

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

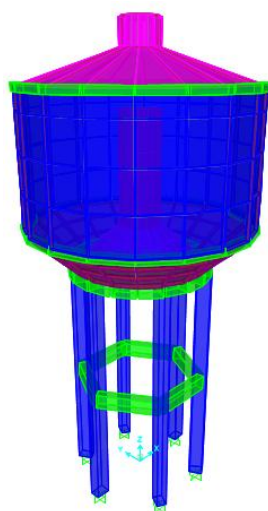


Mémoire de fin d'étude
En vue de l'obtention du diplôme
de Master en Génie Civil

Option : Constructions Hydrauliques & Aménagements

Thème

*Analyse du comportement sismique d'un réservoir
surélevé en BA tenant compte de l'interaction
sol structure, sous SAP2000*



Réalisé par :

M^{elle} YOUSFI Karima

M^{elle} BEN AMARA Kahina

Dirigé par :

Mr ALICHE Amar

Promotion 2020/2021

Remerciement

En préambule à ce mémoire, nous souhaitons adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à Monsieur Aliche Amar, maître de conférences au département de génie civil, qui a dirigé ce mémoire, pour son soutien, sa disponibilité et sa modestie.

Qu'il trouve ici le témoignage de notre profonde gratitude

Nous tenons également à remercier Monsieur HAMMOUM Hocine, Professeur au département de génie civil, qui a su répondre à nos multiples interrogations, pour son aide et ses orientations, sa grande compétence a largement orienté les axes de cette recherche qu'il trouve ici l'expression de notre plus grande considération.

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

Nous voudrions ainsi remercier Monsieur DEHMOUS pour avoir accepté d'examiner notre travail.

Que tous ceux que nous n'avons pas cités trouvent également l'expression de notre profonde gratitude

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 la mémoire de mes grands parent qui ont souhaité
ma réussite Puisse Dieu vous avoir en sa sainte
miséricorde*

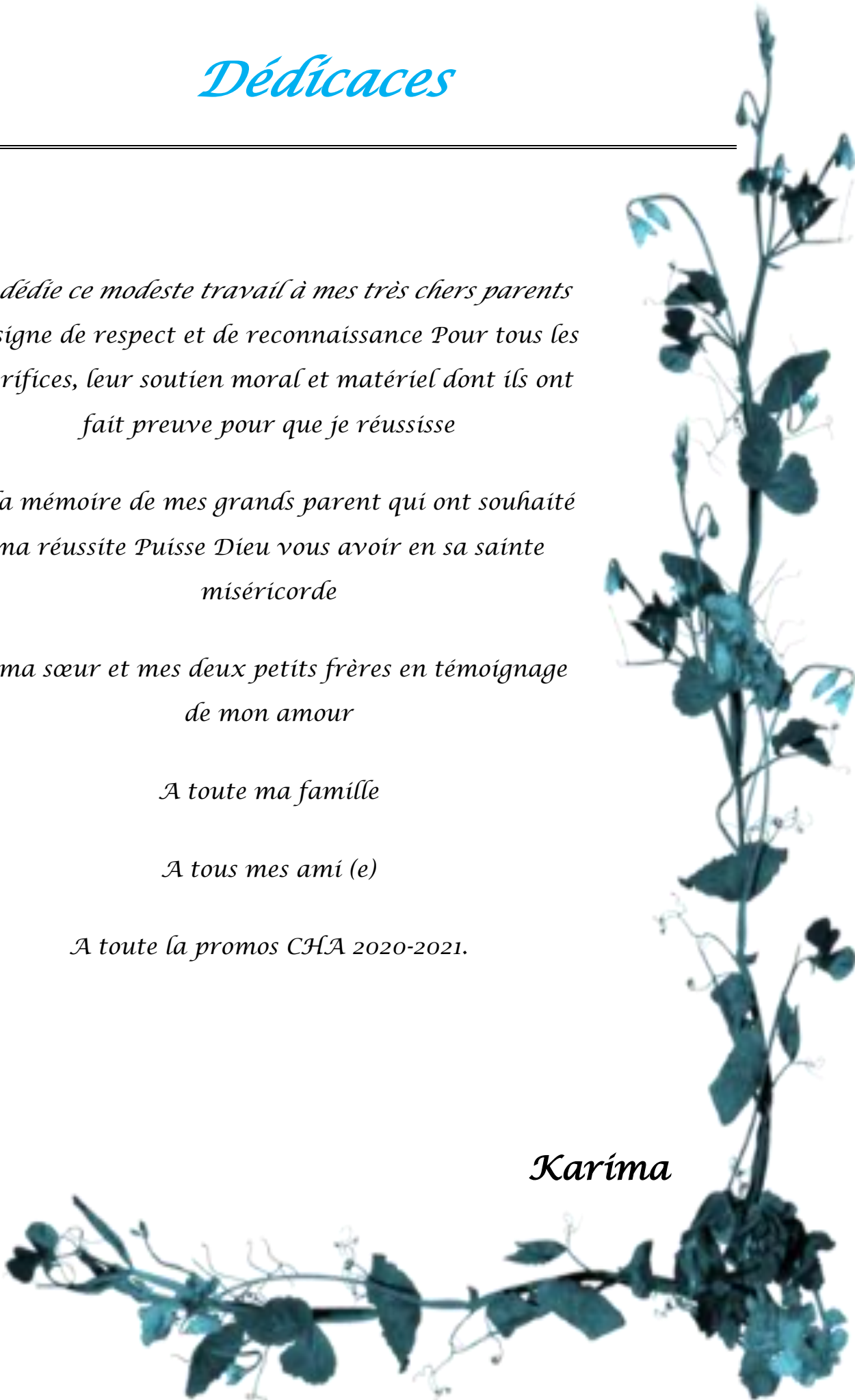
*A ma sœur et mes deux petits frères en témoignage
de mon amour*

A toute ma famille

A tous mes ami (e)

A toute la promos CHA 2020-2021.

Karíma



Dédicaces

*Je dédie ce travail qui n'aura jamais pu voir le jour sans les soutiens
indéfectibles et sans
Limite de Mes chers parents qui n'ont jamais cessé de formuler des
prières pour moi et de
Me donner avec amour le nécessaire pour que je puisse arriver à ce
que je suis aujourd'hui.
Que dieux vous protège et que la réussite soit toujours à ma portée
pour Que je puisse vous combler de bonheur.*

*Je dédie aussi ce modeste travail: à mes chers ADAM, AKSEL,
AYLAN et MOHAMED
Qui ont été pour moi une source de motivation de courage et de
confiance.
À mes adorables copines KENZA, AMEL, WISSAM mes fidèles dans
les meilleurs et les plus
Déliés moments de ma vie. Pour leurs encouragements permanents
Tout au long de mes études*

*Une dédicace particulière et sincère pour Ma chère binôme KARIMA
Pour son entente, sa sympathie, sa persévérance et sa patience infinie
qui nous a donné le courage d'achever ce travail. Et pour les moments
inoubliables qu'on a passés pendant la réalisation de
Ce rapport.*

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

*Et pour terminer, je dédie ce travail à toute ma promotion et à «LA
FAMILLE
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*

KAHINA

INTRODUCTION GENERALE

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

Introduction	1
1.1. Concept de l'interaction sol-structures	2
1.2. Effet de l'interaction sol-structures sur le comportement global des ouvrages.....	3
1.3. Méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure	4
1.4. Quelques travaux réalisés	17
Conclusion	17

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

Introduction	18
2.1. Présentation de l'ouvrage	19
2.2. Caractéristiques du béton utilisé.....	19
2.3. Calcul de la période fondamentale du réservoir	20
2.4 Calcul du paramètre α	23
2-5 Modélisation du réservoir sous le logiciel Sap2000.....	25
2.6. Résultats et interprétations	44
Conclusion	51

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

Introduction	52
3.1 Modélisation par la méthode de sous structure	53
3.2. Résultats et interprétation	55
3.3 Modélisation par la méthode directe (Modélisation du socle)	62
Conclusion	67

CONCLUSION GENERALE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Chapitre 1 : 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.	10
Tableau 1.2 : Formules issues du guide de SETRA pour les raideurs statiques d'une fondation circulaire surfacique.	10
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).	11
Tableau 1.4 : Formules de Newmark-Rosenblueth des raideurs statiques d'une fondation rectangulaire surfacique (Buchi, 2013).	12
Tableau 1.5 : Formule de Pais et Kausel (1988) des raideurs statiques d'une fondation rectangulaire surfacique (NEHREP, 2012).	13
Tableau 1.6 : Formule de Gazetas (1991) et Mylonakis et al (2006) des raideurs statiques d'une fondation rectangulaire surfacique (NEHREP , 2012)	13

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

Tableau 2.1 : Caractéristiques géométriques du château d'eau.	19
Tableau 2.2 : Valeur de la contrainte maximale à la compression.	20
Tableau 2.3 : Moment d'inertie du support.	22
Tableau 2.4 : Hauteur du centre de gravité de la masse oscillante (cuve) par rapport à l'encastrement.	22
Tableau 2.5 : Période fondamentale du réservoir.	23
Tableau 2.6: Coefficient d'accélération de zone A.	23
Tableau 2.7: Pourcentage d'amortissement critique ξ	24
Tableau 2.8 : Pénalités observées P_q	24
Tableau 2.9 : Périodes caractéristiques T_1 , T_2	25
Tableau 2.10 : Calcul de l'accélération a_m/g	25
Tableau 2.11: Valeur d'accélération de calcul a_g (Eurocode 8).	36
Tableau 2.12 : Valeur de coefficient d'importance γ_1 (Eurocode 8).	37
Tableau 2.13 : Catégories d'importance de l'ouvrage (Eurocode 8).....	37
Tableau 2.14: Valeurs des limites des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale (Eurocode 8).	38
Tableau 2.15: Tableaux des pressions statiques.	40
Tableau 2.16 : Pressions hydrostatiques.....	41
Tableau 2.17 : Résultats de la période numérique donnés par SAP200.	45

Tableau 2.18 : Extrait des résultats des déplacements et des rotations.	45
Tableau 2.19 : Résultats de déplacement et des rotations maximums.....	46
Tableau 2.20 : Extrait des résultats des efforts tranchants.	46
Tableau 2.21 : Valeurs maximales des efforts tranchants appliqués sur les poteaux, la ceinture inférieure et l'entretoise.....	47
Tableau 2.22 : Extrait des résultats des moments fléchissant.....	48
Tableau 2.23 : Valeurs maximales des moments appliqués sur les poteaux, la ceinture inférieure et l'entretoise.....	49

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

Tableau 3.1 : Raideurs statique d'une fondation circulaire selon Newmark-Rosenblueth.	53
Tableau 3.2 : Caractéristique du sol (Oglu 2007).....	53
Tableau 3.3 : Valeurs des raideurs statiques calculées.....	53
Tableau 3.4 : Résultat des périodes du réservoir à base flexible (ressorts).	55
Tableau 3.5 : Comparaison des résultats des périodes fondamentales.	55
Tableau 3.6 : Extrait des résultats des déplacements.....	56
Tableau 3.7 : Comparaison des valeurs des déplacements maximums selon l'axe X et Y ainsi que celle de la rotation autour de l'axe Z.	57
Tableau 3.8 : Extrait des résultats des efforts tranchants compte tenue de l'interaction sol structure.	58
Tableau 3.9 : comparaison des résultats des efforts tranchants appliqué sur les différents éléments de la structure dans le cas de la base encastree et la base flexible (ressort).....	59
Tableau 3.10 : Extrait des résultats des moments fléchissant appliqué sur les différents éléments de la structure.	60
Tableau 3.11 : Comparaison des moments appliqués sur les différents éléments dans le cas base encastree et base flexible.....	61
Tableau 3.12 : Résultat des périodes.	66

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

Figure 1.1 : Illustration de l'ISS (Grange, 2008).	3
Figure 1.2 : Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS (Haitem, 2017).	4
Figure 1.3 : Modèle d'une méthode directe (Bou Mehdi. 2015).	5
Figure 1.4 : Schématisation d'un problème d'interaction sol - structure en éléments finis (Belhadj).	5
Figure 1.5 : Schématisation d'une approche par sous-structure pour l'analyse de l'interaction sol-structure en utilisant deux configurations de fondation : (i) fondation rigide ; ou (ii) fondation flexibles (Louay2009).	8
Figure 1.6 : Schématisation d'une méthode de sous-structure (Benlaala).	9
Figure 1.7 : Abaque donnant les coefficients de Newmark (Buchi, 2013).	12
Figure 1.8: Fondation circulaire équivalente. (Buchi, 2013).	14
Figure 1.9: Critère de rupture et quelques surfaces de charges pour le modèle de Nova (Grange ,2008).	16

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

Figure 2.1: éléments composant le réservoir	19
Figure 2.1 : Représentations d'un poteau (i) dans le repère central (Tabellout, 2014).	21
Figure 2.3: Choix du modèle de base.	26
Figure 2.4: Modification de la géométrie de base.	26
Figure 2.5 : Introduction des valeurs géométriques.	27
Figure 2.6 : Visualisation du modèle.	27
Figure 2.7 : Définition des matériaux béton.	28
Figure 2.8 : Définition des éléments rectangulaires.	28
Figure 2.9 : Définition de la section des poteaux.	29
Figure 2.10 : Précision du type de la section.	29
Figure 2.11 : Définition de la section des ceintures.	30
Figure 2.12 : Précision du type de la section.	30
Figure 2.13 : Eléments rectangulaires définies.	30
Figure 2.14 : Définition des sections surfaciques.	31
Figure 2.15 : Définition de l'élément coupole supérieure.	31
Figure 2.16 : Eléments surfaciques définies	32

Figure 2.17 : Choix du traçage libre.	32
Figure 2.18 : Le tracé libre de la structure.	32
Figure 2.19 : Extrude de l'élément coupole.	33
Figure 2.20 : Extrude de la ceinture.	34
Figure 2.21 : Reproduction des poteaux.	34
Figure 2.22 : Choix des conditions aux limites.	35
Figure 2.23 : Visualisation de la structure complète.	35
Figure 2.24 : Définitions des charges.	35
Figure 2.25 : Cas de charge sismique.	36
Figure 2.26 : Ajout du spectre de réponse.	38
Figure 2.27 : Introduction des paramètres de l'eurocode8.	39
Figure 2.28 : Introduction des charges d'exploitation Sn et Ouvriers.	39
Figure 2.29 : affichage de la charges Q eau sur la couple du fond le cheminé et la paroi.	40
Figure 2.30 : Concept de la masse ajoutée de Westergaard (Bouchala, 2014).	41
Figure 2.31 : Affichage de la charges Q hydrodynamique.	42
Figure 2.32 : Introduction des combinaisons.	42
Figure 2.33 : Choix des résultats.	44
Figure 2.34 : Représentation des poteaux de la structure.	50

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

Figure 3.1 : Rigidité des ressorts.	54
Figure 3.2 : Visualisation des ressorts.	54
Figure 3.3 : Représentation de la période de la base encastree et la base flexible.	55
Figure 3.4 : Représentation des valeurs des déplacements cas base encastree et base flexible.	57
Figure 3.5 : Représentation des efforts tranchants appliqués sur différents éléments dans les case de base encastree et base flexible.	59
Figure 3.6 : Représentation des moments fléchissant appliqués sur les différents éléments pour le réservoir a base encastree et le réservoir a base flexible.	62
Figure 3.7 : Dimension du socle (Mestat, 1997).	62
Figure 3.8 : Définition des caractéristiques du sol.	63
Figure 3.9 : Introduction des caractéristiques géométrique du sol.	63

Figure 3.10 : Division de la surface crée.	64
Figure 3.11 : Géométrie définitive du sol.	64
Figure 3.12 : Maillage du socle.	65
Figure 3.13 : Visualisation de la modélisation du sol.	66

Introduction Générale

L'interaction sol structure est un concept qui cherche à montrer que pour une structure reposant sur un sol de fondation, il existe une influence réciproque dans le comportement du sol et de la structure, selon les caractéristiques de la structure et le mouvement du sol. La complexité du problème d'interaction sol structure réside dans l'intégration et le couplage des deux éléments, le sol et la structure. Ce phénomène peut décrire les effets qui se produisent dans le plan du contact entre la masse du sol et la structure, de sorte que, dans l'analyse de la réponse dynamique, non seulement les propriétés structurelles soient incluses mais également les propriétés du sol sous-jacent. Le comportement sismique d'un ouvrage dépend du mouvement sismique imposé par le sol à la réponse dynamique de l'ouvrage, du comportement des fondations pendant et après le séisme, ainsi que la capacité de résistance de la superstructure. La prise en compte des caractéristiques du sol, qui jouent un rôle important sur les aspects dynamiques de la structure, revêt donc une importance particulière dans l'étude des effets de l'interaction sol structure sur la réponse sismique de l'ouvrage.

L'étude menée consiste à montrer l'influence de l'interaction sol-structure sur le comportement d'un réservoir surélevé. La réponse de la structure étudiée est évaluée dans un premier temps en considérant l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base (modèle classique). Dans un deuxième modèle (modèle sol-structure), nous considérons le couplage sol-structure en utilisant les ressorts pour la réaction du sol. Enfin dans un troisième modèle, le sol est modélisé compte tenu de sa géométrie et ses caractéristiques. Les simulations numériques sont effectuées en considérant le type de spectre de réponse associée au sol ferme suivant les paramètres de l'eurocode8.

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 sap2000 pour le modèle classique (base encastree), 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 les méthode directe. Les résultats de comparaisons des périodes fondamentales, des déplacements et ses efforts internes (efforts tranchants et moments fléchissant) seront analysés.

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

Introduction

La performance d'une fondation au cours de sa durée de vie dépend à la fois de l'action de la superstructure et de la réponse du sol en contact. **L'interdépendance du comportement mécanique entre le sol sous la fondation et la structure est appelée « interaction sol-structure »**. Le phénomène d'interaction sol-structure est fortement affecté par la raideur de la structure qui dépend des matériaux de construction, de sa géométrie et de la méthode de construction.

L'application d'une charge engendre des déformations et une redistribution des contraintes dans le sol au voisinage de la fondation. Cette redistribution des contraintes dépend de la rigidité de la fondation, des propriétés de l'interface et de la nature du sol.

