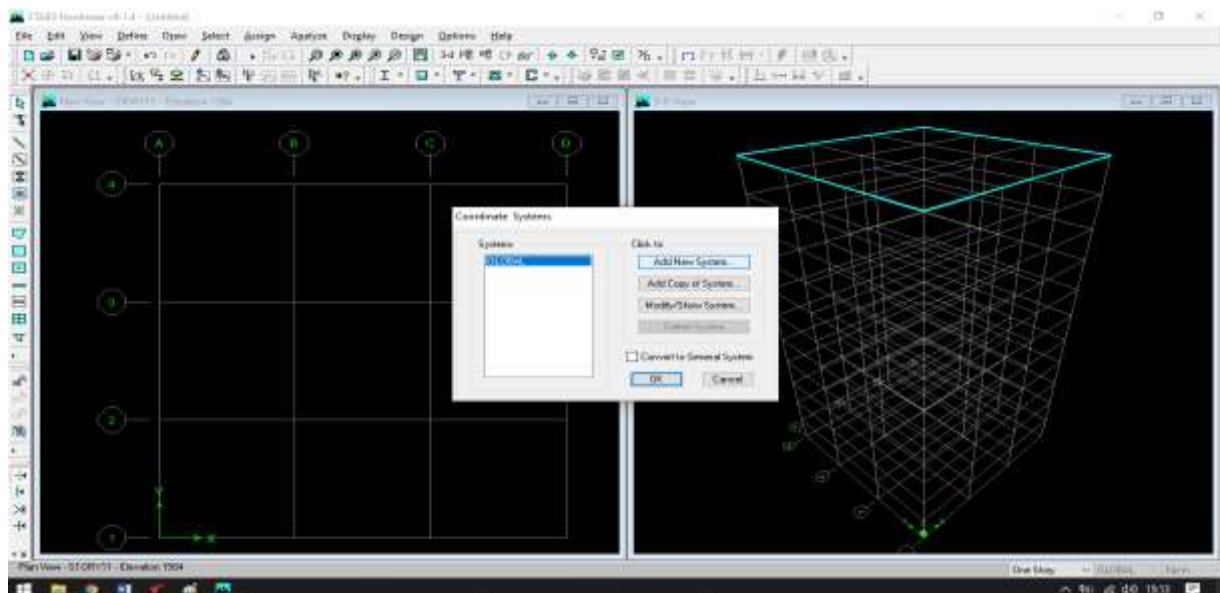


Figure 2.9 Choisir un nouveau model

Chapitre II : modélisation d'un réservoir surélève a base encastrée

Etape 4 : définition du système de coordonnées

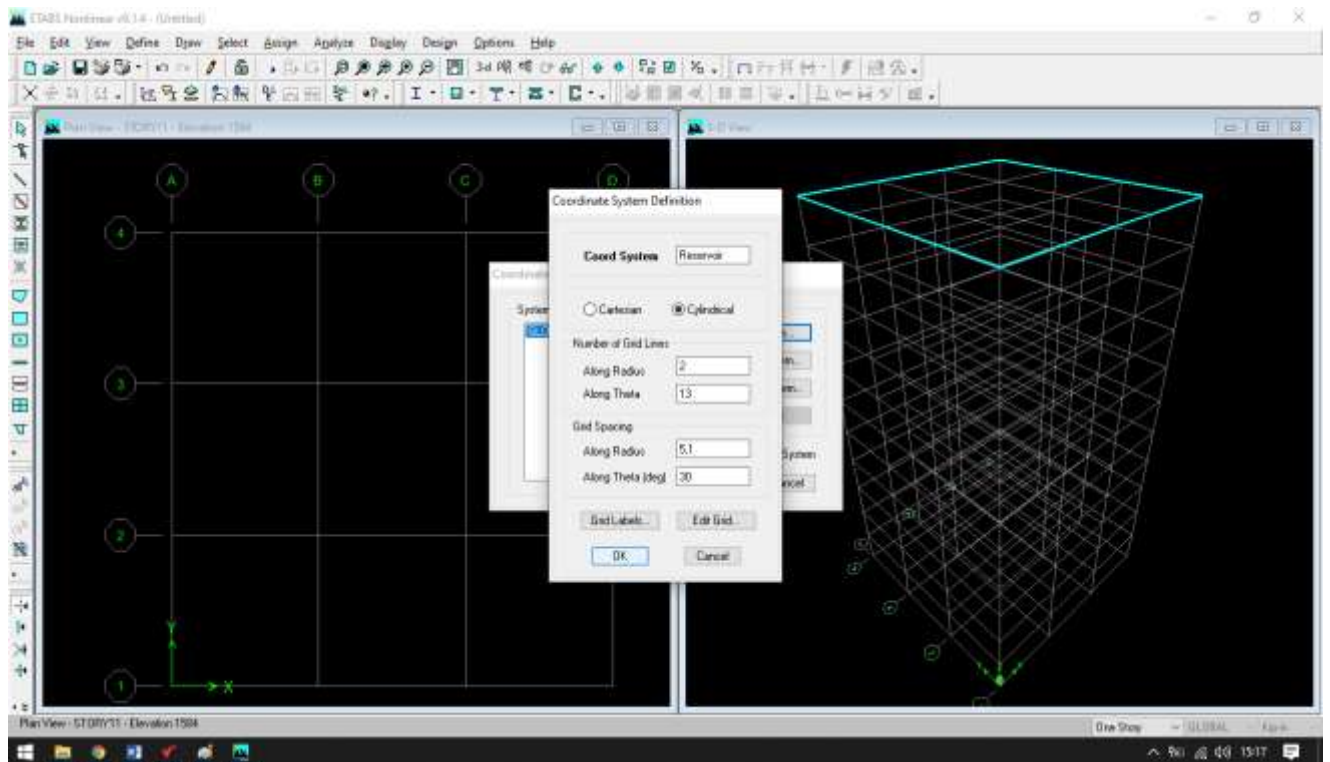


Figure 2 .10

Etape 5 : Choisir de la forme cylindrique du réservoir

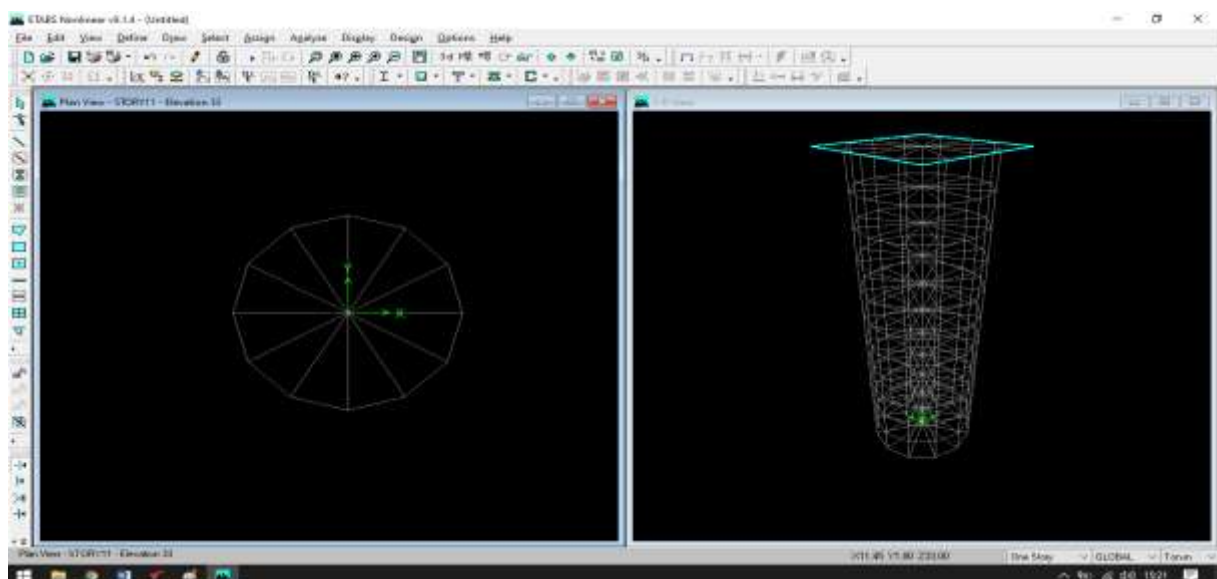


Figure 2 .11

Remarque : d'un moment a un autre on peut modifier, ajouter et supprimer des story
Ou ajouter des grille comme story (**edite reference plane**)avec la même option on choisissant