La connaissance de l'état de contrainte au contact sol-fondation est nécessaire pour un dimensionnement réaliste qui prend en compte le seuil de capacité portante du sol. Cette contrainte au contact joue un rôle encore plus important dans l'étude de l'interaction sol-structure sur les sols gonflants, à cause de l'existence du couplage hydromécanique (**Belhadj, 2015**)

Pour comprendre ce phénomène d'interaction sol structure, nous présentons dans ce premier chapitre le concept de l'interaction sol structure, son effet sur le comportement global de la structure ainsi que les méthodes de prise en compte du phénomène ; à savoir les méthodes directes, les méthodes de sous structures et les méthodes hybrides.

1.1. Concept de l'interaction sol-structures

Nous considérons deux structures identiques dont l'une est encastrée dans un rocher, et l'autre repose sur un massif de sol plus souple. Nous pouvons imaginer que les deux structures se comportent de manière complètement différente sous chargement sismique.

Dans le cas de la structure reposant sur un massif de sol souple, dont la rigidité et les fréquences propres s'avèrent moins importantes que celle encastrée dans un rocher, il se peut que des déplacements plus amplifiés apparaissent. Ceci indique que les propriétés du sol ont un effet significatif sur le comportement dynamique de la structure. Réciproquement, le comportement du sol peut être modifié par la présence de la structure. En effet, le comportement du sol en champ libre peut différer significativement de celui en présence de la structure. L'influence de la structure sur le comportement du sol dépend fortement du contraste de leurs rigidités. Prenons l'exemple montré ci-après, la structure encastrée dans le rocher n'aura aucun effet sur le comportement du sol en champ libre. Étant donné que la rigidité du rocher est infiniment grande, l'insertion de la structure dans le rocher ne modifie pratiquement pas la rigidité de l'ensemble sol-structure. De même, les efforts inertiels générés par la masse de la structure n'ont aucun effet sur le rocher très rigide.

Pour une structure reposant sur un massif de sol plus souple, nous distinguons la notion d'interaction cinématique de celle d'interaction inertielle (**Grange, 2008**)

- L'interaction cinématique se traduit par la différence entre le mouvement sismique en champ libre et celui dans un champ dont l'excavation et l'inclusion de la fondation ont changé les caractéristiques. Elle ne résulte que de la différence de raideur entre le sol et la fondation, qui l'empêche de suivre les mouvements imposés par le sol. Cette interaction cinématique est souvent négligée dans les codes parasismiques qui adoptent généralement une méthode simplifiée consistant à calculer les efforts sismiques à partir des forces inertielles.
- L'interaction inertielle provient des efforts d'inertie engendrés par la masse de la structure à sa base et donc dans le sol sous effet du mouvement imposé à la fondation. En plus de l'interaction cinématique, elle aussi modifiera le champ de déplacement. Ainsi, l'influence de la structure sur le sol et celle du sol sur la structure existent de manière concomitante.

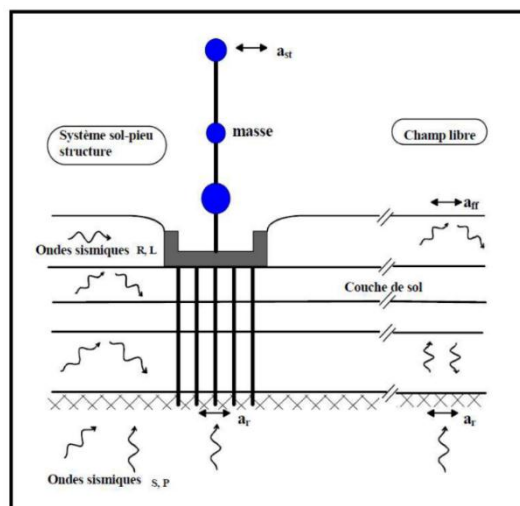


Figure1.1 : Illustration de l'ISS (Grange, 2008).

1.2. Effet de l'interaction sol-structures sur le comportement global des ouvrages

D'une manière générale, la déformabilité du sol entraîne

- Un allongement de la période de vibration du premier mode notamment, qui peut provoquer une variation en plus ou en moins de la valeur de l'accélération selon la zone ;
- Un amortissement non négligeable (amortissement radiatif + amortissement propre au matériau sol) ;
- Une rotation de la fondation qui peut modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des accélérations sur la hauteur du bâtiment ;
- Le mouvement du sol à la base du bâtiment est supposé identique à celui du champ libre, dans les cas courants cette approximation est considérée comme acceptable ;

Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l'ISS ont tendance à être bénéfiques puisqu'ils réduisent les moments fléchissant et les efforts tranchants dans les différents éléments de la structure.

Pour les structures pour lesquelles la prise en compte de l'ISS n'est pas imposée par l'Eurocode 8, la prise en compte de l'ISS permet en général une réduction des sollicitations par une dissipation au niveau du sol et par une lecture spectrale plus favorable. En effet, on peut voir sur la figure 2 que la prise en compte de l'ISS permet d'augmenter la période propre d'oscillation de la structure ce qui dans la plupart des cas diminue la valeur de la réponse sismique. De plus, sur cette même figure on peut voir qu'avec un amortissement plus important la réponse est également plus faible.

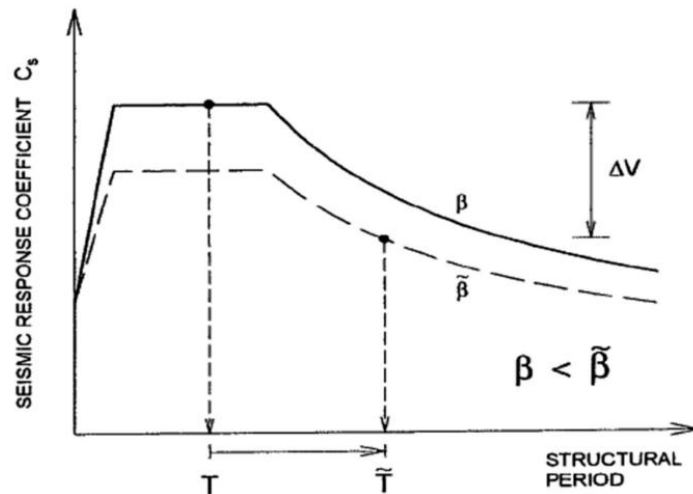


Figure 1.2 : Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS (Haitem, 2017).

Il existe ainsi plusieurs raisons de considérer l'interaction sol-structure

- Pour inclure dans l'analyse des modes de déformation les mouvements à la base de la structure, en considérant un système couplé sol-structure ;
- Pour obtenir une meilleure connaissance de la fréquence de vibration du système couplé qui sera allongée, avec des implications pour son dimensionnement ou son évaluation ;
- Pour évaluer complètement le comportement d'ouvrages critiques.

1.3. Méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure

Pour prendre en compte l'effet de l'interaction sol-structure, nous distinguons trois catégories de méthodes qui sont respectivement les méthodes directes, les méthodes de sous-structures et les méthodes hybrides.

1.3.1 Méthodes directes

Les méthodes directes, appelées aussi méthodes globales, traitent le problème de l'interaction sol-structure dans sa globalité de façon à obtenir les réponses du sol et de la structure simultanément. Elles consistent à résoudre directement l'équation du mouvement dans l'ensemble du système sol-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. (Zhang., 2011).

Pour résoudre ce système d'équation, on fait recours aux méthodes numériques (méthodes des éléments finis) parce que sa résolution directe est très complexe.

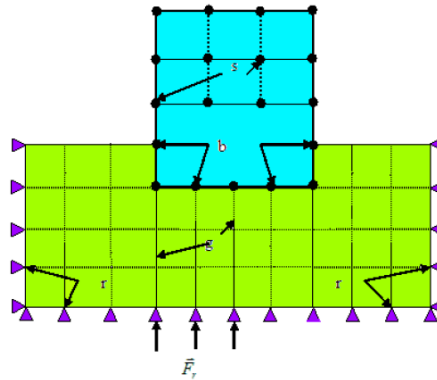


Figure 1.3 : Modèle d'une méthode directe (Bou Mehdi. 2015).

1.3.1.1 Démarche de résolution

La démarche de résolution de cette méthode est présentée par la figure (1.4) :

- 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.

Ce mouvement calculé est appliqué uniformément à la base du modèle sol-structure. La réponse est obtenue par résolution de l'équation (1.1) (Bou Mehdi. 2015).

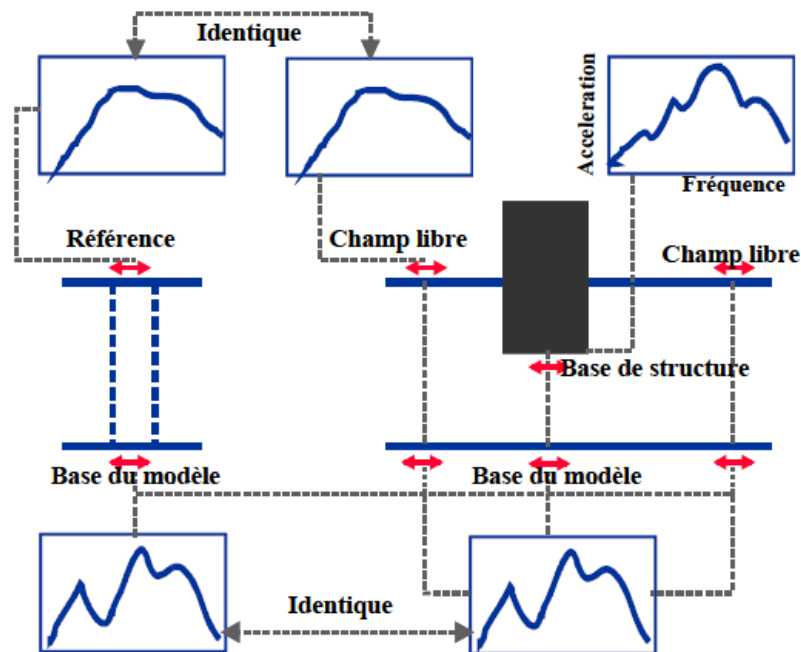


Figure 1.4 : Schématisation d'un problème d'interaction sol - structure en éléments finis (Belhadj).

- **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 :

- 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) ;
- 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 ;
- Il est difficile de définir d'une manière précise la frontière extérieure du massif du sol. En effet une onde frappant la frontière fictive extérieure du sol peut 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).

1.3.2 Méthodes de sous-structures

L'idée consiste à analyser le problème d'ISS en plusieurs étapes successives, chacune des étapes étant réputée plus facile à résoudre que le problème global (Méthode directe). Cette méthode est basée sur le principe de superposition en découplant les analyses cinématique et inertielle.

1.3.2.1 Démarche de résolution

Une considération propre des effets d'ISS dans une approche par sous-structure demande :

- L'évaluation du mouvement du champ libre (en absence de la structure et de la fondation) et des propriétés matérielles du sol ;
- L'évaluation des fonctions de transfert pour convertir les mouvements du champ libre aux mouvements qu'il faut appliquer à la fondation ;
- L'incorporation des ressorts et amortisseurs pour représenter la raideur et l'amortissement à l'interface sol-fondation ;

- L'analyse de la réponse du système combiné (structure-ressort/amortisseur) tout en appliquant le mouvement estimé de l'étape (2) à la fondation ;

La figure (1.5), explique d'une manière plus détaillée ces étapes.

- **Premièrement**, il faut définir le mouvement qu'il faut appliquer à la fondation (fondation input motion, FIM) qui prend compte de la raideur et de la géométrie de la fondation. Puisque l'inertie est traitée séparément, ce mouvement est estimé en considérant la fondation et la structure sans masse (figure 1.5b). En général, ce mouvement diffère du mouvement du champ libre. Elle implique à la fois des composants de translation et de rotation et représente la sollicitation sismique appliquée à la fondation et le système structurel. La variation entre le mouvement du champ libre et celle de la fondation est exprimée par la fonction de transfert. Cette dernière représente, dans le domaine fréquentiel, le ratio du mouvement de la fondation par rapport au mouvement du champ libre. Puisque les effets inertiels sont négligés, la fonction de transfert représente les effets de l'interaction cinématique seulement. Ainsi pour déterminer le mouvement qu'il faut appliquer à la fondation (FIM), il faut au début évaluer la réponse du champ libre du site qui est la variation spatiale et temporelle du mouvement du sol en absence de la structure et de la fondation. Après avoir établi le mouvement en champ libre, des analyses de propagation des ondes sont réalisées pour estimer le mouvement qu'il faut appliquer à la fondation (FIM) tout au long de l'interface sol-fondation (figure 1.5d).
- **Deuxièmement**, il faut déterminer les fonctions d'impédance, raideur et amortissement, dépendant de la fréquence et représentant les caractéristiques de l'interaction sol-fondation. Ces raideurs et amortissements sont caractérisés en utilisant des modèles de fonction d'impédance relativement simples pour fondation rigide (figure 1.5c (i)) ou une série de ressorts et amortisseurs distribués autour de la fondation (figure 1.5c (ii)). Le dernier cas de ressorts et amortisseurs distribués sont nécessaires lorsque les éléments de la fondation sont non-rigides, ou lorsque des sollicitations internes sont requises (moments, cisaillement, déformations).
- **Troisièmement**, la superstructure est modélisée au-dessus de la fondation et le système est excité à travers la fondation en déplaçant les extrémités des ressorts et des amortisseurs tout en utilisant les composants de balancement et de translation du mouvement (FIM) estimé ci-avant. Il faut noter que ce mouvement varie avec la profondeur, alors que dans le cas des ressorts et amortisseurs distribués autour des

éléments d'une fondation flexible (figure 1.5 d (ii)), des déplacements du sol différentiel doivent être appliqués toute au long de la profondeur.

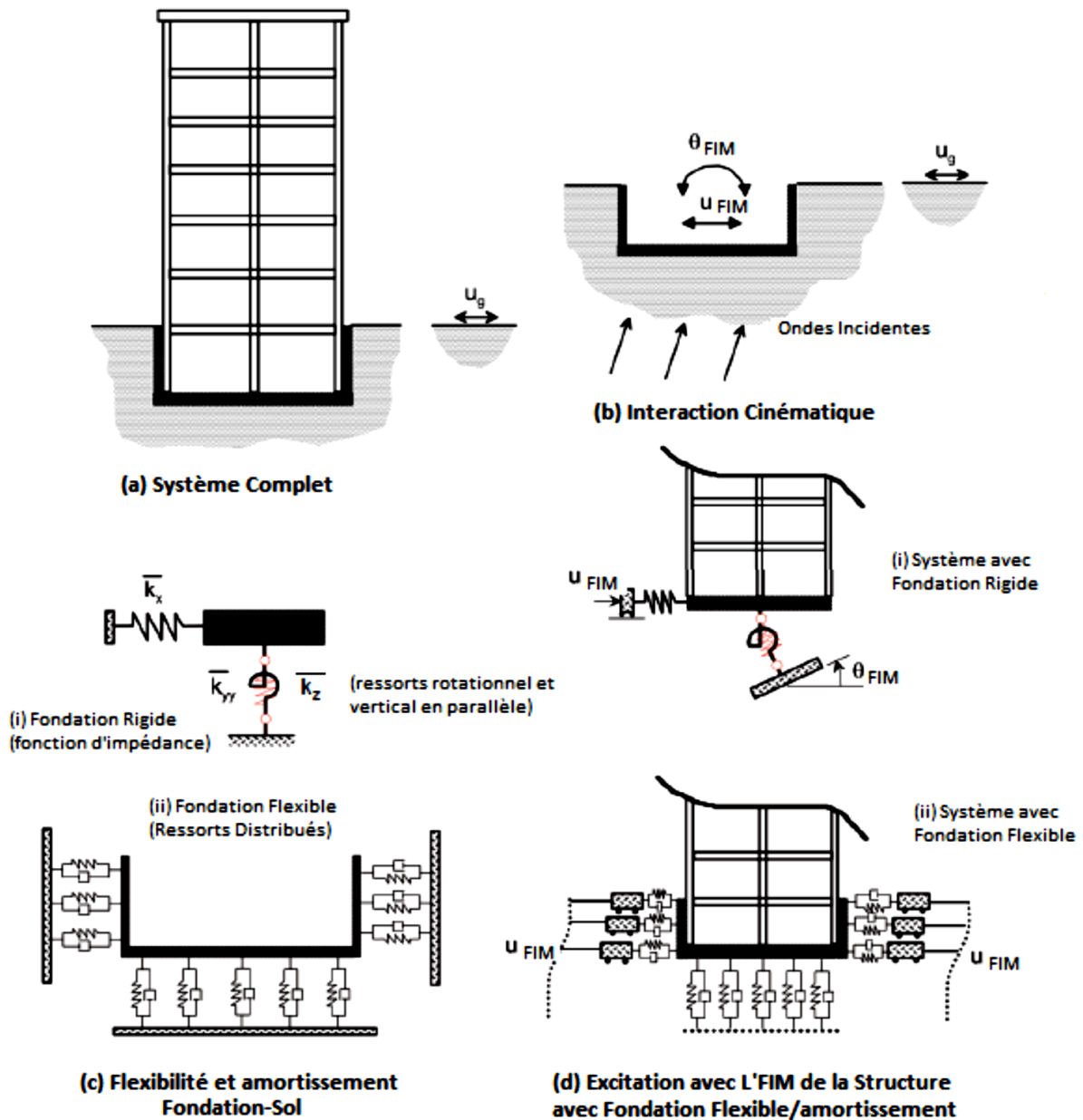


Figure 1.5 : Schématisation d'une approche par sous-structure pour l'analyse de l'interaction sol-structure en utilisant deux configurations de fondation : (i) fondation rigide ; ou (ii) fondation flexibles (Louay2009).

1.3.2.2 Formulation du problème

Les sous-structures sont constituées d'une part du sol avec l'excavation et d'autre part de la structure (figure 1.6). Alors on présente les équations d'équilibre de chaque sous système, puis on applique à ces deux équations les conditions de compatibilité à l'interface (continuité du déplacement et du vecteur contrainte).