Etape 6 : définition des matériaux

A cette étape nous procédons à la définition des propriétés mécaniques des matériaux (poids volumique, module de Young ...)on cliquant sur

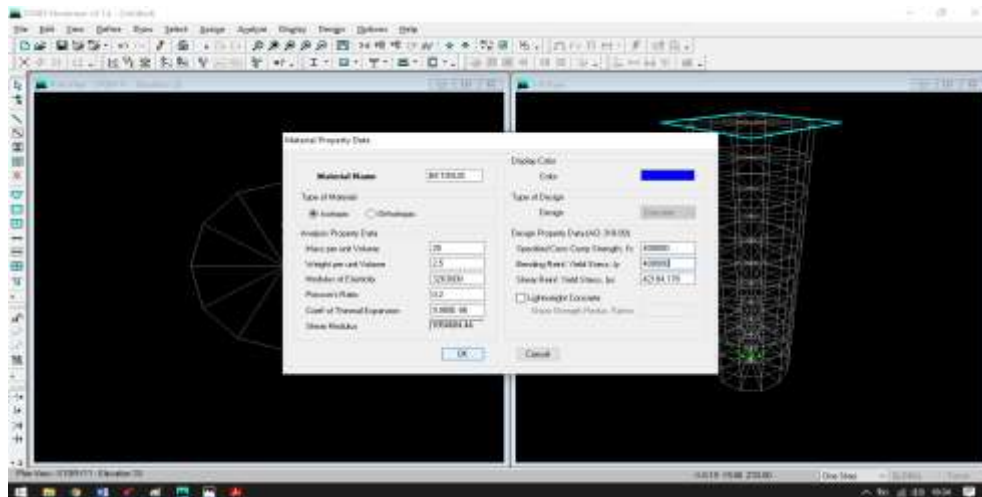
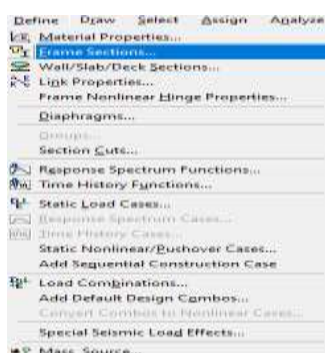
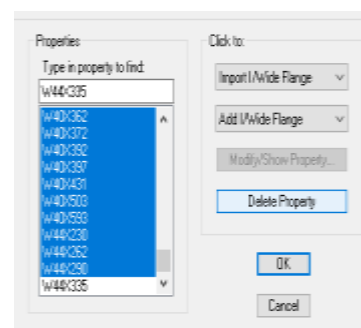


Figure 2.12

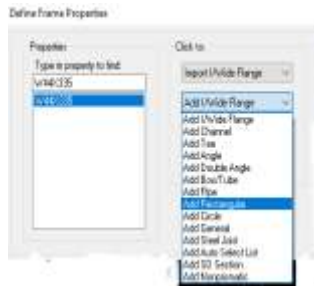
Etape 7 : cette étape pour crée les pilotis les entretoise et les section planes



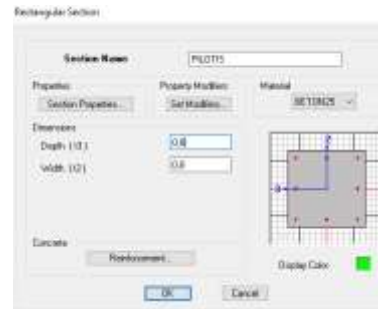
1^{er} étape



2^{eme} étape

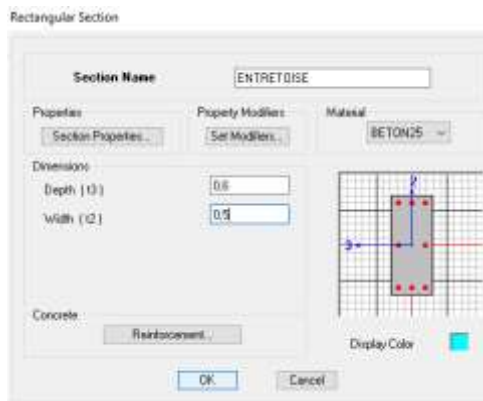


3eme étape

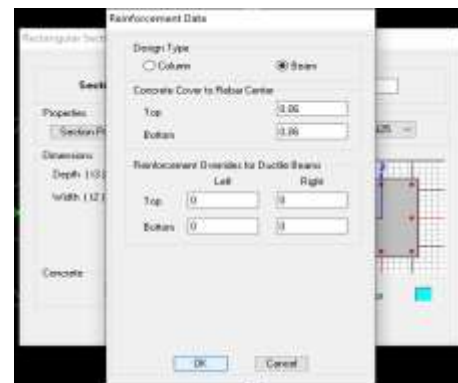


4eme étape

Etape 8 : Entretoise (comme la creation des pilotis celle si avec renforcement Beam)



Etape précédente

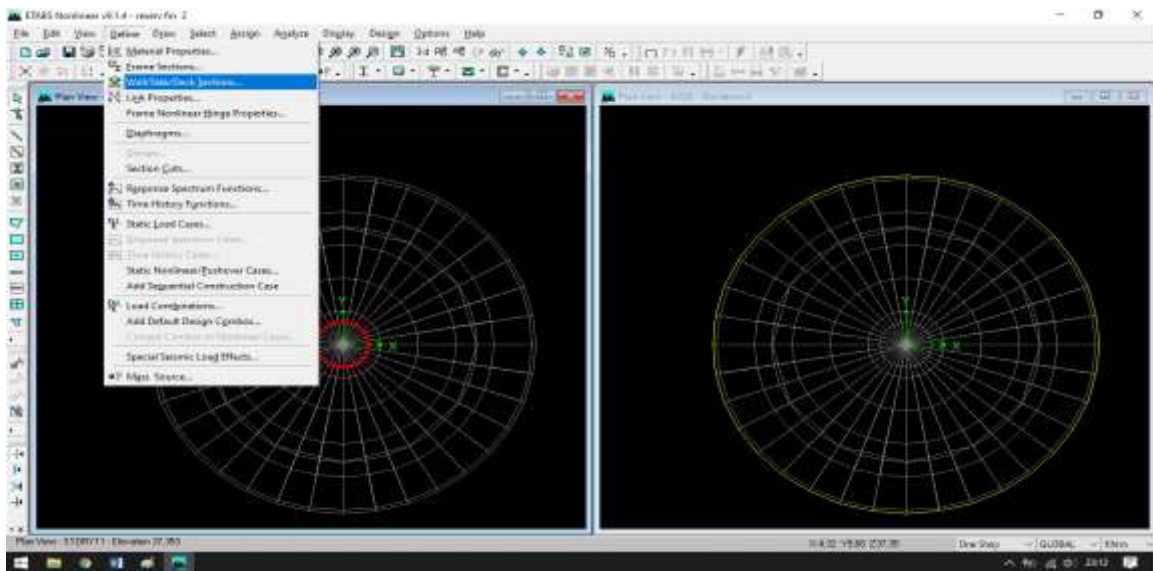


Etape secondaire

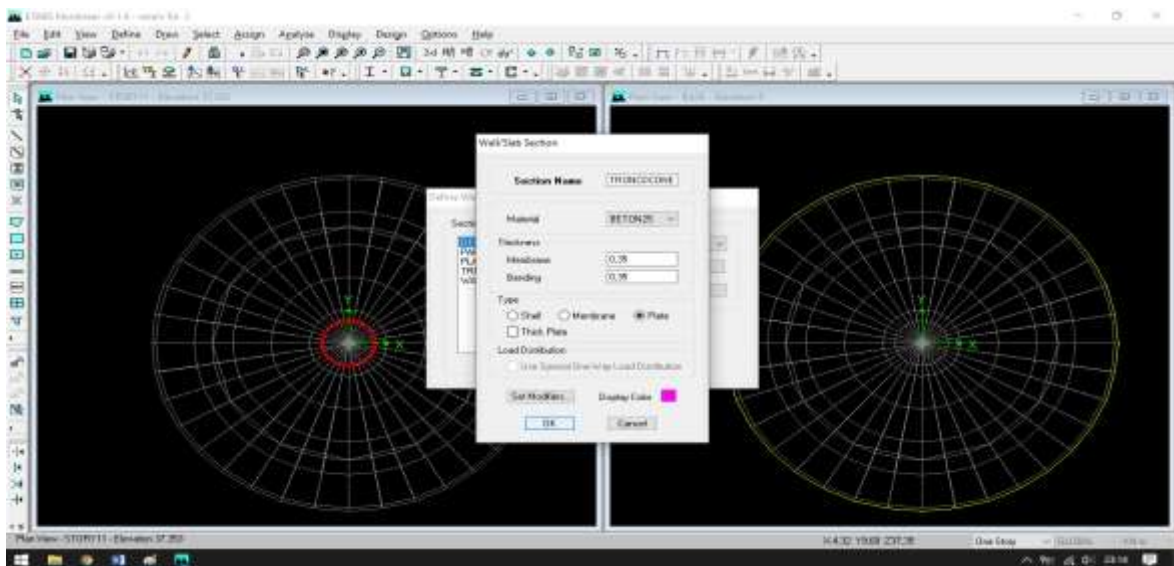
Etape 9: création de la dalle pleine sur avec la qu'elle on peut réalisé

- le tronc de cône
- coupole inferieur
- coupole supérieur

A)



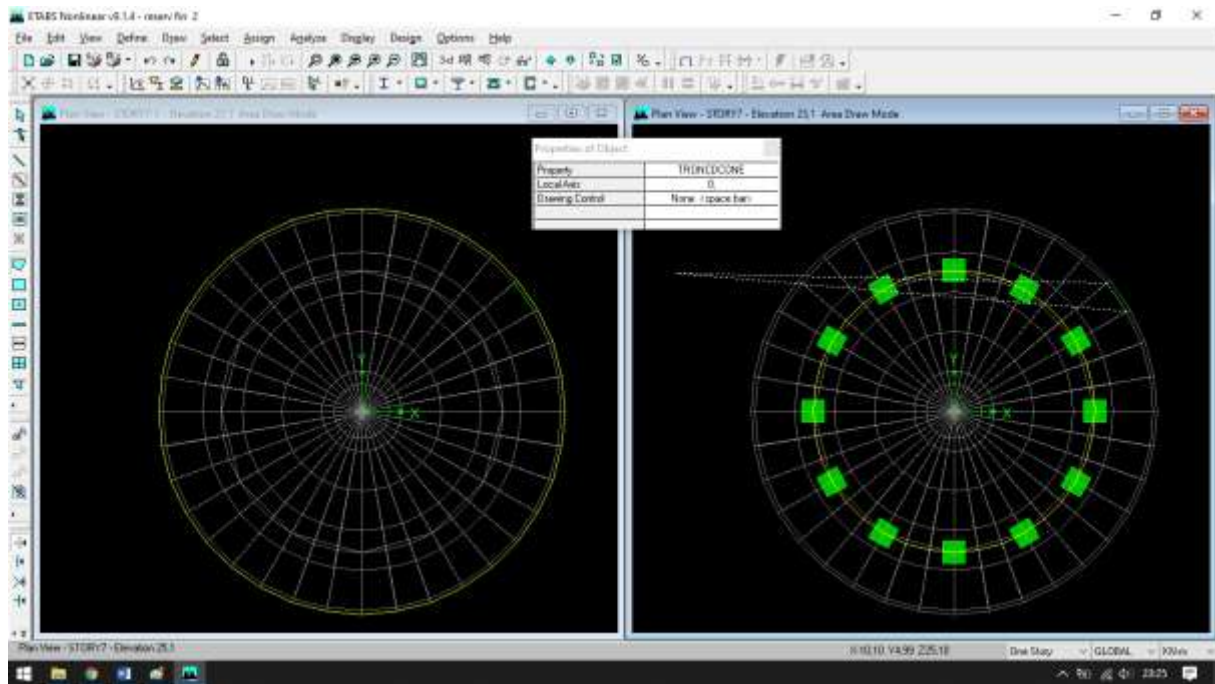
B)



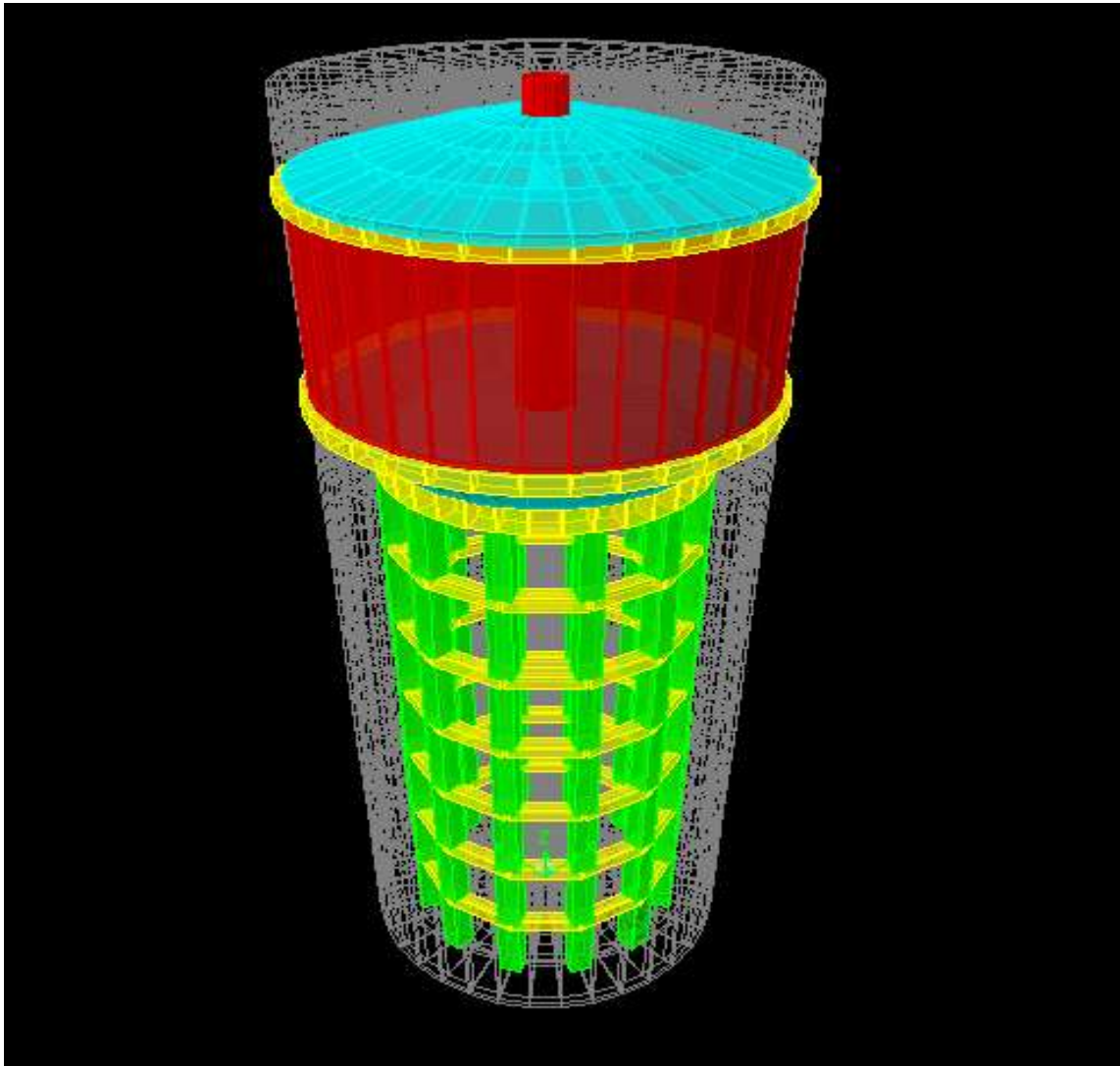
Remarque :

Chaque création portera son nom et sa sera de la même façon il suffit juste de jouer sur les épaisseurs

Chapitre II : modélisation d'un réservoir surélève a base encastrée



Pour réaliser le tronc de cône ou la coupole on joue sur deux Plans différent sur **ETABS**



Visualisation du model réservoir 1000 m³

2.7 Introduction du spectre de réponse

B-Méthode d'Analyse Modale Spectrale :

Ou la méthode Selon le RPA cette méthode est applicable dans tous les cas, et en particulier, dans le cas

Statique équivalente n'est pas permise.