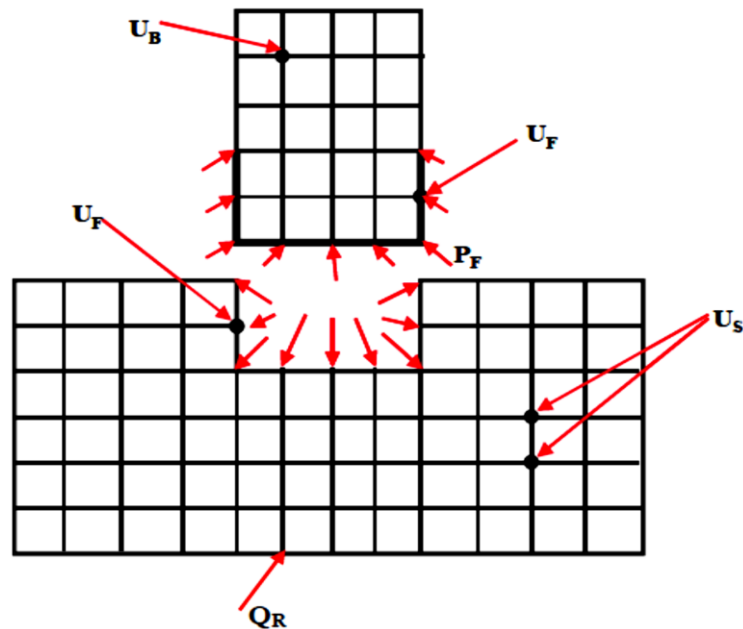


Figure 1.6 : Schématisation d'une méthode de sous-structure (Benlaala).

Comme il est évident dans la figure (1.6), les déplacements de la structure sont désignés par l'indice B, ceux du sol par l'indice S, et ceux de l'interface sol-structure par l'indice F. Les vecteurs chargements sont désignés avec l'indice F pour l'interface sol-fondation et l'indice R pour les frontières du modèle (inférieure et latérales), le vecteur Q_R ne comporte des valeurs non nulles qu'à ces nœuds.

L'équation dynamique du mouvement est formulée dans le domaine fréquentiel. Les grandeurs, par exemple le déplacement U , s'expriment sous la forme de leur transformée de Fourier : $U = \sum_n \tilde{u}(\omega_n) e^{i\omega_n t}$. Les transformées de Fourier sont symbolisées avec l'indice \sim au-dessus de la variable et l'indice n sont omis.

a- Matrice de la raideur dynamique

La matrice de la raideur dynamique $[S]$ s'exprime comme suit :

$$[S] = [K] + i\omega[C] - \omega^2[M] \quad (1.2)$$

Où $[K]$, $[C]$ et $[M]$ sont respectivement la matrice de la raideur statique, la matrice d'amortissement et la matrice de masse.

Pour ne pas alourdir la présentation des équations d'équilibre ci-après, les termes d'amortissement sont omis de la matrice de la raideur dynamique $[S]$ -ce qui donne :

$$[S] = [K] - \omega^2[M] \quad (1.3)$$

b- Raideurs statique (Bou Mehdi, 2015)**b1- Fondation circulaire**

- **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-Rosenblueth des raideurs statiques d'une fondation circulaire surfacique.

Degré de liberté	Raideur statique
Vertical	$K_Z = \frac{4G.r_o}{1-V}$
Horizontal	$K_X = \frac{32(1-v)G.r_o}{7-8V}$
Balancement	$K_\theta = \frac{8G.r_o^3}{3(1-V)}$
Torsion	$K_\phi = \frac{16.G.r_o^3}{3}$

r_o : rayon de la fondation

V : coefficient de poisson

$G = \frac{E}{2(1+V)}$: module de cisaillement dynamique du sol

- **Guide de SETRA pour les ponts en zones sismique**

Buchi (2013) affirme que, pour des semelles superficielles, le guide de SETRA (Eurocode 8 et 5) donne des raideurs qui sont utilisables dans le cas des structures simples à peu de degrés de liberté 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 liberté	Raideur statique
vertical	$K_{Z.surf} = \frac{4}{1-V} GR$
Horizontal	$K_{X.surf} = \frac{8}{2-V} GR$
balancement	$K_{\theta.surf} = \frac{8}{3(1-V)} GR^3$
Torsion	$K_{\phi.surf} = \frac{16GR^3}{3}$

R : rayon de la fondation ;

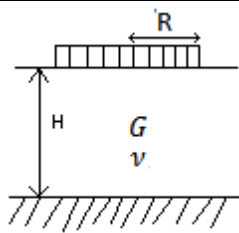
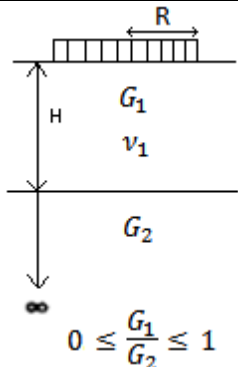
V : coefficient de poisson ;

G : module de cisaillement dynamique du sol.

- **Formules de Gazetas**

Ces formules sont données par Gazetas (1983) pour une fondation circulaire sur une couche de sol reposant sur une base rigide, ainsi que pour une couche qui repose elle-même sur une couche plus raide ($G_2 \geq G_1$). Le tableau (1.3) 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 reposant sur un lit rocheux	Couche reposant sur une couche plus raide
		
Degré de liberté	Raideur statique	Raideur statique
Vertical	$K_{Z.surf} = \frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R}{H}\right)$ $H/R > 2$	$K_{Z.surf} = \frac{4G_1 R}{1-\nu_1} \frac{(1 + 1.28 \frac{R}{H})}{(1 + 1.28 \frac{R}{H} \frac{G_1}{G_2})}$ $1 \leq H/R < 5$
Horizontal	$K_{x.surf} = \frac{8GR}{2-\nu} \left(1 + \frac{R}{2H}\right)$ $H/R > 1$	$K_{x.surf} = \frac{8G_1}{2-\nu_1} \frac{(1 + \frac{R}{2H})}{(1 + \frac{R}{2H} \frac{G_1}{G_2})}$
Balancement	$K_{\theta.surf} = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R}{6H}\right)$ $4 \geq H/R > 1$	$K_{\theta.surf} = \frac{8GR^3}{3(1-\nu_1)} \frac{(1 + \frac{R}{6H})}{(1 + \frac{R}{6H} \frac{G_1}{G_2})}$
Torsion	$K_{\phi.surf} = \frac{16GR^3}{3}$ $H/R \geq 1.25$	

b2. Fondation rectangulaire

- Formules de Newmark-Rosenblueth

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

Tableau 1.4 : Formules de Newmark-Rosenblueth des raideurs statiques d'une fondation rectangulaire surfacique (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	$K_\varphi = \frac{G}{1-\nu} \beta_\varphi a^2 b$

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.

β_z , β_x et β_φ sont des paramètres dépendant du rapport et ils sont donnés par l'abaque suivant

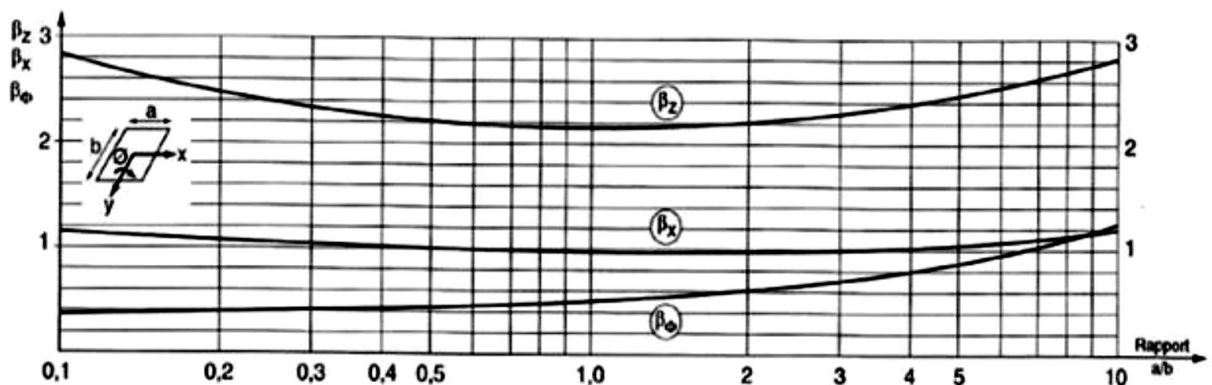


Figure 1.7 : Abaque donnant les coefficients de Newmark (Buchi, 2013).

- Formule de Pais et Kausel

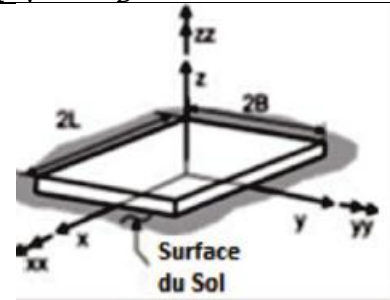
Le tableau (1.5) présente les expressions données par Pais et Kausel (1988), des raideurs statiques pour les trois degrés de libertés de translation et de rotation d'une fondation rectangulaire rigide reposant sur la surface d'un sol homogène.

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



G : module de cisaillement dynamique du sol

V : coefficient de poisson

- **Formule de Gazetas ; Mylonakis et al**

Le tableau (1.6) présente les expressions des raideurs statiques données par Gazetas (1991) ; Mylonakis et al (2006) pour trois degrés de libertés de translation et de rotation d'une fondation rectangulaire rigide reposant sur la surface d'un demi espace homogène.

Tableau 1.6 : Formule de Gazetas (1991) et Mylonakis et al (2006) des raideurs statiques d'une fondation rectangulaire surfacique (NEHREP, 2012) .

Degré de liberté	Raideur statique
Translation suivant l'axe Z	$k_{z,surf} = \frac{2GL}{1-\nu} [0.73 + 1.54 (\frac{B}{L})^{0.75}]$
Translation suivant l'axe Y	$k_{y,surf} = \frac{2GL}{2-\nu} [2 + 2.5 (\frac{B}{L})^{0.85}]$
Translation suivant l'axe X	$k_{x,surf} = k_{y,surf} - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL (1 - \frac{B}{L})$
Torsion autour de l'axe Z	$k_{zz,surf} = G \int_t^{0.75} [4 + 11 (1 - (\frac{B}{L})^{10})]$
Balancement autour de l'axe Y	$k_{yy,surf} = \frac{G}{1-\nu} (I_y)^{0.75} [3 (\frac{L}{B})^{0.15}]$
Balancement autour de l'axe X	$k_{xx,surf} = \frac{G}{1-\nu} (I_x)^{0.75} (\frac{L}{B})^{0.25} [2.4 + 0.5 (\frac{B}{L})]$

G : module du cisaillement du sol ;

V : coefficient de poisson ;

I_x et I_y : les moments d'inertie du radier autour des axes X et Y respectivement .

b3. Formules des fondations circulaires utilisées pour des fondations rectangulaires

Une fondation rectangulaire peut être simulée à une fondation circulaire équivalente (Figure 1.8). Cette simulation est faite en adoptant un rayon équivalent pour les fondations rectangulaires. Ainsi, en adoptant un rayon équivalent, on peut utiliser les formules des fondations circulaires décrites ci-avant pour calculer les raideurs des fondations rectangulaires. D'après Buchi (2013), les formules spécifiques aux fondations rectangulaires donnent des résultats similaires aux formules pour les fondations circulaires quand on adopte un rayon équivalent.

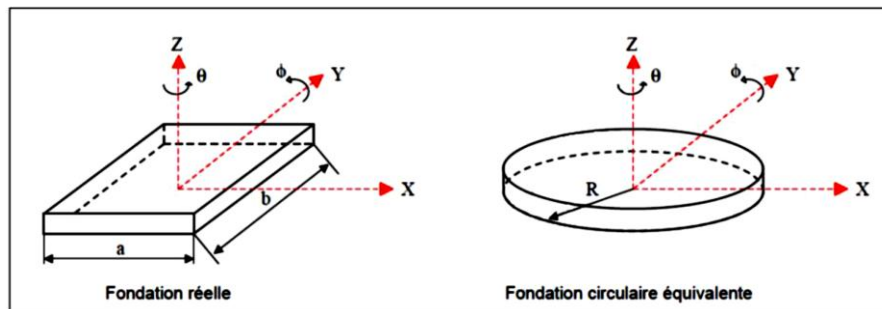


Figure 1.8: Fondation circulaire équivalente. (Buchi, 2013)

Pour les raideurs en translation, il faut que la fondation circulaire équivalente offre la même section que la fondation rectangulaire réelle, soit : $\pi R^2 = a \times b$ d'où la considération d'une fondation circulaire équivalente avec un rayon : $R = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}}$, où (A_0 l'aire de la fondation rectangulaire).

Pour les raideurs en rotation, il faut que la fondation circulaire équivalente représente la même inertie, soit : $\frac{\pi R^2}{4} = a \times \frac{b^3}{12}$ pour la rotation autour de l'axe Ox et $\frac{\pi R^2}{4} = b \times \frac{a^3}{12}$ pour la rotation autour de l'axe Oy, d'où la considération d'une fondation circulaire équivalente avec un rayon :

$$R = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}} ; I_0 = a \times b^3/12 \quad (\text{autour de Ox}) \text{ et } I_0 = b \times a^3/12 \quad (\text{autour de Oy}).$$

- **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.

1.3.3. Méthodes hybrides

1.3.3.1 Principe

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.

Hormis la méthode classique des éléments finis, une nouvelle méthode basée sur le concept de macroélément a été développée depuis trois décennies de manière à reproduire les non-linéarités dans le champ proche. Le concept de macroélément a été développé pour la première fois par Nova et Montrasio, 1991 (Grange, 2008) dans le domaine géo mécanique. Dans le cas d'une fondation superficielle reposant sur un massif de sol, il consiste à considérer la fondation et le sol dans un domaine fini (champ proche) en un élément. Cet élément permet de prendre en compte toutes les non-linéarités du système d'une manière globale. Les chargements agissant sur la fondation ainsi que ses déplacements sont modélisés en variables généralisées et concentrés en un point représentatif. A partir des déplacements appliqués au système, nous calculons les efforts associés en prenant en compte les non-linéarités. Ainsi le concept de macroélément permet une conception de structures basée sur les déplacements.

Depuis sa première parution, les modèles de macroélément ont été développés par de nombreux auteurs. Nous présentons très brièvement par la suite l'évolution de cette méthode sans entrer dans les détails.

Semelle filante de largeur B reposant sur un sable lâche sous chargements statiques excentrés et inclinés en 2D, c'est-à-dire, un effort vertical V , un effort horizontal H et un moment M . A partir des résultats expérimentaux, [Nova et Montrasio, 1991] montrent que le critère de rupture du système sol-fondation est indépendant du chemin de chargement et s'écrit de la manière suivante :

$$f(\xi, h, m) = h^2 + m^2 - \xi^2(1 - \xi)^{2\beta} = 0 \quad (1.12)$$

Dans cette expression, les termes ξ , h et m , représentent les éléments du vecteur d'efforts généralisé adimensionné Q défini par les auteurs :

$$Q \equiv \begin{Bmatrix} \xi \\ h \\ m \end{Bmatrix} = \frac{1}{V_M} \begin{Bmatrix} V \\ H/\mu \\ M/\psi_B \end{Bmatrix} \quad (1.13)$$

Où V_M est l'effort vertical maximum admissible par la fondation sur un sol donné, μ est le coefficient de frottement entre le sol et la fondation, β et ψ sont les coefficients constitutifs adimensionnels.

En introduisant la variable d'érouissage ρ_c , [Nova et Montrasio, 1991] proposent la surface de charge, à l'intérieur de laquelle le comportement reste élastique, écrite comme suit :

$$f(\xi, h, m) \equiv h^2 + m^2 - \xi^2 \left(1 - \frac{\xi}{\rho_c}\right)^{2\beta} = 0 \quad (1.14)$$

Une fois que le point de charge se trouve sur la surface de charge en se déplaçant vers l'extérieur, des déplacements plastiques auront lieu. La surface de rupture et la surface de charge ont une forme d'un ballon de rugby dans l'espace des efforts adimensionnés. La loi d'érouissage ρ_c est définie en fonction des déplacements. Lorsque $\rho_c = 1$, la surface de charge et la surface de rupture coïncident et le système atteint la rupture. Une loi d'écoulement non-associée est également proposée.

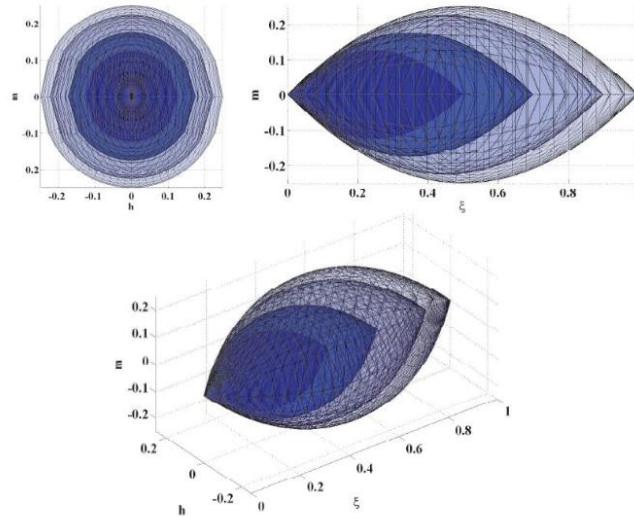


Figure 1.9: Critère de rupture et quelques surfaces de charges pour le modèle de Nova (Grange, 2008).

- **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 macroélément 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.

1.4. Quelques travaux réalisés

Plusieurs auteurs se sont intéressés à l'influence de l'ISS sur la réponse dynamique des structures. 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

Après avoir pris connaissance du phénomène ISS, et des méthodes de calcul nous avons déduit que la méthode directe et la méthode des sous-structures s'adaptent le plus facilement en calcul numérique sur SAP 200 pour l'analyse dynamique des réservoirs de stockage surélevé en béton armé. Différentes formules sont proposées dans la littérature pour l'évaluation des raideurs statiques, nous avons utilisé la formule de Newmark-Rosenblueth qui est adaptée au fondations circulaire.

*Chapitre 2 : Modélisation d'un réservoir
surélevé à base encastrée*

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 Sap2000. La condition d'encastrement à la base est considérée dans ce cas d'étude.

2.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de cette étude est un réservoir surélevé circulaire en béton armé sur (pilotis), de capacité 100 m^3 , implanté à SIKH-OUMEDOUR dans la wilaya de Tizi Ouzou (zone IIa).

2.1.1. Géométrie

Les Caractéristiques géométriques du réservoir (château d'eau) sont illustrées dans le tableau 2.1 :

Tableau 2.1 : Caractéristiques géométriques du château d'eau.