On attribue les charges sismiques par spectre de réponse avec le menu *Define*, puis *Réponse Spectrum Fonctions* et *Ad New Fonction* (voir figure1.19) Sur la fenêtre qui apparaît sur écran, vous devez préciser selon la direction d'excitation **X** :

"**EX**" Nom du cas de chargement par spectre de réponse dans *Spectrum Cases Name*, amortissement dans *Damping*,

Chapitre II : modélisation d'un réservoir surélève a base encastrée

"SPCX" Nom de la fonction de spectre de réponse défini précédemment et "9.81" le facteur d'échelle dans *Input ResponseSpectra*. Cliquer "OK" et répéter les étapes de l'opération précédente pour introduire les données relatives à la direction d'excitation Y. (Voir L'introduction des données sur les figures ci-dessous). A l'aide d'un sous programme appelé « paramètres RPA99 » Réf [8], [9], on peut introduire les résultats d'une fonction du spectre de réponse (l'accélération en fonction de la période). On introduit également tout les Paramètres de définition du bâtiment :

A : coefficient d'accélération de zone.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité.

η : facteur de correction d'amortissement.

ξ : pourcentage d'amortissement critique.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Le sous programme va créer un fichier texte contient les résultats, celui la on l'appel plus tard par ETABS

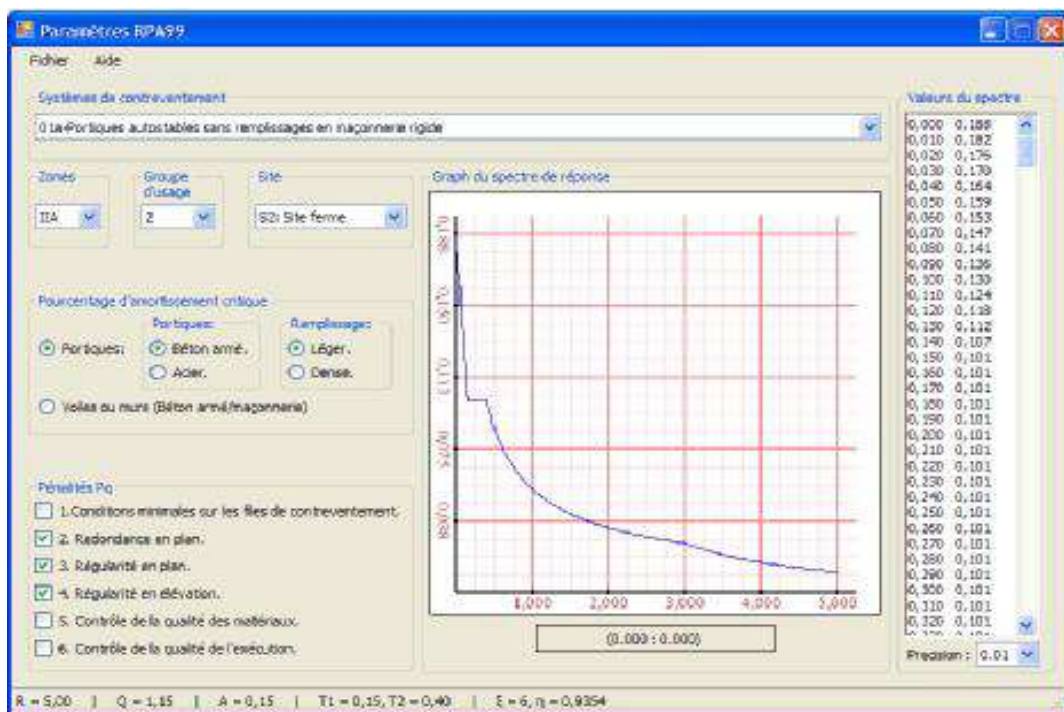


Figure 2.17

2.8 Introduction des combinaisons de charge

Les combinaisons d'action sont à considérées

- Vis-à-vis de l'état limite ultime (ELU) sous combinaisons fondamentales :

Réservoir vide

$$C'1=1.35G+1.5Q \text{ ouvrier}$$

$$C'2=1.35G+1.3 Q \text{ ouvrier}$$

Réservoir plein

$$C1=1.35G+1.5(Q \text{ ouvrier}+ Q \text{ eau})$$

$$C2=1.35G+1.3(Q \text{ ouvrier}+ Q \text{ eau})$$

$$C3=G$$

Q : ensembles des actions variables autres que les suivantes : Q eau, Q ouvriers

G : ensembles des actions permanentes

Vis-à-vis des états limites ultimes (ELU) sous combinaisons accidentelles :

Réservoir vide

$$C'4=G+ Q \text{ ouvrier} + E$$

Avec FA = Q hydrodynamique +E (action accidentelle)

Vis-à-vis des états limites de services (ELS)

Réservoir plein

$$C4=G+ (Q \text{ ouvrier} +Q \text{ eau}) + (E+Q \text{ hydrodynamique})$$

Réservoir vide

$$C'6 =G + Q \text{ ouvrier}$$

$$C'5 =G+ Q \text{ ouvrier}$$

Réservoir plein

$$C5 =G+Q \text{ ouvrier}+ Q \text{ eau}$$

$$C6 =G+ Q \text{ ouvrier} + Q \text{ eau}$$

2.8.1. Introduction des combinaisons d'actions sur ETABS

Spécifier les combinaisons d'actions : (**Load combination**)

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire : le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour **l'ELU (1,35G + 1,5Q)**:

- Choisir G dans Case Name et introduire 1,35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- Choisir Q dans Case Name et introduire 1,5 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de **Define Load combinations**.

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail

3.1. Résultats et discussions

3.1.1 Période fondamentale

Tableau3.1 : Extrait des résultats des déplacements de résultat de ETABS

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,342865	20,7087	70,7065	0	20,7087	70,7065	0
2	0,342858	70,71	20,7101	0	91,4187	91,4167	0
3	0,265817	0,0014	0,0035	0	91,4202	91,4201	0
4	0,051155	2,3001	2,7828	0	93,7203	94,2029	0
5	0,051155	2,7827	2,3001	0	96,503	96,503	0
6	0,040649	0,0018	0,0114	0	96,5048	96,5144	0
7	0,040644	0,0114	0,0018	0	96,5161	96,5162	0
8	0,036909	0	0	0	96,5161	96,5162	0
9	0,029166	0,0173	0,4009	0	96,5335	96,9171	0
10	0,029166	0,4013	0,0173	0	96,9348	96,9345	0
11	0,021179	0,0265	1,3125	0	96,9612	98,2469	0
12	0,021177	1,3123	0,0265	0	98,2735	98,2734	0

3.1.2 Déplacement :

Un extrait des résultats des déplacements suivant la direction x et la direction y, ainsi que les rotations autour de Z sont représentés dans le tableau.