Paramètres	Valeurs	Unités
Hauteur total du réservoir	13.08	m
Diamètre intérieur	06.00	m
Diamètre extérieur	06.20	m
Hauteur total de la paroi	3.2	m

2.1.2. Eléments composant le réservoir

- (1) – Lanterneau ;
- (2) - Coupole de couverture ;
- (3) -Ceinture supérieure ;
- (4) -Paroi de la cuve ;
- (5) – Cheminée ;
- (6) - Ceinture intermédiaire ;
- (7) - Coupole de fond ;
- (8) - Tronc de cône ;
- (9) -Ceinture inférieure ;
- (10) - Support en pilotis ;
- (11) –Entretoise.

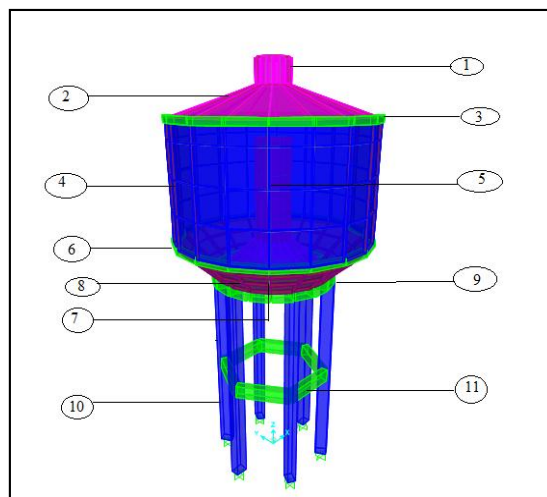


Figure 2.1: éléments composant le réservoir

2.2. Caractéristiques du béton utilisé

Le béton utilisé est dosé à 400 kg/m^3 , de ciment C.P.A. 400 de classe 45 R (Conditions 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 $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ et la résistance du béton à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

La valeur de la contrainte maximale à la compression à considérer pour le béton est donnée par la relation suivante :

- **A l'ELU**

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

Où :

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 maximale 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 (m^4) ;

E : Module de déformation du béton en (KN/m^2) ;

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

g : l'accélération de la pesanteur= $9,81m/s^2$.

2.3.1. Module de Young

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (2.4)$$

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

D'où : $E = 3263000$ kN / m^2

2.3.2. Calcul du moment d'inertie I_x, I_y d'un poteau par rapport aux axes passant par son centre de gravité G_z

Dans une analyse dynamique, la masse de la structure est utilisée pour calculer les forces d'inertie. La masse est obtenue à partir des éléments en utilisant la masse volumique du matériau et le volume de l'élément. Cela produit automatiquement des masses concentrées au niveau des nœuds. Les valeurs de masse d'élément sont égales pour chacun des trois directions. Aucun moment d'inertie de masse n'est produit pour les degrés de liberté libre en rotation. Cette approche est adéquate pour la plupart des analyses.

Isolons un poteau portant le numéro (i), et cherchons à déterminer le moment d'inertie par rapport aux axes centraux G_x et G_y (passant par son centre de gravité G) (figure 2.2).

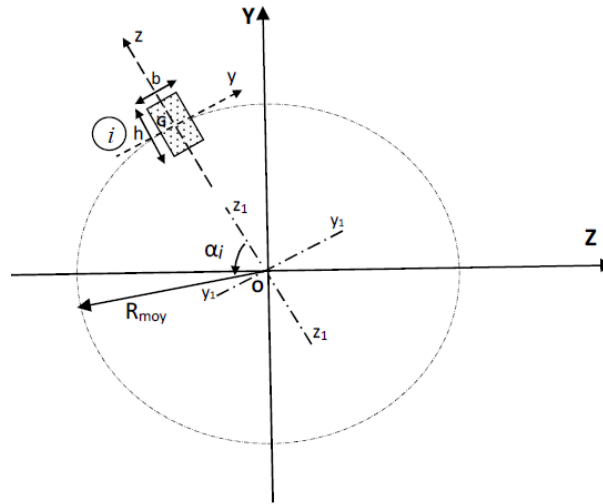


Figure 2.2 : Représentations d'un poteau (i) dans le repère central (Tabellout, 2014).

Moment d'inertie par rapport à l'axe O_{z1}

$$I_{Z1}^i = \frac{hb^3}{12} \quad (2.5)$$

Moment d'inertie par rapport à l'axe O_{y1}

$$I_{y1}^i = \frac{bh^3}{12} + R_{moy}^2 (b \cdot h) \quad (2.6)$$

Moment d'inertie par rapport à l'axe OZ

$$I_Z^i = \frac{I_{Z1}^i + I_{y1}^i}{2} + \frac{I_{Z1}^i - I_{y1}^i}{2} \cos 2\alpha_i \quad (2.7)$$

Moment d'inertie par rapport à l'axe OY

$$I_Y^i = \frac{I_{Z1}^i + I_{y1}^i}{2} - \frac{I_{Z1}^i - I_{y1}^i}{2} \cos 2\alpha_i \quad (2.8)$$

Tableau 2.3 : Moment d'inertie du support.

N° du Poteau	Alpha(°)	alpha (rad)	moment d'inertie par rapport aux axes Oz1 et Oy1 [m4]		moment d'inertie par rapport aux axes Oz1 et Oy1 [m4]	
			Iz1	Iy1	Iz	Iy
1	120	2.09	0.0009	0.3088	0.231825	0.077875
2	60	1.05	0.0009	0.3088	0.231825	0.077875
3	0	-	0.0009	0.3088	0.000900	0.3088
4	120	2.09	0.0009	0.3088	0.231825	0.077875
5	60	1.05	0.0009	0.3088	0.231825	0.077875
6	0	-	0.0009	0.3088	0.000900	0.3088
			Somme		0.9291	0.9291

2.3.3. Centre de gravité

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

$$Z_g = \frac{\sum_1^8 P_i Z_i}{\sum_1^8 P_i} \quad (2.9)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau 2.4 :

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

Elément	Zi(m)	Pi (tonne)	Zi*Pi (tonne. m)
Dalle circulaire du lanterneau	13.08	1.45	18.966
Coupole supérieure	12.33	6.05	74.5965
Ceinture supérieure	11.45	0.96	10.992
Cuve	11.25	15.33	172.4625
Cheminée	10.9	3.5	38.15
Ceinture intermédiaire	7.9	0.96	7.584
Ceinture inférieure	6.76	5.65	38.194
Coupole inférieure	7.7	2.2	16.94
Eau	11.05	104.29	1152.4045
somme	/	140.39	1 530.29
Zg	10.91 m		

2.3.4. Poids propre de l'ouvrage

$$P' = P + \frac{33}{140} P_1 Z_g \quad (2.10)$$

Avec :

P : Poids de la masse concentrée, égale à 140.39 t ;

P1 : Poids de support par unité de longueur t/ml, égale à 11.52 t/ml

Ce qui donne : $P' = 169.99 \text{ t}$

Les résultats de calculs de la période fondamentale sont illustrés dans le tableau 2.5 :

Tableau 2.5 : Période fondamentale du réservoir.

Paramètres	Valeurs	unités
P'	169.99	t
I	0.9291	m ⁴
E	3263000	KN/m ²
Zg	10.91	m
g	9.81	m/s ²
T	0.31	s

2.4 Calcul du paramètre α

Les règles parasismiques Algériens (**RPA, 2003**) adoptent un seul spectre de réponse pour le calcul de l'action sismique. Ce spectre est formulé comme suit :

$$\alpha = \frac{a_m}{g} \left\{ \begin{array}{ll} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3s \end{array} \right\} \quad (2.11)$$

A : le coefficient d'accélération de zone qui est en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de l'ouvrage (tableau 2.6). 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 de zone A.

Groupe D'usage	Zone sismique			
	Sismicité faible	IIa Sismicité moyenne	IIb Sismicité moyenne	III Sismicité élevée
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

η : un facteur de correction d'amortissement, donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \gg 0,70 \quad (2.12)$$

Où ξ désigne le pourcentage d'amortissement critique. Sa valeur est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages (tableau 2.7).

Tableau 2.7: Pourcentage d'amortissement critique ξ .

Remplissage	Portiques		Voile ou mur B.A / maçonnerie
	Béton armé	Acier	
Léger	6	4	10
Dense	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 $R = 2$.

Q : est le facteur de qualité de la structure ; donné par la formule 4.7 :

$$Q = 1 + \Sigma Pq \quad (2.13)$$

Où **Pq** désigne les pénalités à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, conformément au tableau 2.8.

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

Tableau 2.8 : Pénalités observées Pq.

N°	Critère q	Pq	
		Observé	Non observé
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 :

Tableau 2.9 : Périodes caractéristiques T1, T2.

Site	S_1 Site rocheux	S_2 Site ferme	S_3 Site meuble	S_4 Site très meuble
T₁ (s)	0.15	0.15	0.15	0.15
T₂ (s)	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau 2.10 : Calcul de l'accélération am/g.

Paramètre	valeur	Unité
η	0.764	-
A	0.2	-
R	2	-
Q	1	-
am/g	0.23875	m ² /s

2-5 Modélisation du réservoir sous le logiciel Sap2000

2.5.1 Présentation du logiciel SAP2000

Le SAP2000 est un logiciel qui permet l'analyse statique et dynamique de toute structure spatiale par la méthode des éléments finis.

- La modélisation se fait graphiquement, de même pour l'exploitation des résultats.
- Les résultats sont représentés sous forme de couleurs et chaque couleur est traduite par un intervalle des valeurs (**Boukais**).

2.5.2 Etapes de modélisation

Etape 01 : Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans SAP Au bas de l'écran, on sélectionne ton-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



Etape 02 : Choix du modèle

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne

File ➡ **New model** ➡ **Blank**

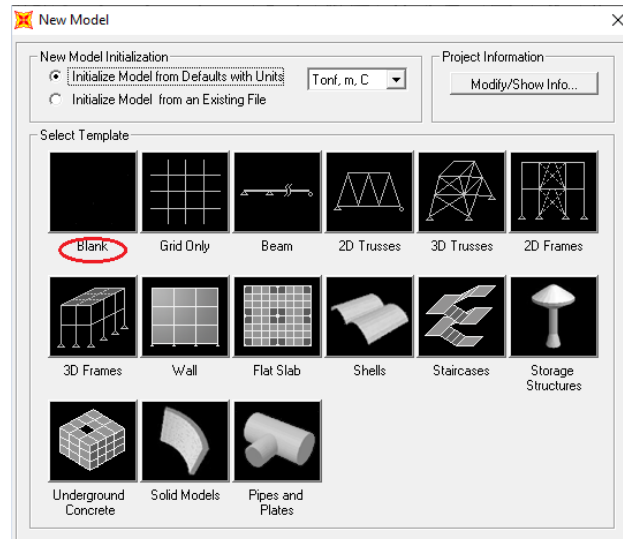


Figure 2.3: Choix du modèle de base.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

Etape 3 : Modification de la géométrie de base

Pour modifier la hauteur et la longueur de l'ouvrage, on utilise le bouton droit de la souris puis choisir :

Edit Grid data ➡ **Modify show system**

Pour introduire les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

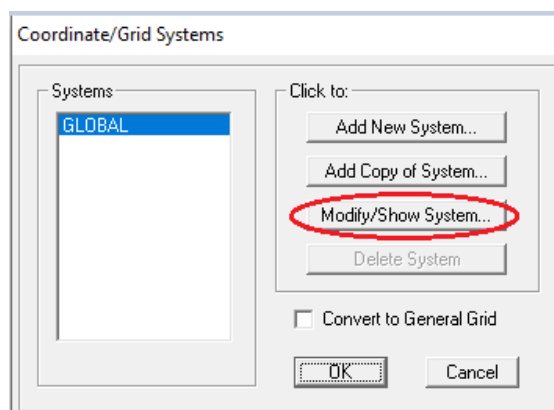


Figure 2.4: Modification de la géométrie de base.

Define Grid System Data

Edit Format

System Name: GLOBAL Units: Tonf, m, C

Grid Lines: Quick Start...

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1		0.	Primary	Show	Start	
2		0.5	Primary	Show	Start	
3		1.8	Primary	Show	Start	
4		3.1	Primary	Show	Start	
5						
6						
7						
8						

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1		0.	Primary	Show	End	
2						
3						
4						
5						
6						
7						
8						

Z Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1		0.	Primary	Show	Start	
2		3.2	Primary	Show	Start	
3		6.4	Primary	Show	Start	
4		7.9	Primary	Show	Start	
5		10.9	Primary	Show	Start	
6		11.45	Primary	Show	Start	
7		12.33	Primary	Show	Start	
8		13.03	Primary	Show	Start	

Display Grids as: ☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 2 4384

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Figure 2.5 : Introduction des valeurs géométriques.

Après avoir introduit les valeurs géométriques, on clique sur ok pour visualiser le modèle comme montré sur la figure 2.6

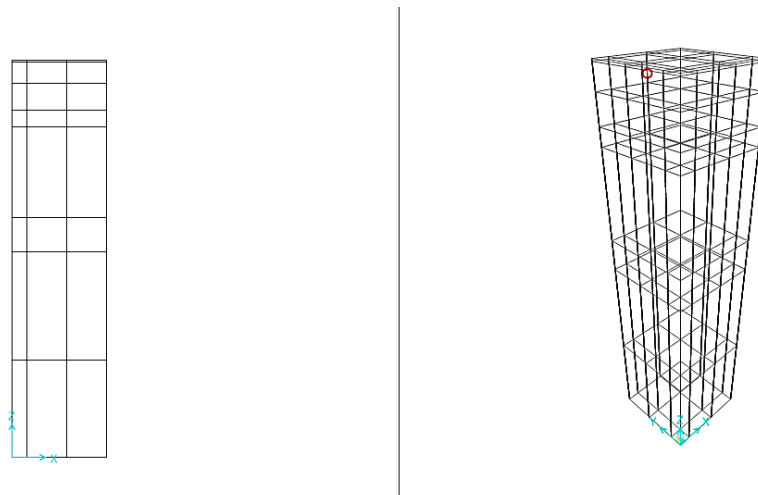


Figure 2.6 : Visualisation du modèle.

Etape 4 : définition des matériaux

A cette étape nous procédons à la définition des propriétés mécaniques des matériaux (poids volumique, module de Young ...), pour cela :

On clique sur

Define ➡ **Material** ➡ **Add New Material**

et on apporte les modifications, comme mentionné dans la figure suivante :

The 'Material Property Data' dialog box is shown with the following settings:

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: Béton
 - Material Type: Concrete
 - Material Notes: (empty)
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 24
 - Mass per Unit Volume: 0.2549
 - Units: Tonf, m, C
- Isotropic Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 32000000
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05
 - Shear Modulus, G: 13333333
- Other Properties for Concrete Materials:**
 - Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 25
 - ☐ Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor: (empty)

Buttons at the bottom: OK, Cancel.

Figure 2.7 : Définition des matériaux béton.

Etape 5 : Propriétés Géométrique

Cette étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments

- **Eléments rectangulaires :** (Ceintures, entretoise, poteaux)

Nous choisissons le menu

Define ➡ **Section Properties** ➡ **Frame Sections** ➡ **Add New Property** ➡
concrete ➡ **rectangular**

The 'Add Frame Section Property' dialog box is shown with the following settings:

- Select Property Type:** Frame Section Property Type: Concrete
- Click to Add a Concrete Section:**
 - Rectangular** (highlighted with a red circle)
 - Circular
 - Pipe
 - Tube
 - Precast I
 - Precast U

Buttons at the bottom: Cancel.

Figure 2.8 : Définition des éléments rectangulaires.

- Poteaux

On introduit les dimensions des poteaux

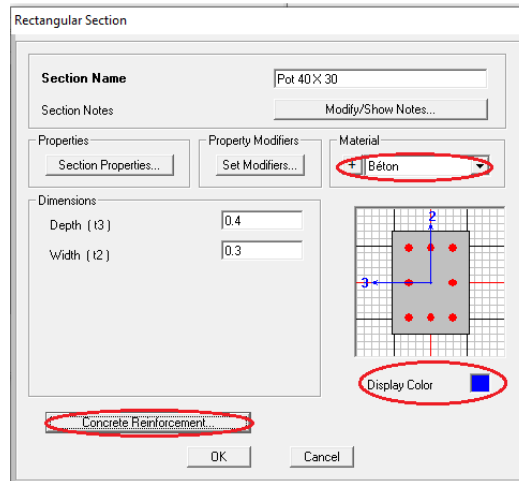


Figure 2.9 : Définition de la section des poteaux.

Puis cliquer sur concrete reinforcement pour préciser le type de la section (poutre ou poteaux)

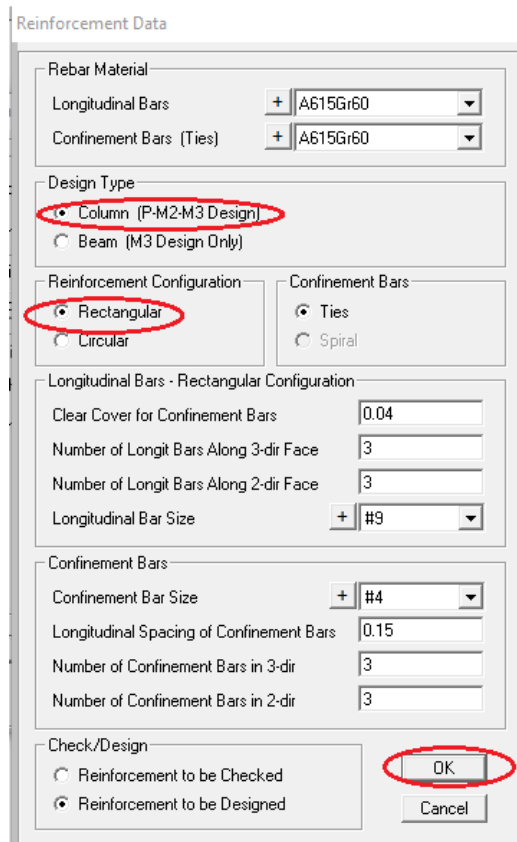


Figure 2.10 : Précision du type de la section.

- Ceintures

On introduit les dimensions des ceintures → concrete reinforcement → Beam

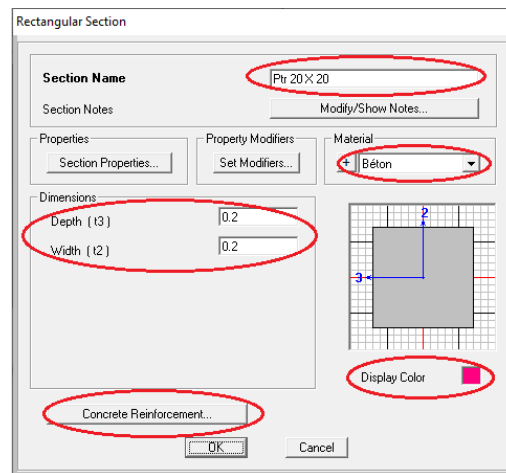


Figure 2.11 : Définition de la section des ceintures.