Tableau3.2 : Extrait des résultats des déplacements de résultat de ETABS

Story	Point	Load	UX m	UY m	UZ m	RX rad	RY rad	RZ rad
STORY19	198	E	0,0137	0,0014	0,0001	0,00001	0,0001	0,00001
STORY19	198	C1	0,0002	0,0001	-0,0005	0	0	0
STORY19	198	C2	0,0002	0,0001	-0,0005	0	0	0
STORY19	198	C1P	0,0002	0,0001	-0,0005	0	0	0
STORY19	198	C4 MAX	0,014	0,0014	-0,0004	0,00001	0,00011	0,00001
STORY19	198	C4 MIN	-0,0135	-0,0013	-0,0005	-0,00001	-0,0001	-0,00001
STORY19	198	C4P MAX	0,014	0,0014	-0,0004	0,00001	0,00011	0,00001
STORY19	198	C4P MIN	-0,0135	-0,0013	-0,0005	-0,00001	-0,0001	-0,00001
STORY19	198	C5 MAX	0,0139	0,0014	-0,0003	0,00001	0,00011	0,00001
STORY19	198	C5 MIN	-0,0136	-0,0013	-0,0004	-0,00001	-0,0001	-0,00001
STORY19	198	C3	0,0002	0	-0,0003	0	0	0
STORY19	198	C2P	0,0002	0,0001	-0,0005	0	0	0
STORY19	198	C5P MAX	0,0139	0,0014	-0,0003	0,00001	0,00011	0,00001
STORY19	198	C5P MIN	-0,0136	-0,0013	-0,0004	-0,00001	-0,0001	-0,00001

Tableau3.3 : Classement des déplacement maximaux les trois axes X ;Y et Z sur les éléments du réservoir

Déplacement UX m			Déplacement UY m			Déplacement UZ m		
STORY19	C4 MAX	0.014	STORY19	C4 MAX	0.0014	STORY19	C4 MAX	0.00011
STORY18	C4 MAX	0.0139	STORY18	C4 MAX	0.0014	STORY18	C4 MAX	0.00017
STORY17	C4 MAX	0.0137	STORY17	C4 MAX	0.0014	STORY17	C4 MAX	0.00011
STORY16	C4 MAX	0.0137	STORY16	C4 MAX	0.0014	STORY16	C4 MAX	-0.00013
STORY15	C4 MAX	0.0136	STORY15	C4 MAX	0.0014	STORY15	C4 MAX	-0.00013
STORY14	C4 MAX	0.0135	STORY14	C4 MAX	0.0014	STORY14	C4 MAX	-0.00013
STORY13	C4 MAX	0.0134	STORY13	C4 MAX	0.0014	STORY13	C4 MAX	-0.00013
STORY12	C4 MAX	0.0133	STORY12	C4 MAX	0.0014	STORY12	C4 MAX	-0.00013
STORY11	C4 MAX	0.0132	STORY11	C4 MAX	1.0014	STORY11	C4 MAX	0.00014
STORY10	C4 MAX	0.013	STORY10	C4 MAX	0.0013	STORY10	C4 MAX	-0.00013
STORY9	C4 MAX	0.0129	STORY9	C4 MAX	0.0013	STORY9	C4 MAX	-0.00013
STORY8	C4 MAX	0.0128	STORY8	C4 MAX	0.0013	STORY8	C4 MAX	0.00014
STORY7	C4 MAX	0.0127	STORY7	C4 MAX	0.0013	STORY7	C4 MAX	0.00026
STORY6	C4 MAX	0.0112	STORY6	C4 MAX	0.0011	STORY6	C4 MAX	0.00049
STORY5	C4 MAX	0.0092	STORY5	C4 MAX	0.0009	STORY5	C4 MAX	0.00058
STORY4	C4 MAX	0.007	STORY4	C4 MAX	0.0007	STORY4	C4 MAX	0.0006
STORY3	C4 MAX	0.0048	STORY3	C4 MAX	0.0005	STORY3	C4 MAX	0.0006
STORY2	E	0.0026	STORY2	E	0.0003	STORY2	C4 MAX	0.00055
STORY1	E	0.0008	STORY1	E	0.0008	STORY1	E	0.0004
BASE		0	BASE		0	BASE		0

Nous constatons que les déplacements maximums sont observés au niveau de partie supérieure du réservoir sous les combinaisons accidentelles (sismiques) C4 et C4' pour le réservoir plein et vide. Ces déplacements diminuent de haut vers le bas du réservoir. On note que les rotations ne sont pas importantes et la valeur maximale enregistrée est égale 0,000011 rad.

Les déplacements et les rotations sont nuls à la base.

Ces déplacements sont presque égaux sur les deux axes X et Y .

Selon l'axe Z On enregistre des bas déplacements ceci est dû au système de notre structure ouvrage cylindrique.

3.1.3 Efforts tranchants

Un extrait des résultats des efforts tranchants pour les différents éléments de la structure, Sous différentes combinaisons de charge est représenté dans le tableau pour le réservoir

➤ Les éléments poteaux

Tableau3.4 : des efforts tranchants pour les éléments poteaux

Story	Colum	Load	V2(tf)	V3(tf)
STORY3	C4	C4 MAX	126.08	105.68
STORY1	C1	C4P MAX	96.41	4.74
STORY1	C3	C4 MAX	95.59	4.62
STORY1	C3	C4P MAX	95.59	4.62
STORY2	C1	C4 MAX	119.88	2.34
STORY2	C1	C4P MAX	119.88	2.34
STORY2	C3	C4 MAX	119.1	2.16
STORY2	C3	C4P MAX	119.1	2.16
STORY3	C1	C4 MAX	126.08	1.56
STORY3	C1	C4P MAX	126.08	1.56
STORY3	C3	C4 MAX	125.3	1.4
STORY3	C3	C4P MAX	125.3	1.4
STORY4	C1	C4 MAX	125.58	1.37
STORY3	C1	C4 MIN	-121.53	-109.2
STORY3	C1	C4P MIN	-121.53	-109.2

➤ Eléments poutres

Tableau3.5 : des efforts tranchants subit par les éléments poutres

Combinaison	poteaux		entretoise		Ceinture inferieure	
	V2 (Tf)	V3 (Tf)	V2 (Tf)	V3 (Tf)	V2 (Tf)	V3 (Tf)
C4 max	126.08	105.68	177.32	0	136.41	0
C'4 max	126.08	105.68	177.32	0	136.41	0
C4 min	-121.53	-109.2	-170 ,09	0	-119.42	0
C'4 min	-121.53	-109.2	-170 ,09	0	-119.42	0

Tableau3.6 : résumé les valeurs max et min des efforts tranchants

Story	Beam	Load	V2	V3
				0
STORY7	B16	C4P MIN	-63.1	0
STORY7	B31	C4 MIN	-65.2	0
STORY7	B31	C4P MIN	-65.2	0
STORY7	B14	C4 MIN	-48.56	0
STORY7	B14	C4P MIN	-48.56	0
STORY7	B33	C4 MIN	-45.26	0
STORY7	B33	C4P MIN	-45.26	0
STORY7	B19	C4 MIN	-119.42	0
STORY7	B19	C4P MIN	-119.42	0
STORY7	B28	C4 MIN	-119	0
STORY7	B28	C4P MIN	-119	0
STORY3	B1	C4 MIN	-170.09	0
STORY3	B1	C4P MIN	-170.09	0

Nous constatons que les efforts tranchant max sont donnés par la combinaison C4 et C'4 pour les élément poutres et poteaux. Aussi, pour le support de réservoir, nous remarquons que l'entretoise disposée au milieu est la plus sollicitée.

STORY3	B2	C4 MAX	2.24	0	177.32
--------	----	--------	------	---	---------------

La ceinture inferieure est la plus sollicitée à l'effort tranchant par son emplacement qui relie l'élément du réservoir.