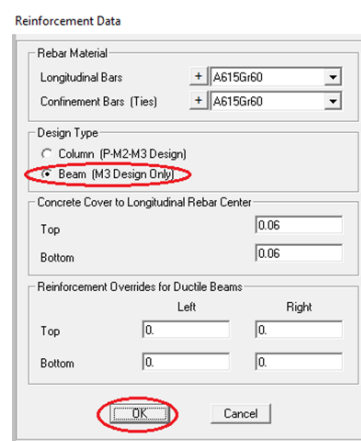


Figure 2.12 : Précision du type de la section.

On procède de la même manière pour le reste des éléments rectangulaires

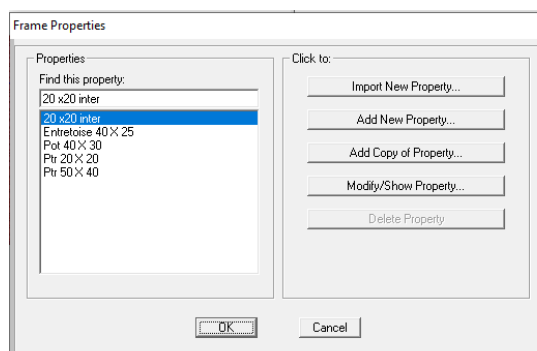


Figure 2.13 : Eléments rectangulaires définies.

- **Éléments surfaciques** (coupôles, cheminé, paroi, tronc de cône, lanterneau)

Nous choisissons le menu

Define ➡ section properties ➡ Area Sections.

Choisir le type de la section a ajouté (shell) puis on clique sur Add new section enfin sur ok

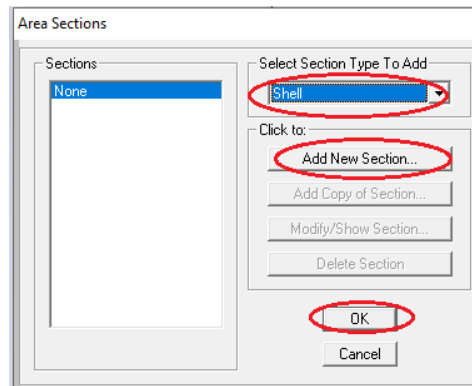


Figure 2.14 : Définition des sections surfaciques.

On définit d'abord l'élément puis on choisit le type (**shell –thin**)
(Dans notre cas les voiles ne dépassent pas l'épaisseur de 10 cm) ; après on choisit le matériaux
et l'épaisseur de l'élément enfin on clique sur ok .

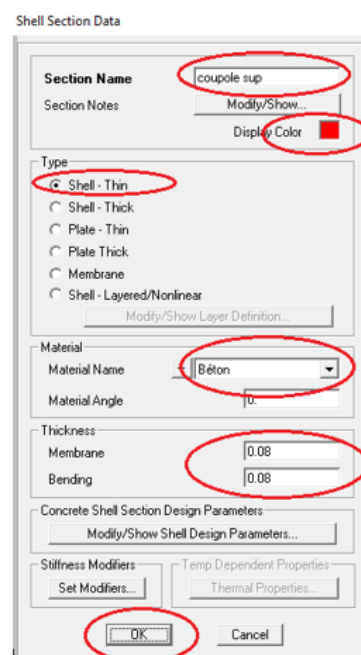


Figure 2.15 : Définition de l'élément coupole supérieure.

On procède de la même manière pour le reste des éléments surfaciques

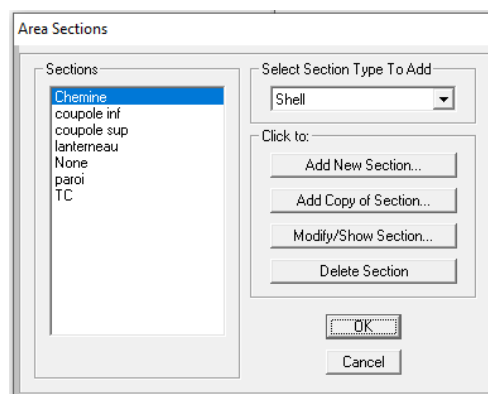


Figure 2.16 : Eléments surfaciques définies .

Etape 6 : traçage de la structure

Après avoir définie les matériaux, les éléments rectangulaires et les éléments surfacique nous passons au traçage de la structure en cliquant sur

Draw ➡ **None puis tracer**

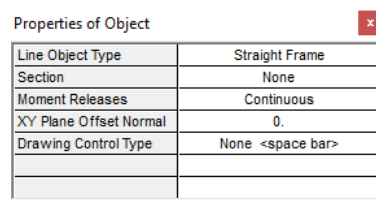


Figure 2.17 : Choix du traçage libre.

On trace la moitié de la structure par rapport à l'axe de symétrie de la base jusqu'au sommet en suivant le plan figure 2.18 :

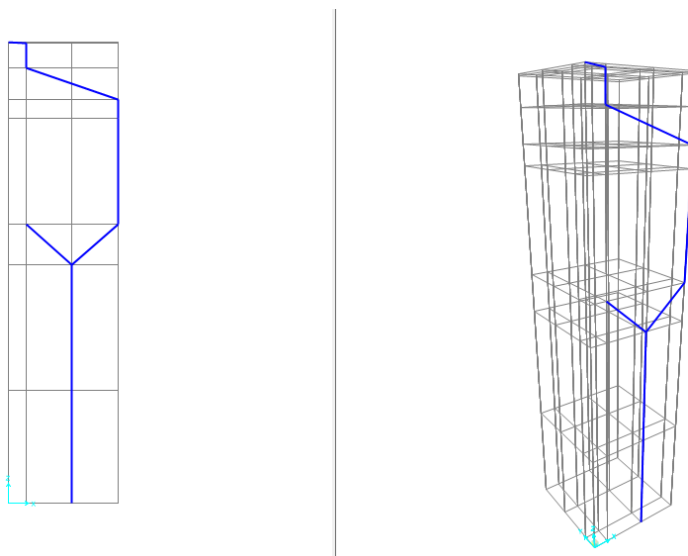


Figure 2.18 : Le tracé libre de la structure.

Etape 7 : affichage des éléments surfaciques

Pour compléter l'affichage des éléments surfaciques on procède à la symétrie ce qui veut dire extruder les lignes tracées en éléments surfaciques pour cela on sélectionne la ligne qu'on souhaite à extruder puis on clique sur :

Edit ➡ **Extrude** ➡ **Extrude line to area**

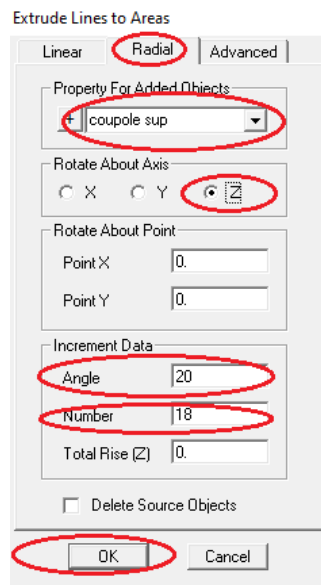


Figure 2.19 : Extrude de l'élément coupole.

Remarque : $\text{angle} = 360/\text{number}$

La valeur de number doit être des multiples de nombre de poteaux. Dans notre cas, on a choisi 18 (6 poteaux) ; d'où $\text{angle} = 20$.

On procède de la même manière pour le reste des éléments surfaciques

Pour les éléments **rectangulaires** (poutres et entretoise) on sélectionne le point puis clique sur :

Edit ➡ **Extrude** ➡ **Extrude point to frame / cables**

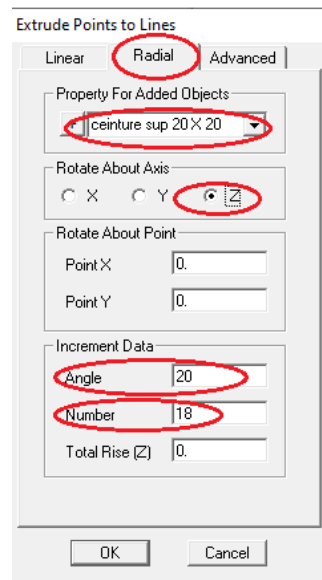


Figure 2.20 : Extrude de la ceinture.

- Pour les **poteaux** on sélectionne le poteau puis on clique sur :

Edit ➡ **replicate**

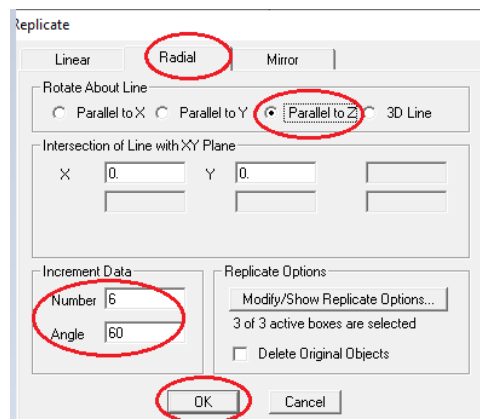


Figure 2.21 : Reproduction des poteaux.

Etape 8 : définition des conditions aux limites

La condition de base encastrée est adoptée pour cette première variante. Ainsi, pour encastré la structure on sélectionne les nœuds

Assing ➡ **joint**

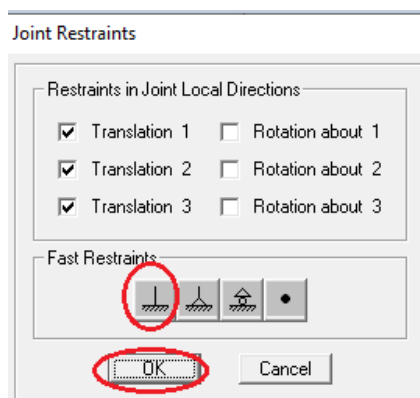


Figure 2.22 : Choix des conditions aux limites.

La structure finale est présentée par la figure 2.23

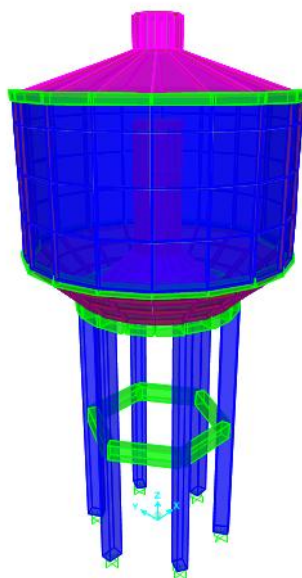


Figure 2.23 : Visualisation de la structure complète.

Etape 9 : chargement de la structure

Définition des modèles et types de charges

Define → **load patterns**

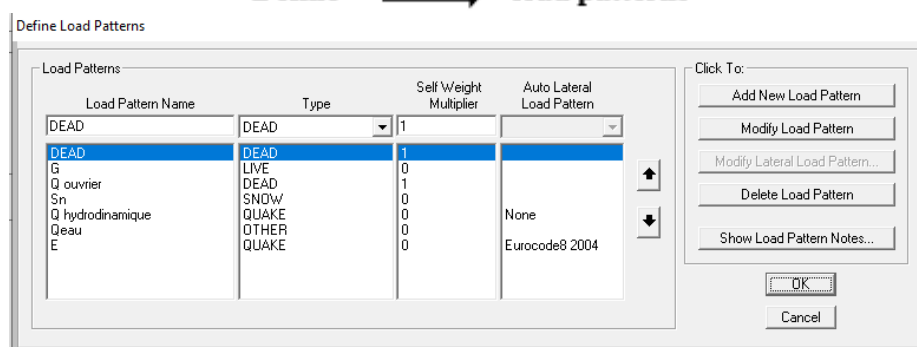


Figure 2.24 : Définitions des charges.

Pour la charge sismique E

Modify load pattern → MODAL → OK

Load Case Data - Modal

Load Case Name: Set Def Name

Notes:

Load Case Type: Design...

Stiffness to Use:

- ☒ Zero Initial Conditions - Unstressed State
- ☐ Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Type of Modes:

- ☒ Eigen Vectors
- ☐ Ritz Vectors

Number of Modes:

Maximum Number of Modes:

Minimum Number of Modes:

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Target Mass Participation Ratios (%)	Static Correction
Load Pattern	E	0.5	No
Load Pattern	E	0.5	No

☒ Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

Frequency Shift (Center):

Cutoff Frequency (Radius):

Convergence Tolerance:

☒ Allow Automatic Frequency Shifting

Figure 2.25 : Cas de charge sismique.

Etape 10 : Introduction du spectre de réponse

La partie 4 de l'eurocode 8 dédiée pour l'étude sismique des réservoirs, nous donne les paramètres à introduire sur SAP 2000, ce cas de charge permet de prendre en compte de la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Elle est basée sur la méthode de superposition modale qui est décrite par la Formulation des équations de mouvement couplées par le calcul de la matrice de masse, de rigidité et d'amortissement.

Tableau 2.11: Valeur d'accélération de calcul a_g (Eurocode 8).

Zones de sismicité	a_g (m/s ²)
1 (très faible)	0,4
2 (faible)	0,7
3 (modérée)	1,1
4 (moyenne)	1,6
5 (forte)	3

Tableau 2.12 : Valeur de coefficient d'importance γ_1 (Eurocode 8).

Catégorie d'importance	Coefficient d'importance γ_1
I	0,8
II	1
III	1,2
IV	1,4

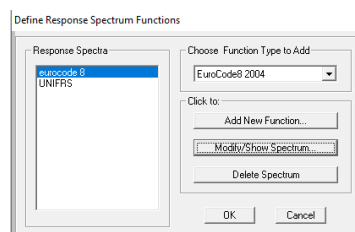
Tableau 2.13 : Catégories d'importance de l'ouvrage (Eurocode 8).

Catégorie d'importance	Description
I	Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée
II	Habitations individuelles. Établissements recevant du public (ERP) de catégories 4 et 5. Habitations collectives de hauteur > 28 m Bureaux ou établissements commerciaux non ERP, h ≤ 28 m, max 300 personnes. Bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 personnes. Parcs de stationnement ouverts au public.
III	ERP de catégories 1, 2 et 3. Habitations collectives et bureaux, h < 28 m. Bâtiments pouvant accueillir plus de 300 personnes. Établissements sanitaires et sociaux. Centres de production collective d'énergie. Établissements scolaires.
IV	Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l'ordre public. Bâtiments assurant le maintien des communications, la production et le stockage d'eau potable, la distribution publique de l'énergie. Bâtiments assurant le contrôle de la sécurité aérienne. Établissements de santé nécessaires à la gestion de crise. Centres météorologiques.

Tableau 2.14: Valeurs des limites des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale (Eurocode 8).

Sol et site	S	TB (s)	Tc (s)	TD (s)
A:Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	1	0,15	0,4	2
B:DépôtS raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	1,2	0,15	0,5	2
C:Dépôt profonds de sable de densité moyenne ,de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	1,15	0,2	0,6	2
D:Dépôt de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	1,35	0,2	0,8	2
E:Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de Vs de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec Vs >800m/s.	1,4	0,15	0,5	2

Sur **Define reponse spectrum** on choisit le type de fonction eurocode 8 2004 puis modify/show spectrum pour introduire les paramètres précédents tirés de l'eurocode 8

**Figure 2.26 : Ajout du spectre de réponse.**

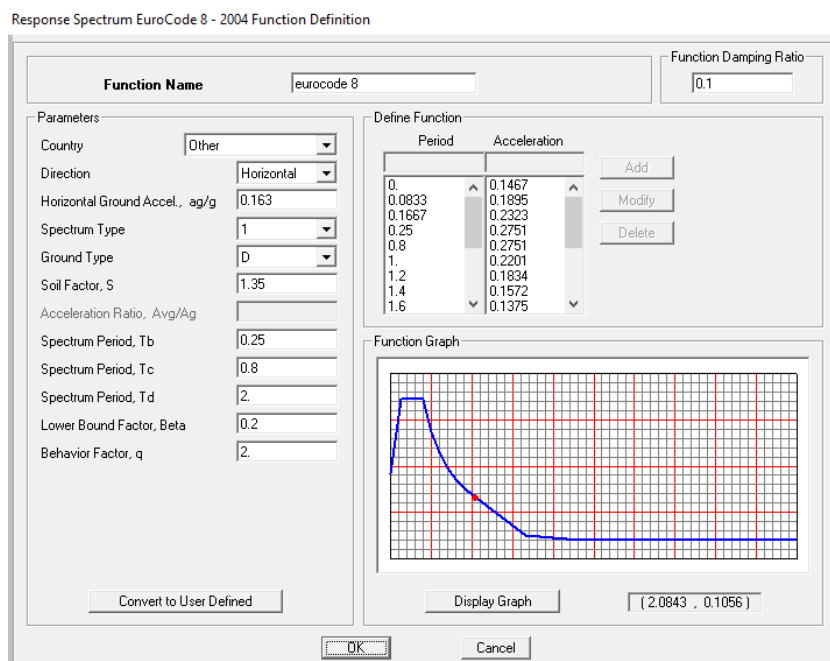


Figure 2.27 : Introduction des paramètres de l'eurocode8.

Etape 11 : Chargement de la structure

A1. Chargement de la coupole de couverture

On sélectionne la coupole de couverture et sur **assign area load uniforme** on introduit la charge **Sn**, **Q ouvriers** et la charge permanente **G** (Le logiciel transmet la descente des charges automatiquement de la coupole de couverture vers la cuve par la suite sur le support en pilotis jusqu'à la fondation) comme montré sur la figure suivante.

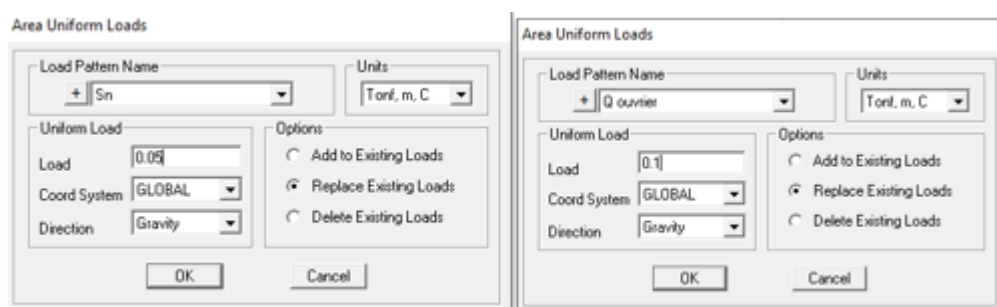


Figure 2.28 : Introduction des charges d'exploitation Sn et Ouvriers.