3.1.4. Les moments fléchissant cas d'encastrement

Un extrait des résultats des moments fléchissant de la structure, pour les différentes combinaisons de charge sont représenté dans le tableau

Tableau3.7 : des extraits des moment maximum pour les élément poteaux

Story	Column	Load	M2	M3
STORY1	C1	C4 MAX	21.435	261.515
STORY1	C1	C4P MAX	21.435	261.515
STORY1	C3	C4 MAX	21.319	259.47
STORY1	C3	C4P MAX	21.319	259.47
STORY2	C1	C4 MAX	8.789	252.914
STORY2	C1	C4P MAX	8.789	252.914
STORY2	C3	C4 MAX	8.455	251.369
STORY2	C3	C4P MAX	8.455	251.369
STORY3	C1	C4 MAX	4.27	239.534
STORY3	C1	C4P MAX	4.27	239.534
STORY3	C3	C4 MAX	3.981	238.124
STORY3	C3	C4P MAX	3.981	238.124
STORY4	C1	C4 MAX	2.755	229.159

Tableau3 .8 : des extraits des moments minimums pour les éléments poteaux

STORY2	C3	C4P MIN	-8.191	-242.361
STORY2	C1	C4 MIN	-7.857	-243.911
STORY2	C1	C4P MIN	-7.857	-243.911
STORY1	C3	C4 MIN	-19.973	-250.216
STORY1	C3	C4P MIN	-19.973	-250.216
STORY1	C1	C4 MIN	-19.857	-252.262
STORY1	C1	C4P MIN	-19.857	-252.262

3.2. Modélisation par la méthode de sous structure

Méthode consiste a modélise des ressorts reliant plusieurs nœuds à une base rigide à laquelle on impose le mouvement les ressorts sont des connexions flexibles à la terre et sont toujours linéaires élastiques Les ressorts sont très utiles pour modéliser les appuis élastiques, par exemple, la Modélisation de sol, etc. Dans le cas d'une fondation circulaire, celle-ci peut être représentée Par 3 translations et 3 rotations.

Les raideurs statiques d'une fondation circulaire surfacique sur un sol homogène données par **Newmark-Rosenblueth** sont présentées dans le tableau.

Tableau3.9 : Raideurs statique d'une fondation circulaire selon Newmark-Rosenblueth

Degré de liberté	Raideur statique
Verticale	$K_z = \frac{4G.r_0}{1-\nu}$
Horizontale	$K_x = \frac{32(1-\nu)G.r_0}{7-8\nu}$
Balancement	$K_\Theta = \frac{8G.r_0^3}{3(1-\nu)}$
Torsion	$K_\Phi = \frac{16G.r_0^3}{3}$

Les caractéristiques du sol sont illustrées dans le tableau

Tableau3.10 : caractéristiques du sol (oglu)

paramètre	valeur	unité
E	200000	Kn/m ²
ν	0.3	
r_0	5.5	m
G	76923.07692	Kn/m

Les valeurs des raideurs statiques calculées sont illustrées dans le tableau

K_z	2 417 582,418
K_x	2 060 200,669
K_{teta}	48 754 578,755
K_{phi}	68 256 410,256

3.3.La modélisation des ressorts sur ETABS

assigner → joint → springs.

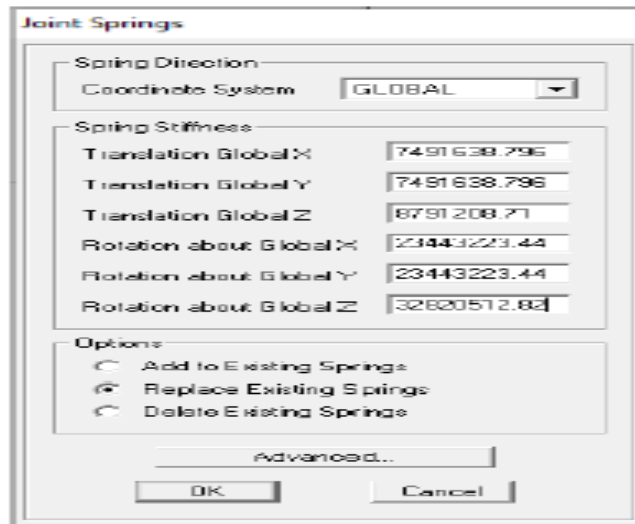


Figure 3.1 : modélisation des ressorts

3.4 Résultats et interprétation

3.4.1 Périodes fondamentale

Les résultats de période du réservoir ont basé flexible donne par le logiciel **ETABS** sont présentés dans le tableau

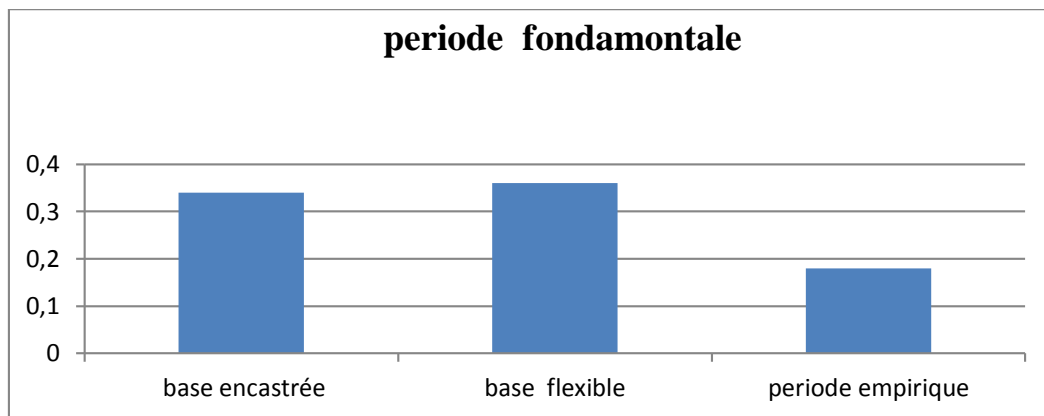
Tableau 3.11 : période fondamental cas ressort

mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,360546	20,4747	69,5053	0	20,4747	69,5053	0
2	0,36054	69,5075	20,4756	0	89,9822	89,9809	0
3	0,266776	0,0009	0,0022	0	89,9831	89,983	0
4	0,051925	4,6748	0,582	0	94,6579	90,5651	0
5	0,051925	0,582	4,6748	0	95,2398	95,2399	0
6	0,037165	0	0	0	95,2398	95,2399	0
7	0,030987	0,0157	0,3646	0	95,2555	95,6045	0
8	0,030984	0,3649	0,0157	0	95,6204	95,6201	0
9	0,021409	0,0038	1,4127	0	95,6242	97,0328	0
10	0,021407	1,4126	0,0038	0	97,0368	97,0367	0
11	0,017901	0	0	0	97,0368	97,0367	0
12	0,017798	0,0003	0,0015	0	97,0371	97,0382	0

3.5. Comparaison des Résultats des périodes fondamentales

Tableau 3.12 : comparaison des périodes fondamentale

Cas	période (s)
Base encastrée	0,34
Base flexible	0,36
Différence	5,88%



Comparaison des périodes

Nous constatons que la variation de la période fondamental compte tenu de l'interaction sol structure est avec un ordre de **5,88 %**

La période fondamentale de vibration pour la structures augmente considérablement sous l'effet de l'interaction sol structure dans les sites meuble (sol) model ressort comparativement à celui du modèle encastré ou implanté sur un site rocheux base encastrée.