A2. Chargement de la cuve tronconique

- Calcul de la paroi

La cuve se calcule par tranche de 1m de hauteur, sous l'effet de la pression de l'eau agissant de l'intérieur du réservoir sur la hauteur $H_e=3,00$ m. Chaque bande d'un mètre est soumise à une charge trapézoïdale que nous admettons rectangulaire lors du calcul.

➤ Pression statique

Elle est donnée par relation suivante :

$$q_i = \bar{\omega} \cdot h_i \quad (2.11)$$

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

$\bar{\omega}$: masse volumique de l'eau.

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

Tableau 2.15: Tableaux des pressions statiques.		
N° de la bande	Profondeur (m)	Pression (t/m ²)
Bande 1	3	3
Bande 2	2	2
Bande 3	1	1

Pour charger la paroi sous pression hydrostatique, de la même manière pour le restes d'éléments de la cuve tronconique :

Selecte ➡ area proprieties on sélectionne l'élément paroi ➡ assign ➡ area load
➡ Surface pressure

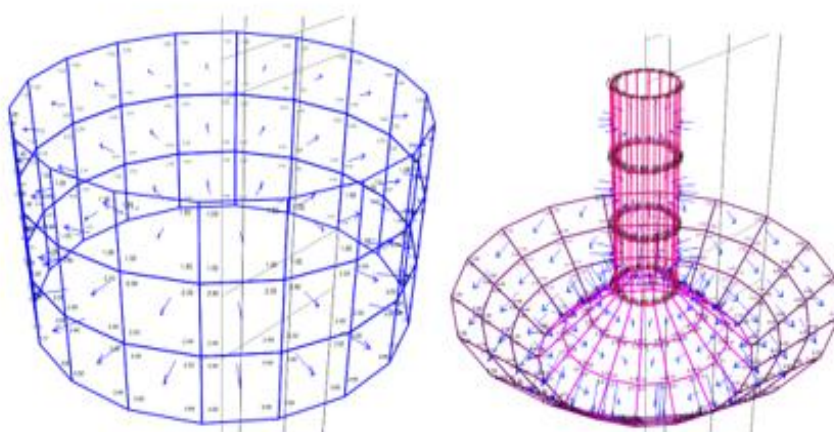


Figure 2.29 : affichage de la charges Q eau sur la coupe du fond le cheminé et la paroi.

➤ 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 (2.12). 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).

$$P_i = C_e \frac{\rho_m}{g} \omega \sqrt{H_e Z_i} \quad (2.12)$$

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

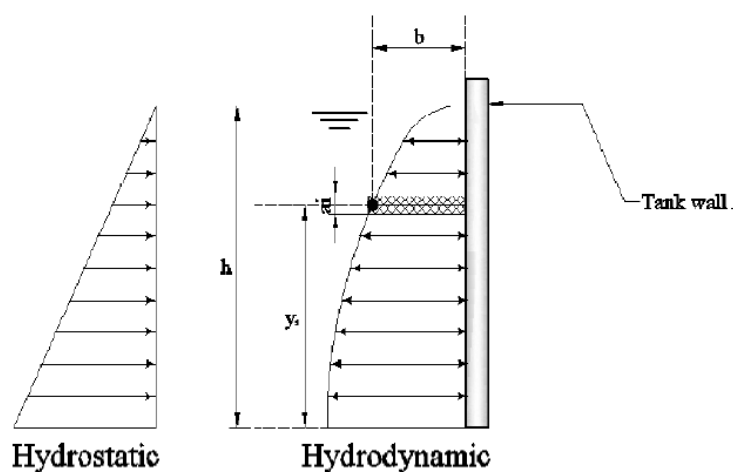


Figure 2.30 : Concept de la masse ajoutée de Westergaard (Bouchala, 2014).

Tableau 2.16 : Pressions hydrostatiques.

N° de la bande	Profondeur (m)	Pression (t/m²)
Bande 1	3	0.65
Bande 2	2	0.53
Bande 3	1	0.37

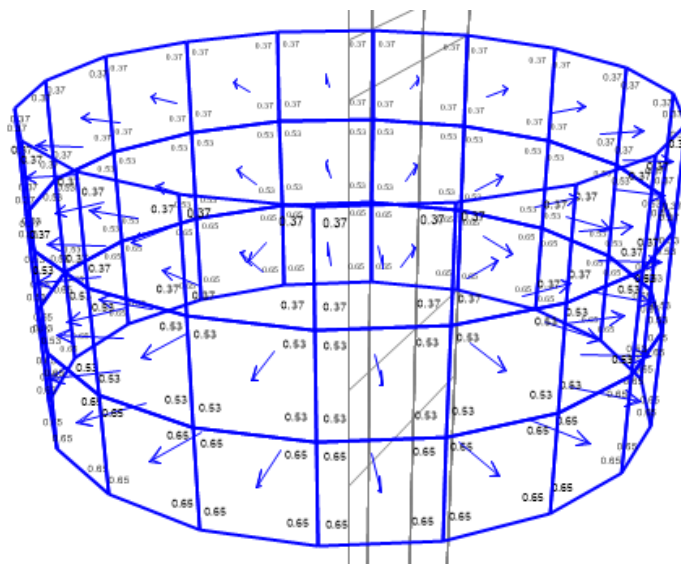


Figure 2.31 : Affichage de la charges Q hydrodynamique.

Etape 12 : Introduction des combinaisons d'action

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

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
G	Linear Static	1.35
Q	Linear Static	1.5
Qouvrier	Linear Static	1.5
Qeau	Linear Static	1.5
Sn	Linear Static	1.

Figure 2.32 : Introduction des combinaisons.

Les combinaisons d'action sont à considérées

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

✓ **Réservoir plein**

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

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

$$C3=G$$

✓ **Réservoir vide**

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

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

G : ensembles des actions permanentes

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

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

✓ **Réservoir plein**

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

✓ **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**

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

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

✓ **Réservoir vide**

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

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

Etape 13 : Lancement de l'analyse

La douzième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu **Analyze Run** (F5), L'interface graphique de SAP2000 permet de visualiser les résultats sous différentes formes de déplacements avec le menu

Display, il est possible de choisir **Show Deformed Shape** pour visualiser les déplacements. Le menu **Show Deformed Shape** conduit à la fenêtre suivante :

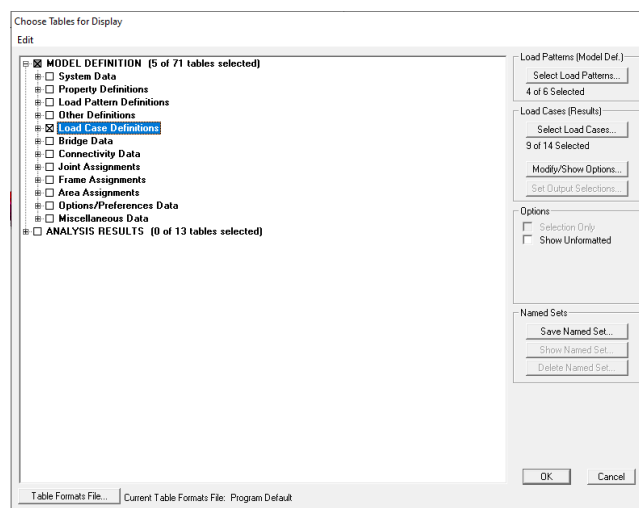


Figure 2.33 : Choix des résultats.

On coche les cases blanches représentant les résultats qu'on désire avoir dans le **Select/Show Loads** pour choisir suivant quelle combinaison de charge va être calculés les résultats.

2.6. Résultats et interprétations

Le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction, de manière à assurer un degré de protection acceptable :

2.6.1. Période fondamentale de la structure

Les résultats des périodes de la structure ainsi que les participations massiques sont représentées dans le tableau 2.17. 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 0.37s. nous remarquons que cette période est de même ordre de grandeur et même très proche de la période fondamentale empirique obtenue par la relation de Rayleigh, soit $T = 0.31s$.

Tableau 2.17 : Résultats de la période numérique donnés par SAP200.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.372289	0	0	0	0
2	0.348704	0.004164	0.937034	0.004164	0.937034
3	0.348704	0.937034	0.004164	0.941199	0.941199
4	0.064872	0.000003973	0.027792	0.941203	0.968991
5	0.064872	0.027792	3.973E-06	0.968995	0.968995
6	0.051612	0	0	0.968995	0.968995
7	0.04739	0.000223	0.030771	0.969218	0.999766
8	0.04739	0.030771	0.000223	0.999989	0.999989
9	0.032831	2.063E-20	0	0.999989	0.999989
10	0.032831	0	0	0.999989	0.999989
11	0.030506	1.138E-19	6.689E-20	0.999989	0.999989
12	0.026747	5.855E-08	4.492E-07	0.999989	0.999989

2.6.2. Déplacements

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 2.18 :

Tableau 2.18 : Extrait des résultats des déplacements et des rotations.

nœud	combinaison	U1 (m)	U2 (m)	R3 (rad)
1	C1	0.000138	-0.00008	2.32E-09
	C2	0.00012	-0.000069	2.069E-09
	C3	-7.088E-19	-3.042E-17	8.524E-10
	C4	0.010745	0.010599	1.556E-09
2	C1	0.000223	9.975E-06	0.000045
	C2	0.000193	8.637E-06	0.000039
	C3	1.294E-07	-1.31E-07	2.111E-06
	C4	0.009377	0.009228	0.000046
3	C'1	6.633E-17	-1.513E-16	2.339E-09
	C'2	5.74E-17	-1.333E-16	2.085E-09
	C'4	0.010653	0.010653	1.571E-09
	C'5	4.418E-17	-1.014E-16	1.571E-09
	C'6	4.413E-17	-1.051E-16	1.681E-09
	C'1	6.178E-06	3.361E-06	0.000016
4	C'2	5.363E-06	2.904E-06	0.000014
	C'4	0.009233	0.009224	0.000026
	C'5	4.121E-06	2.239E-06	0.000011
	C'6	4.137E-06	2.222E-06	0.000011

Nous constatons que les déplacements maximums sont observés au niveau des nœuds de la ceinture supérieure sous les combinaisons accidentelles (sismiques) C4 et C4' pour le réservoir plein et vide respectivement. Ces déplacements de l'ordre de 1 cm sont considérés

comme peut importants (minimes), pour ce type de structure ou la charge est concentré dans la partie supérieur. Cela peut s'expliquer par la rigidité de notre structure (H support =6.4m). Par ailleurs, les rotations autour de Z sont négligeables, ceci est dû à la symétrie de notre structure (ouvrage cylindrique).

Ces déplacements sont identiques dans les deux directions x et y pour le réservoir vide et légèrement différents pour le réservoir Plein (tableau 2.19).

Tableau 2.19 : Résultats de déplacement et des rotations maximums.

Combinaison	Etat	U1(cm)	U2(cm)	R3(rad)
C4	Plein	1.0745	1.0599	0.000046
C'4	Vide	1.0653	1.0653	0.000026

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

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

2.6.3. 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 2.20 pour le réservoir vide et plein.

Tableau 2.20 : Extrait des résultats des efforts tranchants.

Combinaison	Poteaux			Entretoise			Ceinture inf		
	stations (m)	V2 (Tf)	V3 (Tf)	stations (m)	V2 (Tf)	V3 (Tf)	stations (m)	V2 (Tf)	V3 (Tf)
C3	0	0.0029	-1.592E-14	0	2.554E-14	1.384E-16	0	0.4316	0.0041
	3.2	0.0029	-1.592E-14	0.45	2.554E-14	1.384E-16	0.07814	0.4316	0.0041
	3.2	-0.0071	-1.679E-14	0.9	2.554E-14	1.384E-16	0.15628	0.4316	0.0041
	3.38	-0.0071	-1.679E-14	1.35	2.554E-14	1.384E-16	0.23443	0.4316	0.0041
	6.4	-0.0071	-1.679E-14	1.8	2.554E-14	1.384E-16	0.31257	0.4316	0.0041
							0.39071	0.4316	0.0041
							0.46885	0.4316	0.0041
							0.54699	0.4316	0.0041
							0.62513	0.4316	0.0041
	0	2.9971	3.0332	0	8.5381	0.0037	0	12.5449	0.4998
C4	3.2	2.9971	3.0332	0.45	8.6506	0.0037	0.07814	12.5839	0.4998
	3.2	2.465	3.0564	0.9	8.7631	0.0037	0.15628	12.623	0.4998
	3.38	2.465	3.0564	1.35	8.8756	0.0037	0.23443	12.6621	0.4998
	6.4	2.465	3.0564	1.8	8.9881	0.0037	0.31257	12.7012	0.4998
							0.39071	12.7402	0.4998
							0.46885	12.7793	0.4998
							0.54699	12.8184	0.4998
							0.62513	12.8574	0.4998
	0	0.0029	2.2E-15	0	2.498E-16	8.313E-17	0	0.4316	0.0041

	3.2	0.0029	2.2E-15	0.45	2.498E-16	8.313E-17	0.07814	0.4316	0.0041
	3.2	-0.0071	2.494E-15	0.9	2.498E-16	8.313E-17	0.15628	0.4316	0.0041
	3.38	-0.0071	2.494E-15	1.35	2.498E-16	8.313E-17	0.23443	0.4316	0.0041
	6.4	-0.0071	2.494E-15	1.8	2.498E-16	8.313E-17	0.31257	0.4316	0.0041
							0.39071	0.4316	0.0041
							0.46885	0.4316	0.0041
							0.54699	0.4316	0.0041
							0.62513	0.4316	0.0041
	0	2.9729	3.078	0	8.3876	0.0038	0	12.4583	0.5085
	3.2	2.9729	3.078	0.45	8.5001	0.0038	0.07814	12.4974	0.5085
	3.2	2.4418	3.1031	0.9	8.6126	0.0038	0.15628	12.5365	0.5085
	3.38	2.4418	3.1031	1.35	8.7251	0.0038	0.23443	12.5755	0.5085
	6.4	2.4418	3.1031	1.8	8.8376	0.0038	0.31257	12.6146	0.5085
							0.39071	12.6537	0.5085
							0.46885	12.6928	0.5085
							0.54699	12.7318	0.5085
C4							0.62513	12.7709	0.5085
	0	0.0312	-8.112E-14	0	-0.2925	-4.077E-16	0	2.7014	0.0217
	3.2	0.0312	-8.112E-14	0.45	-0.1463	-4.077E-16	0.07814	2.7522	0.0217
	3.2	-0.0183	-8.453E-14	0.9	-5.108E-14	-4.077E-16	0.15628	2.803	0.0217
	3.38	-0.0183	-8.453E-14	1.35	0.1462	-4.077E-16	0.23443	2.8538	0.0217
	6.4	-0.0183	-8.453E-14	1.8	0.2925	-4.077E-16	0.31257	2.9046	0.0217
							0.39071	2.9554	0.0217
							0.46885	3.0062	0.0217
							0.54699	3.057	0.0217
C2'							0.62513	3.1078	0.0217
	0	2.954	3.0482	0	8.4628	0.0038	0	8.4895	0.4666
	3.2	2.954	3.0482	0.45	8.5753	0.0038	0.07814	8.5285	0.4666
	3.2	2.5003	3.0719	0.9	8.6878	0.0038	0.15628	8.5676	0.4666
	3.38	2.5003	3.0719	1.35	8.8003	0.0038	0.23443	8.6067	0.4666
	6.4	2.5003	3.0719	1.8	8.9128	0.0038	0.31257	8.6458	0.4666
							0.39071	8.6848	0.4666
							0.46885	8.7239	0.4666
							0.54699	8.763	0.4666
C4'							0.62513	8.802	0.4666

Les valeurs maximales des efforts tranchants pour les différents éléments sont illustrées dans le tableau 2.21 :

Tableau 2.21 : Valeurs maximales des efforts tranchants appliqués sur les poteaux, la ceinture inférieure et l'entretoise.

Combinaison	Etat	poteaux		entretoise		Ceinture inférieure	
		V2 (Tf)	V3 (Tf)	V2 (Tf)	V3 (Tf)	V2 (Tf)	V3 (Tf)
C4	plein	2.9971	3.1031	8.9881	0.0038	12.8574	0.5085
C'4	vide	2.954	3.0719	8.9128	0.0038	8.802	0.4666

Nous constatons que les valeurs de l'effort tranchant maximum sont obtenues sous la combinaison C4 pour tous les éléments dans le cas du réservoir plein et sous la combinaison C4' dans le cas du réservoir vide. Par ailleurs, il y'a lieu de noter que ces valeurs de l'effort tranchants max subi par les poteaux et les entretoises restent approximativement les mêmes dans le cas du réservoir vide et plein.

Aussi, on note que la valeur maximale de l'effort tranchant V2 pour la ceinture inférieure est plus importante dans le cas du réservoir plein.

2.6.4 Moments fléchissant

Un extrait des résultats des moments fléchissant de la structure, pour les différentes combinaisons de charge sont représentés dans le tableau 2.22, pour le réservoir vide et plein :

Tableau 2.22 : Extrait des résultats des moments fléchissant.

Combinaisons	Poteaux			Entretoise			Ceinture inférieur		
	Station (m)	M2 (Tf.m)	M3(Tf.m)	Station (m)	M2 (Tf.m)	M3(Tf.m)	Station (m)	M2 (Tf.m)	M3(Tf.m)
C3	0	-2.764E-14	0.00294	0	5.773E-17	0.00245	0	-0.00156	-0.21455
	3.2	2.331E-14	-0.00625	0.45	2.032E-17	0.00245	0.07814	-0.00123	-0.18082
	3.2	-2.805E-14	-0.0087	0.9	-1.708E-17	0.00245	0.15628	-0.00091	-0.14709
	3.38	-2.503E-14	-0.00742	1.35	-5.449E-17	0.00245	0.23443	-0.00058	-0.11336
	6.4	3.172E-14	0.01659	1.8	-9.19E-17	0.00245	0.31257	-0.00026	-0.07963
							0.39071	0.00006225	-0.0459
							0.46885	0.00039	-0.01217
							0.54699	0.00071	0.02156
							0.62513	0.00103	0.05529
C4	0	5.32164	6.95558	0	0.00376	7.91245	0	0.24126	2.20058
	3.2	4.42759	2.41135	0.45	0.00231	4.28462	0.07814	0.21021	2.22093
	3.2	5.23335	3.42816	0.9	0.00155	1.78366	0.15628	0.17929	2.24382
	3.38	4.68321	2.98451	1.35	0.00228	4.35236	0.23443	0.14857	2.27126
	6.4	5.7046	5.63841	1.8	0.0037	8.04794	0.31257	0.11823	2.30628
							0.39071	0.08874	2.35357
							0.46885	0.06157	2.42075
							0.54699	0.04354	2.52041
							0.62513	0.0535	2.67341
C3	0	-1.339E-14	0.00294	0	5.437E-17	0.00245	0	0.00052	0.06489
	3.2	1.117E-14	-0.00625	0.45	1.723E-17	0.00245	0.07814	0.00052	0.06489
	3.2	-1.344E-14	-0.0087	0.9	-1.991E-17	0.00245	0.15628	0.00052	0.06489
	3.38	-1.199E-14	-0.00742	1.35	-5.705E-17	0.00245	0.23443	0.00052	0.06489
	6.4	1.527E-14	0.01659	1.8	-9.419E-17	0.00245	0.31257	0.00052	0.06489
							0.39071	0.00052	0.06489
							0.46885	0.00052	0.06489
							0.54699	0.00052	0.06489
							0.62513	0.00052	0.06489

C4	0	5.29529	6.89762	0	0.00371	8.03073	0	0.07944	3.21704
	3.2	4.44906	2.43101	0.45	0.00228	4.33513	0.07814	0.06307	3.05294
	3.2	5.20659	3.39583	0.9	0.00155	1.76641	0.15628	0.04754	2.92703
	3.38	4.65924	2.95636	1.35	0.00231	4.26735	0.23443	0.0343	2.84798
	6.4	5.7332	5.68863	1.8	0.00375	7.89517	0.31257	0.02821	2.82255
							0.39071	0.03467	2.85331
							0.46885	0.04828	2.93768
							0.54699	0.06418	3.06892
							0.62513	0.08091	3.23835
	0	-1.403E-13	0.03225	0	-4.712E-16	-0.06158	0	-0.00788	-1.42665
C2'	3.2	1.193E-13	-0.06759	0.45	-2.877E-16	0.03714	0.07814	-0.00619	-1.18578
	3.2	-1.41E-13	-0.00601	0.9	-1.042E-16	0.07005	0.15628	-0.0045	-0.94889
	3.38	-1.258E-13	-0.00271	1.35	7.924E-17	0.03714	0.23443	-0.0028	-0.71597
	6.4	1.599E-13	0.05926	1.8	2.627E-16	-0.06158	0.31257	-0.00111	-0.48701
							0.39071	0.00058	-0.26202
							0.46885	0.00227	-0.041
							0.54699	0.00397	0.17604
							0.62513	0.00566	0.38912
	0	5.34799	6.87834	0	0.00373	7.95531	0	0.25325	4.28133
	3.2	4.40612	2.47223	0.45	0.0023	4.2936	0.07814	0.2197	3.98828
C4'	3.2	5.26014	3.45334	0.9	0.00155	1.75877	0.15628	0.18628	3.69779
	3.38	4.70719	3.00334	1.35	0.0023	4.2936	0.23443	0.15307	3.41185
	6.4	5.67597	5.5381	1.8	0.00373	7.95531	0.31257	0.12024	3.13347
							0.39071	0.08825	2.86738
							0.46885	0.05858	2.62117
							0.54699	0.03806	2.40745
							0.62513	0.04552	2.24706

Les valeurs maximales des moments fléchissant pour les différents éléments sont illustrées dans le tableau 2.23 :

Tableau 2.23 : Valeurs maximales des moments appliqués sur les poteaux, la ceinture inférieure et l'entretoise.

Combinaison	Etat	poteaux		entretoise		Ceinture inférieure	
		M2 (Tf.m)	M3 (Tf.m)	M2 (Tf.m)	M3 (Tf.m)	M2 (Tf.m)	M3 (Tf.m)
C4	plein	5.7332	6.95558	0.00376	8.04794	0.24126	3.23835
C'4	vide	5.67597	6.87834	0.00373	7.95531	0.25325	4.28133

Nous constatons que les valeurs maximums des moments fléchissant M2 et M3 sont développées pour tous les éléments sous la combinaison C4 dans le cas du réservoir plein et C'4 dans le cas du réservoir vide.

On note également que les valeurs maximales des moments (M2 et M3) sont données par le même poteaux (1) pour le réservoir vide et par des poteaux différents (1 et 2) pour le réservoir

plein (figure 2.34) ; ceci s'explique par la redistribution des efforts internes en présence de la masse fluide.

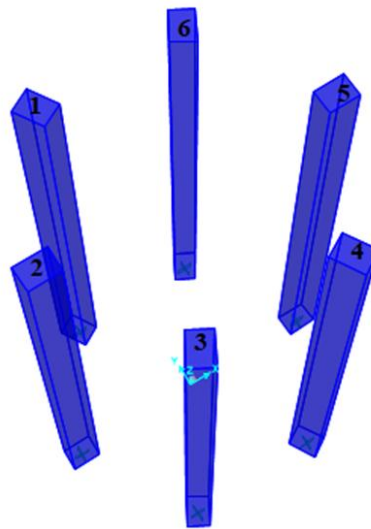


Figure 2.34 : Représentation des poteaux de la structure.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressée à la modélisation du réservoir surélevé avec le logiciel sap2000, en considérant la base encastrée. L'effet hydrodynamique est introduit par ajout de pressions calculées à partir de la relation proposée par (Westergaard ,1933). Les résultats ont montré que la valeur de la période fondamentale numérique est très proche de la période empirique. Celles-ci sont inférieures à 0.5 ce qui qualifie notre structure de rigide et m) peut être justifié par la hauteur des poteaux (6.4m)

Les déplacements maximums sont obtenus au niveau de la ceinture supérieure dans les deux directions et pour les deux cas de figures (réservoir plein et vide). Toutefois, les valeurs obtenues restent très faibles pour ce type de structure. Par ailleurs, les rotations obtenues confirment d'avantage la rigidité de notre structure. Pour les efforts internes, on note que les valeurs maximales sont obtenues sous la combinaison sismique pour tous les éléments.

*Chapitre 3 : Modélisation d'un réservoir surélevé
tenant compte de l'interaction sol-structure*

Introduction

Sous l'effet d'un chargement dynamique le sol et la superstructure vibrent simultanément et interagissent l'un avec l'autre. La vibration de la superstructure entraîne des forces sur la fondation qui sont transmises au sol modifiant sa réponse, le phénomène de cette modification s'appelle « interaction sol-structure » (**Zourig et Boudiaf, 2017**).

Plusieurs méthodes traitent ce phénomène, la méthode hybride, méthode direct et la méthode des sous structure. Dans ce chapitre, nous nous intéressons à l'analyse hydrodynamique du réservoir d'étude, en tenant compte de son interaction avec le sol par la méthode des sous structure et la méthode directe.

3.1 Modélisation par la méthode de sous structure

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 (Seghir, 2011), les ressorts sont des connexions flexibles à la terre et sont toujours linéaires élastiques. Cette option nous permet la modélisation des appuis élastiques en spécifiant la rigidité K des ressorts liés à ce nœud. Ces nœuds sont considérés appuyés sur des ressorts de rigidité dans le sens de translation et de rotation. L'affectation d'un ressort à un joint n'a de sens que si des objets structurels sont connectés au joint. Sinon, le ressort soutiendra l'air, c'est-à-dire que cela ne supportera rien.

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 3.1 :

Tableau 3.1 : Raideurs statique d'une fondation circulaire selon Newmark-Rosenblueth.

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

Les caractéristiques du sol sont illustrées dans le tableau 3.2 :

Tableau 3.2 : Caractéristique du sol (Oglu 2007).

paramètre	valeur	unité
E	2000000	KN/m ²
ν	0.3	-
r_0	2	m
G	769230.7692	KN/m

Les valeurs des raideurs statiques calculées sont illustrées dans le tableau 3.3 :

Tableau 3.3 : Valeurs des raideurs statique calculées.

Degré de liberté	raideur statique
k_z	8791208.791
k_x	7491638.796
k_θ	23443223.44
k_ϕ	32820512.82

Pour modéliser les ressort, on introduit ces raideurs statiques dans le logiciel Sap2000, après avoir sélectionné les nœuds au niveau de la base de la fondation sur le plan X-Y (figure 3.1). l'instruction utilisée est :

assign \Rightarrow joint \Rightarrow springs.



Figure 3.1 : Rigidité des ressorts.

La modélisation est illustrée par la figure 3.2

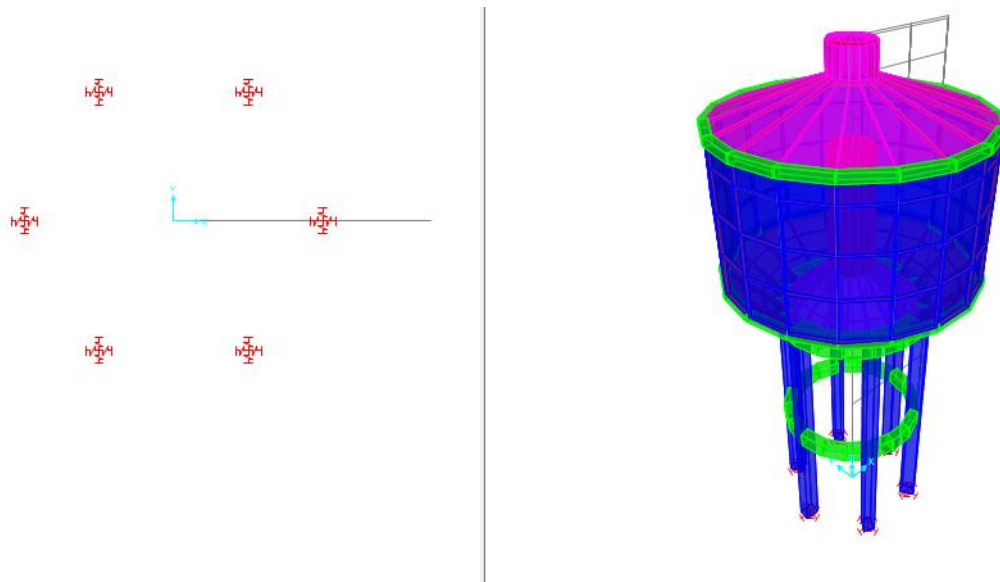


Figure 3.2 : Visualisation des ressorts.

3.2. Résultats et interprétation

3.2.1. Périodes

Les résultats des périodes du réservoir à base flexible (ressorts), donnés par le logiciel SAP 2000, sont présentés dans le tableau 3.4 :

Tableau 3.4 : Résultat des périodes du réservoir à base flexible (ressorts).

Mode	période (s)	Ux	Uy	SumUX	SumY
1	0.376437	0	0	0	0
2	0.35046	0.008622	0.887149	0.008622	0.887149
3	0.35046	0.887149	0.008622	0.895771	0.895771
4	0.065717	0.000872	0.025764	0.896643	0.921536
5	0.065717	0.025764	0.000872	0.922407	0.922407
6	0.051642	4.35E-20	1.009E-20	0.922407	0.922407
7	0.047504	0.026333	0.00367	0.94874	0.926078
8	0.047504	0.00367	0.026333	0.95241	0.95241
9	0.03285	7.574E-19	8.047E-19	0.95241	0.95241
10	0.03285	3.026E-20	0	0.95241	0.95241
11	0.031105	1.032E-18	8.796E-19	0.95241	0.95241
12	0.026798	2.741E-07	5.003E-10	0.95241	0.95241

Les résultats de la période fondamentales obtenues pour le réservoir à base flexible (ressorts) et le réservoir à base rigide sont donnée dans le tableau 3.5 et la figure 3.3.

Tableau 3.5 : Comparaison des résultats des périodes fondamentales.

Cas	Période (s)
Base encastrée	0.37
Base flexible (ressort)	0.38
Différence	1.11 %

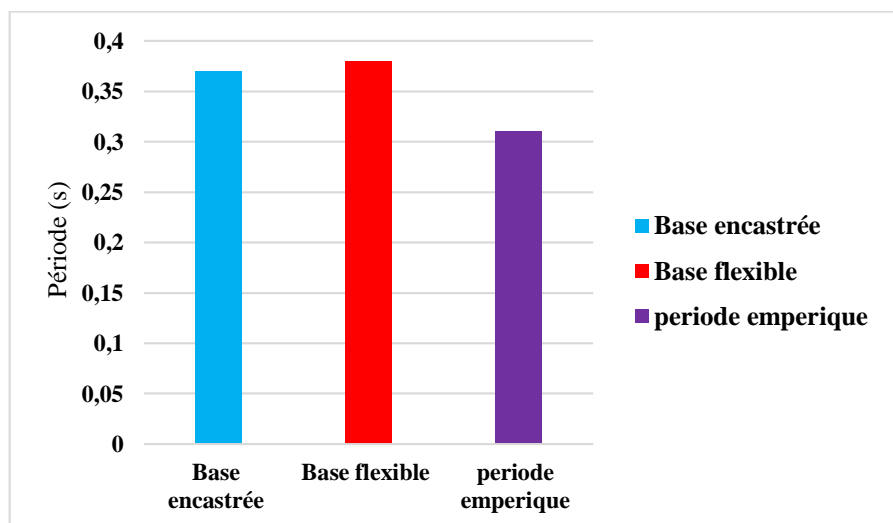


Figure 3.3 : Représentation de la période de la base encastrée et la base flexible.

Nous constatons que la variation de la période fondamentale, compte tenu de l'interaction sol structure est de l'ordre de 1.11%.

3.2.2. Déplacements

Un extrait des résultats des déplacements de la cuve du réservoir à base flexible (ressort) suivant la direction x et la direction y, ainsi que les rotations autour de Z sont représentés dans le tableau 3.6 :

Tableau 3.6 : Extrait des résultats des déplacements.

Nœuds	Combinaisons	U1 (m)	U2 (m)	R3 (rad)
1	C1	0.000139	-0.00008	2.32E-09
	C2	0.00012	-0.000069	2.069E-09
	C3	7.217E-18	-5.844E-17	8.524E-10
	C4	0.010762	0.010616	1.556E-09
	C5	0.000092	-0.000053	1.558E-09
	C6	0.000092	-0.000053	1.669E-09
2	C1	0.000223	9.904E-06	0.000045
	C2	0.000193	8.575E-06	0.000039
	C3	1.294E-07	-1.31E-07	2.111E-06
	C4	0.009385	0.009236	0.000046
	C5	0.000149	6.601E-06	0.00003
	C6	0.000149	6.584E-06	0.000031
1	C'1	4.205E-17	-2.389E-16	2.339E-09
	C'2	3.698E-17	-2.112E-16	2.085E-09
	C'4	0.010669	0.010669	1.571E-09
	C'4	-0.010669	-0.010669	1.571E-09
	C'5	2.817E-17	-1.602E-16	1.571E-09
	C'6	2.904E-17	-1.676E-16	1.681E-09
2	C'1	6.178E-06	3.361E-06	0.000016
	C'2	5.363E-06	2.904E-06	0.000014
	C'4	0.00924	0.009232	0.000026
	C'5	4.121E-06	2.239E-06	0.000011
	C'6	4.137E-06	2.222E-06	0.000011

Les valeurs des déplacements maximums et des rotations sont comparées à ceux obtenus dans le cas du réservoir à base rigide dans le tableau 3.7. Cette comparaison est illustrée par la figure 3.4 :

Tableau 3.7 : Comparaison des valeurs des déplacements maximums selon l'axe X et Y ainsi que celle de la rotation autour de l'axe Z.

Cas	Combinaison	Etat	U1(cm)	U2 (cm)	R3 (rad)
Base encastrée	C4	Plein	1.0745	1.0599	0.000046
Base flexible			1.0762	1.0616	0.000046
Variation			0.16 %	0.16 %	0.0%
Base encastrée	C'4	vide	1.0653	1.0653	0.000026
Base flexible			1.0669	1.0669	0.000026
Variation			0.15 %	0.15 %	

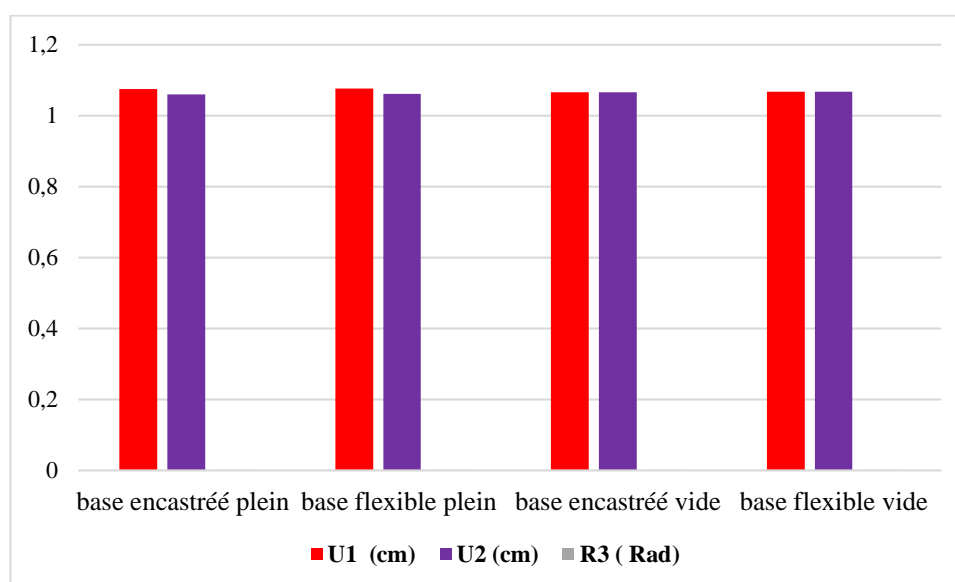


Figure 3.4 : Représentation des valeurs des déplacements cas base encastrée et base flexible.

Nous constatons que les déplacements maximums suivant la direction X et Y ainsi que les rotations maximales sont obtenues sous les combinaisons d'actions accidentelles sismiques C4 et C4' pour le réservoir plein et vide respectivement et ce dans les deux cas de figures (base encastrée et base flexible). Par ailleurs, la variation des déplacements représente 0.15 à 0.16%, compte tenue de l'interaction sol structure. Pour les rotations suivant Z aucune variation n'est à signaler.