3.6 Déplacements cas des ressorts

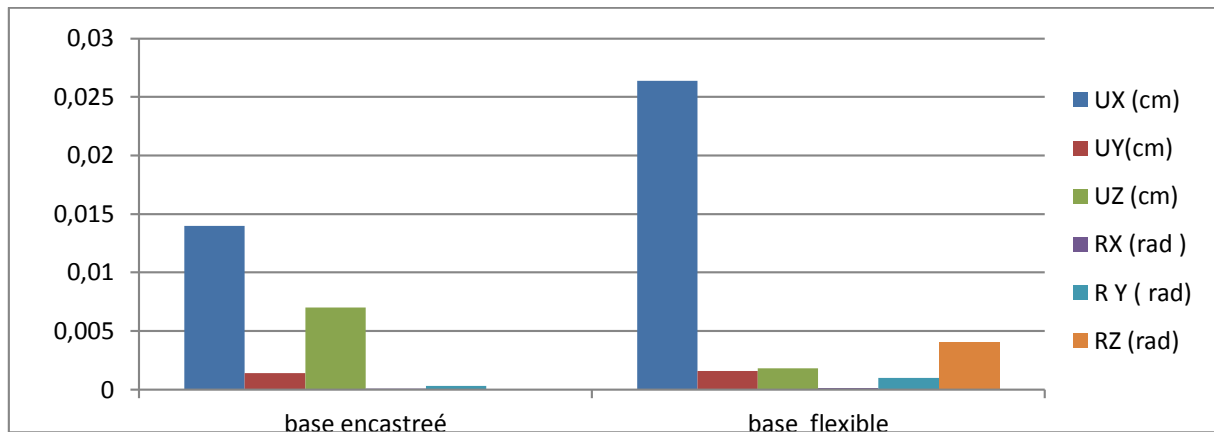
Les déplacements et les rotations selon les trois axe x y z donne par le logiciel sont dans :

Tableau 3.13 : déplacement et rotation cas des ressorts

Story	Point	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY19	198	E	0.0246	0	-0.0001	0	0.00025	0
STORY19	198	E	0.0156	0.0016	0.0001	0.00002	0.00016	0.00001
STORY19	198	C1	0.0003	0.0001	-0.0006	0	0	0
STORY19	198	C2	0.0003	0.0001	-0.0006	0	0	0
STORY19	198	C1P	0.0003	0.0001	-0.0006	0	0	0
STORY19	198	C4 MAX	0.0158	0.0016	-0.0005	0.00002	0.00016	0.00001
STORY19	198	C4 MIN	-0.0153	-0.0015	-0.0006	-0.00002	-0.00016	-0.00001
STORY19	198	C4P MAX	0.0158	0.0016	-0.0005	0.00002	0.00016	0.00001
STORY19	198	C4P MIN	-0.0153	-0.0015	-0.0006	-0.00002	-0.00016	-0.00001
STORY19	198	C5 MAX	0.0158	0.0016	-0.0003	0.00002	0.00016	0.00001
STORY19	198	C5 MIN	-0.0154	-0.0015	-0.0005	-0.00002	-0.00016	-0.00001
STORY19	198	C3	0.0002	0	-0.0004	0	0	0
STORY19	198	C2P	0.0003	0.0001	-0.0006	0	0	0
STORY19	198	C5P MAX	0.0158	0.0016	-0.0003	0.00002	0.00016	0.00001
STORY19	198	C5P MIN	-0.0154	-0.0015	-0.0005	-0.00002	-0.00016	-0.00001
STORY19	199	E	0.0246	0	-0.0001	0	0.00025	0
STORY19	199	E	0.0156	0.0016	0.0001	0.00002	0.00016	0.00001
STORY19	199	C1	0.0003	0.0001	-0.0006	0	0	0

Tableau 3.14 : comparaison des déplacement et rotation max selon les trois axes x ; y et z

déplacement	UX(m)	UY(m)	UZ(m)	RX(Rad)	RY(Rad)	RZ(Rad)
Base encastrée	0,014	0 ,0014	0,007	0,00008	0,0003	0 ,00003
Base flexible	0,0264	0 ,0016	0,0018	0,00011	0,00101	0,00405
Différence	88,57%	14,29%	-	37,5%	-	-



Représentation des valeurs des déplacements cas base encastree et base flexible

- **Base encastree**

Pas de déformations additionnelles a la base Pas d'interactions sol structure la réponse sismique de la structure dépend des propriétés de cette structure

- **Base flexible**

L'interaction entre le sol et la fondation rigide modifie le mouvement sismique incident a la base par suit conduit a des accélérations tout le long de la hauteur de la structure

Les déplacements maximums suivant la direction X et Y ainsi que les rotations maximums sont obtenues sous les combinaisons d'actions accidentelles sismiques C4 et C4'

3.7. Moments fléchissant

Un extrait des résultats des moments fléchissant de la structure, pour les différentes Combinaisons de charge sont représentées dans le tableau

➤ Les éléments poutres

Tableau 3.15 :les moment fléchissons poutre cas ressort

Story	Beam	Load	M2	M3
STORY6	B1	E	0	189.525
STORY6	B1	E	0	93.796
STORY6	B1	E	0	-1.933
STORY6	B1	E	0	-97.662
STORY6	B1	E	0	-193.391
STORY6	B1	E	0	120.792
STORY6	B1	E	0	59.789
STORY6	B1	E	0	1.312
STORY6	B1	E	0	62.223
STORY6	B1	E	0	123.225
STORY6	B1	C1	0	2.177
STORY6	B1	C1	0	1.309
STORY6	B1	C1	0	0.227
STORY6	B1	C1	0	-1.069
STORY6	B1	C1	0	-2.58
STORY6	B1	C2	0	2.177
STORY6	B1	C2	0	1.309
STORY6	B1	C2	0	0.227
STORY6	B1	C2	0	-1.069
STORY6	B1	C2	0	-2.58
STORY6	B1	C1P	0	2.177
STORY6	B1	C1P	0	1.309
STORY6	B1	C1P	0	0.227
STORY6	B1	C1P	0	-1.069
STORY6	B1	C1P	0	-2.58

➤ Les éléments poteaux

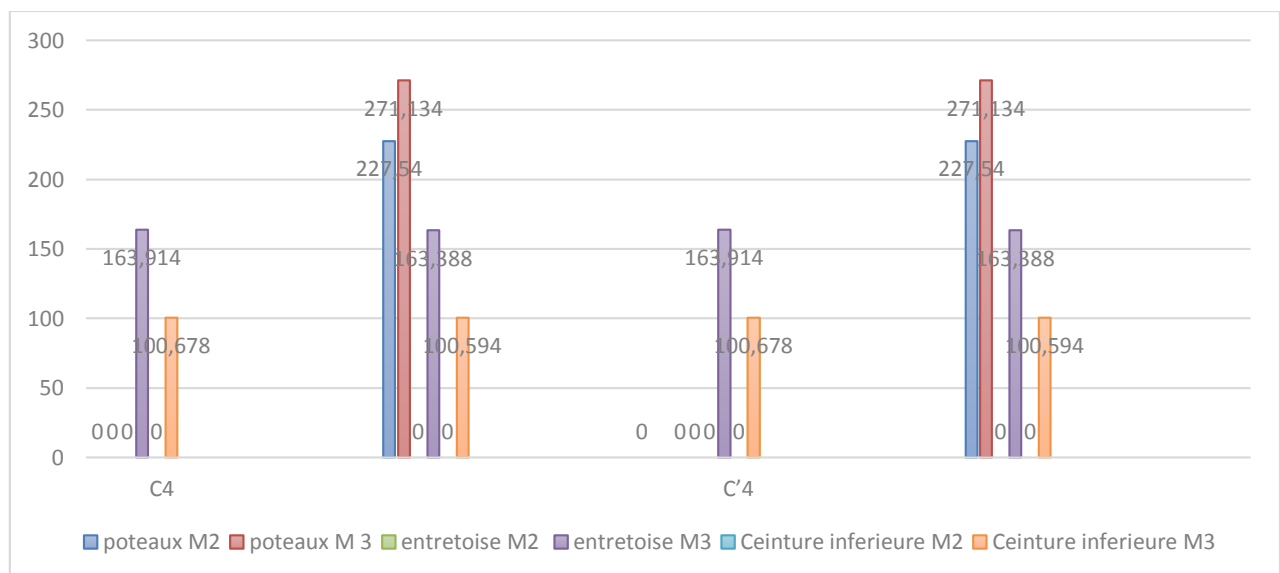
Tableau 3.16 : les moments fléchissent poteau cas ressort

Story	Column	Load	M2	M3
STORY7	C1	E	-0.007	188.778
STORY7	C1	E	0.007	-41.553
STORY7	C1	E	0.021	-271.873
STORY7	C1	E	3.136	119.729
STORY7	C1	E	5.783	26.733
STORY7	C1	E	8.434	173.136
STORY7	C1	C1	0.306	2.435
STORY7	C1	C1	-0.418	-0.452
STORY7	C1	C1	-1.143	-3.339
STORY7	C1	C2	0.306	2.435
STORY7	C1	C2	-0.418	-0.452
STORY7	C1	C2	-1.143	-3.339
STORY7	C1	C1P	0.306	2.435
STORY7	C1	C1P	-0.418	-0.452
STORY7	C1	C1P	-1.143	-3.339
STORY7	C1	C4 MAX	3.442	122.164
STORY7	C1	C4 MAX	5.365	26.281
STORY7	C1	C4 MAX	7.291	169.797
STORY7	C1	C4 MIN	-2.83	-117.294
STORY7	C1	C4 MIN	-6.202	-27.185
STORY7	C1	C4 MIN	-9.576	-176.475
STORY7	C1	C4P MAX	3.442	122.164
STORY7	C1	C4P MAX	5.365	26.281
STORY7	C1	C4P MAX	7.291	169.797
STORY7	C1	C4P MIN	-2.83	-117.294
STORY7	C1	C4P MIN	-6.202	-27.185
STORY7	C1	C4P MIN	-9.576	-176.475
STORY7	C1	C5 MAX	3.363	121.533
STORY7	C1	C5 MAX	5.474	26.398
STORY7	C1	C5 MAX	7.587	170.663
STORY7	C1	C5 MIN	-2.91	-117.925
STORY7	C1	C5 MIN	-6.093	-27.068
STORY7	C1	C5 MIN	-9.28	-175.61
STORY7	C1	C3	0.227	1.804
STORY7	C1	C3	-0.31	-0.335
STORY7	C1	C3	-0.846	-2.473

3.8. Les moments maximums

Tableau 3.17 comparaison des moments appliques sur les différents éléments dans le cas base encastre et base flexible.

cas	combinaison	poteaux		entretoise		Ceinture inferieure	
		M2	M 3	M2	M3	M2	M3
Bse encastree	C4	219,414	261,515	0	163.914	0	100.678
Base flexible		227.54	271.134	0	163.388	0	100.594
Variation		3,7%	3,55%	0%	-	0 %	-
Base encastree	C'4	219,414	261,515	0	163.914	0	100.678
Base flexible		227.54	271.134	0	163.388	0	100.594
Variation		3,7%	3,55%	0%	-	0%	-



Représentation des moments fléchissant appliques sure les différents éléments pour le réservoir a base encastree et base flexible

Les moments fléchissant subits par les deux combinaison c4 et c'4 pour le deux base encartée et flexible

La variation des moments fléchissant entre la base encastre et flexible se mettre dans les environs de 3% .

Conclusion :

Les résultats des périodes de la structure ainsi que les participations massiques sont Représentées dans les tableaux (3.1 et 3.11). Nous constatons que 90% de la participation massique est atteintes au bout du 3 ème mode. Par ailleurs, la période fondamentale numérique est égale à 0.34s et 0,36s respectivement base encastéré, base flexible.

Les résultats de comparaison de la méthode de sous structure ne s'éloigne pas de la méthode classique base **encastérée** qui est très fréquenté par les ingénieurs. En effet, Les variations des déplacements et des efforts tranchant et des moments fléchissant n'excède pas 3 %.

Les déformations d'une structure au cours d'un tremblement de terre sont affectées par

Trois Systèmes liés entre eux : la structure, la fondation et le sol situé sous et autour de la fondation

Conclusion générale

Conclusion géniale

La méthode des sous structure : consiste à remplacer le sol par des ressorts ayant des Rigidités des déplacements et de rotation. . Nous avons constaté que la méthode de sous Structure semble la plus proche pour modéliser le phénomène d'ISS Nous avons adopté les relations de Newmark, pour le cas de fondations circulaires.

Les résultats de comparaison de la méthode de sous structure ne s'éloigne pas de la méthode classique base **encastrée** qui est très fréquenté par les ingénieurs . En effet, Les variations des déplacements et des efforts tranchant et des moments fléchissant n'excède pas 3 %.

Les résultats des analyses numériques ont permis de tirer les conclusions sur le comportement de la réponse dynamique des structures en béton armé (Réservoir) avec interaction sol structure :

- Les déformations d'une structure au cours d'un tremblement de terre sont affectées par trois

Systèmes liés entre eux : la structure, la fondation et le sol situé sous et autour de la fondation.

- la période fondamentale de vibration pour les réservoirs sur élève augmente Considérablement sous l'effet de l'interaction sol structure dans les sites meuble (base sol) comparants au modèle encastré ou implanté sur un site rocheux .

Aussi dans ce travail nous allons intéresser sur logiciel **ETABS** sur la manière de modélisation des réservoirs qui sont généralement des ouvrage avec de forme cylindrique , il va nous permettre de connaitre de plus près les menus de **ETABS** : les diverses options de saisie des données, de visualisation des données et des résultats, d'analyse statique, d'analyse dynamique éventuellement, de dimensionnement et vérifications (*Design*) des sections, des éléments de la structure complète.

Références

Bibliographique

AMEUR A., Analyse mécro-fiabiliste d'un réservoir en béton arme circulaire pose au sol selon l'eurocode 8 mémoire fin d'étude 2020/2021 construction hydraulique et aménagement.

AMAZOUZ I., analyse mécano-fiabilite d'un réservoir pose au sol mémoire de Masters, université Mouloud Mammeri

BENNACER M., Mémoire fin d'étude département génie civil Msila Etude de l'interaction sol-structure.

BOUKAIS S., Etude d'un château d'eau tronconique de capacité 1500m³ implanté à Berrahmoune-commune de Corso Wilaya de Boumerdes, Mémoire de master, Université Houari Boumediene, Alger.

BOU MEHDI A., Thèse d'ingénieur interaction sol-structure DUMas 0166205

BELHADJ F Z., Modélisation de l'interaction sol-structure sous l'action sismique, Mémoire de magistère, Université Houari Boumediene, Alger.

EUROCODE 8, Design of structures for earthquake resistance part 4 (Draft No : 2) silos, tanks and pipelines, European committee for Standardization, vol .65, 2003.

GRANGE S., Modélisation simplifiée 3D de l'interaction -structure, application au génie parasismique, thèse de doctorat, Institut polytechnique de Grenoble, Juin 2008.

HAMMOUM H , Bouzelha K et Tabelloute L, recherche des moment d'inertie du support En pilotis d'un réservoir surélevé

HAMMOUM H., Cours Mater 1 et Master 2 construction hydraulique et aménagement

KHALIL L., SADEK M., SHAHROUR I., Influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur la fréquence fondamentale, Université des Sciences et Technologies de Lille, 2015.

MANSOURI Y., SEDIKI M., Etude d'un réservoir surélevé et Optimisation de la forme de son fut, mémoire de master, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2018.

REGLES B.A.E.L 91 modifiées 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites », Edition Eyrolles 2000.

SEGHIR A., Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure application à l'étude des barrages poids en béton, Université Paris-Est Marne-la-Vallée.

RPA, Règles parasismiques algériennes (RPA 99 - addenda 2003) », CGS, Alger, juin 2003.

TABELLOUT L., recherche des axes principaux d'inertie d'un support en pilotis d'un réservoir surélevé, mémoire de master, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2016.

TORKIA H., Etude de l'effet de l'interaction sol structure ISS sur la réponse dynamique des structures en béton armé, thèse doctorat, Université de Batna -2-, 2017.

WESTERGAARD H.M., « Water Pressures on Dams during Earthquakes », Trans. ASCE, Vol.98, 1933.

YOUSFI K, ET BEN AMARA K. , Analyse du comportement sismique d'un reervoir surelve en BA tenant compte de l'interaction sol structure , sous SAP2000 Mémoire fin d'étude Master UMMTO