3.2.3 Efforts tranchant

Un extrait des résultats des efforts tranchants pour les différents éléments de la structure, sous différentes combinaisons de charge est représenté dans le tableau 3.8 pour le réservoir vide et plein, tenant compte de son interaction avec le sol.

Tableau 3.8 : Extrait des résultats des efforts tranchants compte tenue de l'interaction sol structure.

combinaisons	Poteaux			Entretoise			Ceinture inférieure		
	Stations	V2 (m)	V3 (m)	Stations	V2 (m)	V3 (m)	Stations	V2 (m)	V3 (m)
C3	0	0.0029	-2.053E-14	0	-8.354E-15	3.047E-17	0	0.4316	0.0041
	3.2	0.0029	-2.053E-14	0.45	-8.354E-15	3.047E-17	0.07814	0.4316	0.0041
	3.2	-0.0071	-2.149E-14	0.9	-8.354E-15	3.047E-17	0.15628	0.4316	0.0041
	3.38	-0.0071	-2.149E-14	1.35	-8.354E-15	3.047E-17	0.23443	0.4316	0.0041
	6.4	-0.0071	-2.149E-14	1.8	-8.354E-15	3.047E-17	0.31257	0.4316	0.0041
							0.39071	0.4316	0.0041
							0.46885	0.4316	0.0041
							0.54699	0.4316	0.0041
							0.62513	0.4316	0.0041
	0	2.9962	3.0329	0	8.3859	0.0038	0	12.5448	0.4998
	3.2	2.997	3.0329	0.45	8.4984	0.0038	0.07814	12.5838	0.4998
	3.2	2.465	3.0561	0.9	8.6109	0.0038	0.15628	12.6229	0.4998
	3.38	2.465	3.0561	1.35	8.7234	0.0038	0.23443	12.662	0.4998
	6.4	2.465	3.0561	1.8	8.8359	0.0038	0.31257	12.701	0.4998
							0.39071	12.7401	0.4998
							0.46885	12.7792	0.4998
							0.54699	12.8183	0.4998
							0.62513	12.8563	0.4998
C4	0	0.0029	2.54E-15	0	2.973E-14	2.166E-17	0	0.4316	0.0041
	3.2	0.0029	2.54E-15	0.45	2.973E-14	2.166E-17	0.07814	0.4316	0.0041
	3.2	-0.0071	3.051E-15	0.9	2.973E-14	2.166E-17	0.15628	0.4316	0.0041
	3.38	-0.0071	3.051E-15	1.35	2.973E-14	2.166E-17	0.23443	0.4316	0.0041
	6.4	-0.0071	3.051E-15	1.8	2.973E-14	2.166E-17	0.31257	0.4316	0.0041
							0.39071	0.4316	0.0041
							0.46885	0.4316	0.0041
							0.54699	0.4316	0.0041
							0.62513	0.4316	0.0041
	0	2.9727	3.0778	0	8.5364	0.0037	0	12.4582	0.5085
	3.2	2.9727	3.0778	0.45	8.6489	0.0037	0.07814	12.4973	0.5085
	3.2	2.4419	3.1028	0.9	8.7614	0.0037	0.15628	12.5364	0.5085
	3.38	2.4419	3.1028	1.35	8.8739	0.0037	0.23443	12.5754	0.5085
	6.4	2.4419	3.1028	1.8	8.9864	0.0037	0.31257	12.6145	0.5085
							0.39071	12.6536	0.5085
							0.46885	12.6926	0.5085
							0.54699	12.7317	0.5085
							0.62513	12.7708	0.5085
C2'	0	0.0312	-9.918E-14	0	-0.2925	-8.217E-16	0	2.7014	0.0217
	3.2	0.0312	-9.918E-14	0.45	-0.1463	-8.217E-16	0.07814	2.7522	0.0217
	3.2	-0.0183	-1.019E-13	0.9	-6.573E-14	-8.217E-16	0.15628	2.803	0.0217
	3.38	-0.0183	-1.019E-13	1.35	0.1462	-8.217E-16	0.23443	2.8538	0.0217
	6.4	-0.0183	-1.019E-13	1.8	0.2925	-8.217E-16	0.31257	2.9046	0.0217

						0.39071	2.9554	0.0217
						0.46885	3.0062	0.0217
						0.54699	3.057	0.0217
						0.62513	3.1078	0.0217
						0	8.4894	0.4666
	0	2.9538	3.0479	0	8.4611	0.0038	0.07814	8.5284
	3.2	2.9538	3.0479	0.45	8.5736	0.0038	0.15628	8.5675
	3.2	2.5003	3.0717	0.9	8.6861	0.0038	0.23443	8.6066
	3.38	2.5003	3.0717	1.35	8.7986	0.0038	0.31257	8.6456
	6.4	2.5003	3.0717	1.8	8.9111	0.0038	0.39071	8.6847
							0.46885	8.7238
							0.54699	8.7629
C4'							0.62513	8.801

Les valeurs des efforts tranchants maximums appliqués sur les différents éléments de la structure pour le réservoir à base encastrees et le réservoir à base flexibles sont données dans le tableau 3.9 et illustrée par la figure 3.5.

Tableau 3.9 : comparaison des résultats des efforts tranchants appliqué sur les différents éléments de la structure dans le cas de la base encastree et la base flexible (ressort).

Cas	Combinaison	Etat	poteaux V2 (Tf)	V3 (Tf)	Entretoise V2 (Tf)	V3 (Tf)	Ceintures inférieures V2 (Tf)	V3 (Tf)
Base encastree	C4	plein	2.9971	3.1031	8.9881	0.0038	12.8574	0.5085
Base flexible			2.9962	3.1028	8.9864	0.0038	12.8563	0.5085
Variation			0.03 %	0.01 %	0.02 %	-	0.01 %	- %
Base encastree	C'4	Vide	2.954	3.0719	8.9128	0.0038	8.802	0.4666
Base flexible			2.9538	3.0717	8.9111	0.0038	8.801	0.4666
Variation			0.01 %	0.01 %	0.02 %	-	0.01 %	- %

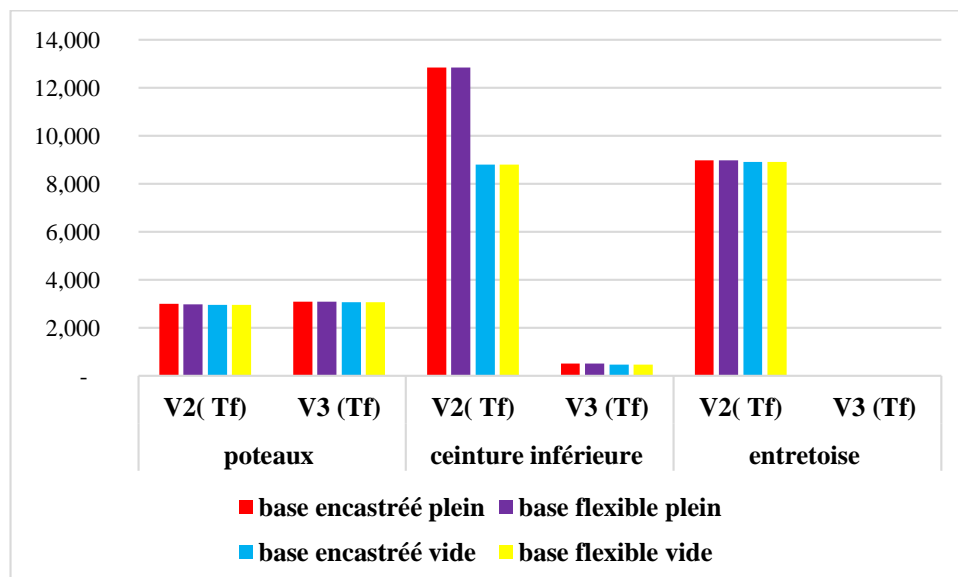


Figure 3.5 : Représentation des efforts tranchants appliqués sur différents éléments dans les cas de base encastree et base flexible.

Nous constatons que les efforts tranchant pour subits par les différents éléments du réservoirs poteaux ceintures et entretoise) sont obtenues sous les combinaisons d'actions accidentelles sismiques C4 et C4' pour le réservoir plein et vide respectivement et ce dans les deux cas de figures (base encastree et base flexible). Par ailleurs, la variation de ces efforts tranchants est inferieures à 0.02 %, compte tenue de l'interaction sol structure pour tous les éléments.

3.2.4 Moments fléchissant

Un extrait des résultats des moments fléchissant de la structure, pour les différentes combinaisons de charge sont représentés dans le tableau 3.10, pour le réservoir vide et plein :

Tableau 3.10 : Extrait des résultats des moments fléchissant appliqué sur les différents éléments de la structure.

Combinaisons	Poteaux			Entretoise			Ceinture inférieure		
	Stations	M2 (Tf.m)	M3 (Tf.m)	Stations	M2 (Tf.m)	M3 (Tf.m)	Stations	M2 (Tf.m)	M3 (Tf.m)
C3	0	-2.183E-14	0.00294	0	2.456E-17	0.00245	0	0.00052	0.06489
	3.2	1.792E-14	-0.00625	0.45	1.085E-17	0.00245	0.07814	0.00052	0.06489
	3.2	-2.184E-14	-0.0087	0.9	-2.862E-18	0.00245	0.15628	0.00052	0.06489
	3.38	-1.952E-14	-0.00742	1.35	-1.657E-17	0.00245	0.23443	0.00052	0.06489
	6.4	2.417E-14	0.01659	1.8	-3.028E-17	0.00245	0.31257	0.00052	0.06489
							0.39071	0.00052	0.06489
							0.46885	0.00052	0.06489
							0.54699	0.00052	0.06489
							0.62513	0.00052	0.06489
	0	5.29586	6.89882	0	0.00376	7.9109	0	0.07944	3.21685
	3.2	4.44759	2.42944	0.45	0.00231	4.28378	0.07814	0.06308	3.05276
	3.2	5.20621	3.39623	0.9	0.00155	1.78329	0.15628	0.04754	2.92685
	3.38	4.6589	2.95674	1.35	0.00228	4.35151	0.23443	0.0343	2.8478
C4	6.4	5.73268	5.6883	1.8	0.00371	8.04636	0.31257	0.0282	2.82237
							0.39071	0.03466	2.85313
							0.46885	0.04828	2.9375
							0.54699	0.06418	3.06873
							0.62513	0.08091	3.23815
	0	-3.597E-14	0.00294	0	-1.884E-17	0.00245	0	-0.00156	-0.21455
	3.2	2.971E-14	-0.00625	0.45	-1.368E-17	0.00245	0.07814	-0.00123	-0.18082
	3.2	-3.635E-14	-0.0087	0.9	-8.519E-18	0.00245	0.15628	-0.00091	-0.14709
	3.38	-3.248E-14	-0.00742	1.35	-3.36E-18	0.00245	0.23443	-0.00058	-0.11336
	6.4	4.016E-14	0.01659	1.8	1.8E-18	0.00245	0.31257	-0.00026	-0.07963
							0.39071	0.00006225	-0.0459
							0.46885	0.00039	-0.01217
							0.54699	0.00071	0.02156
C3							0.62513	0.00103	0.05529

	0	5.32221	6.95679	0	0.00374	7.98725	0	0.24128	2.20047
	3.2	4.42613	2.4098	0.45	0.0023	4.32626	0.07814	0.21023	2.22082
	3.2	5.23297	3.42856	0.9	0.00155	1.79191	0.15628	0.1793	2.24371
	3.38	4.68287	2.98491	1.35	0.0023	4.32626	0.23443	0.14858	2.27115
	6.4	5.70409	5.63809	1.8	0.00374	7.98725	0.31257	0.11825	2.30616
							0.39071	0.08875	2.35344
							0.46885	0.06158	2.42061
							0.54699	0.04356	2.52026
C4							0.62513	0.0535	2.67324
	0	-1.729E-13	0.03224	0	-7.011E-16	-0.06157	0	-0.00788	-1.42665
	3.2	1.444E-13	-0.06758	0.45	-3.313E-16	0.03715	0.07814	-0.00619	-1.18579
	3.2	-1.715E-13	-0.006	0.9	3.846E-17	0.07005	0.15628	-0.00449	-0.94889
	3.38	-1.531E-13	-0.0027	1.35	4.082E-16	0.03715	0.23443	-0.0028	-0.71597
	6.4	1.912E-13	0.05926	1.8	7.78E-16	-0.06157	0.31257	-0.00111	-0.48701
							0.39071	0.00058	-0.26202
							0.46885	0.00227	-0.04101
							0.54699	0.00397	0.17604
C'2							0.62513	0.00566	0.38912
	0	5.34857	6.87955	0	0.00373	7.95374	0	0.25326	4.28121
	3.2	4.40467	2.47066	0.45	0.0023	4.29276	0.07814	0.21972	3.98817
	3.2	5.25975	3.45372	0.9	0.00155	1.7584	0.15628	0.18629	3.69768
	3.38	4.70685	3.00372	1.35	0.0023	4.29276	0.23443	0.15308	3.41173
	6.4	5.67545	5.53778	1.8	0.00373	7.95374	0.31257	0.12025	3.13336
							0.39071	0.08826	2.86725
							0.46885	0.05859	2.62104
							0.54699	0.03808	2.4073
C'4							0.62513	0.04553	2.24689

Les valeurs des moments fléchissant maximums appliqués sur les différents éléments de la structure pour le réservoir à base encastées et le réservoir à base flexibles sont données dans le tableau 3.11 et illustrée par la figure 3.6 :

Tableau 3.11 : Comparaison des moments appliqués sur les différents éléments dans le cas base encastée et base flexible.

Cas	Combinaison	Etat	Poteaux		Entretoise		Ceinture inferieure	
			M2 (Tf.m)	M3 (Tf.m)	M2 (Tf.m)	M3 (Tf.m)	M2 (Tf.m)	M3 (Tf.m)
Base encastée	C4	plein	5.7332	6.95558	0.00376	8.04794	0.24126	3.23835
Base flexible			5.73268	6.95679	0.00376	8.04636	0.24128	3.23815
Variation			0.01 %	0.02 %	-	0.02 %	0.01 %	0.01 %
Base encastée	C'4	Vide	5.67597	6.87834	0.00373	7.95531	0.25325	4.28133
Base flexible			5.67545	6.87955	0.00373	7.95374	0.25326	4.28121
Variation			0.01 %	0.02 %	-	0.02 %	-	-

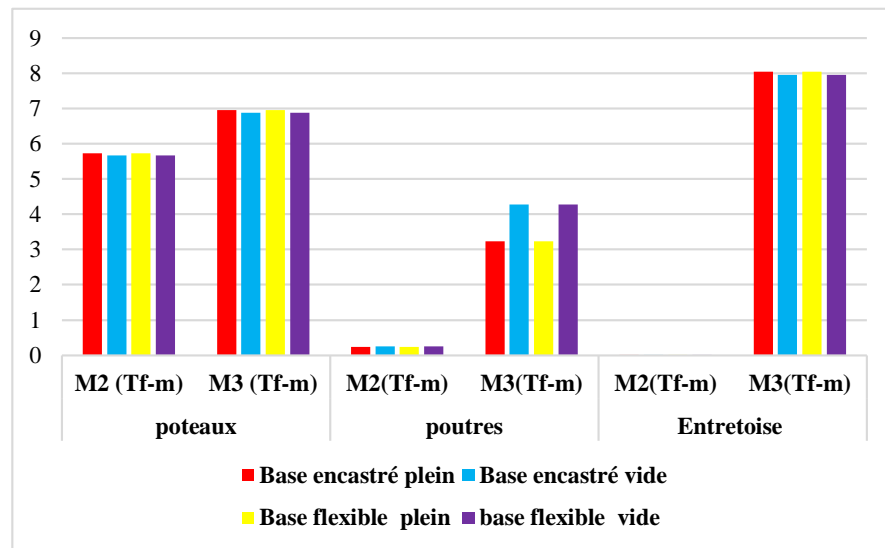


Figure 3.6 : Représentation des moments fléchissant appliqués sur les différents éléments pour le réservoir a base encastrée et le réservoir a base flexible.

Nous constatons que les moments fléchissant subits par les différents éléments du réservoirs (poteaux ceinture inférieure et entretoise) sont obtenues sous les combinaisons d'actions accidentelles sismiques C4 et C4' pour le réservoir plein et vide respectivement et ce dans les deux cas de figures (base encastrée et base flexible). Par ailleurs, la variation de ces moments fléchissant n'excède pas 0.02 %, compte tenue de l'interaction sol structure pour tous les éléments.

3.3 Modélisation par la méthode directe (Modélisation du socle)

Le maillage d'une fondation superficielle isolée, placée dans un massif de sol homogène semi-infini, doit être réalisé en tenant compte des recommandations suivantes :

Les limites latérales du maillage (condition $u = 0$) doivent être fixées à environ 10 fois la largeur B de la fondation. La limite horizontale inférieure (condition $v = 0$ ou $u = v = 0$) à au moins 6 fois B sous la base de la fondation (Mestat, 1997).

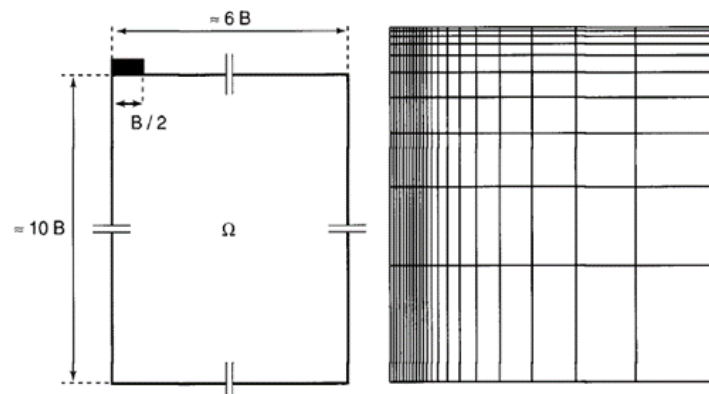


Figure 3.7 : Dimension du socle (Mestat, 1997).

3.3.1. Modélisation du socle

Etape 01 : Définition des caractéristiques du sol

Les caractéristiques du sol sont introduites dans sap2000 par la commande suivante :

Define ➡ section proprieties ➡ solide proprieties. ➡ Add new material

Une nouvelle fenêtre va apparaître, là où il faut introduire le matériau et ses caractéristiques.

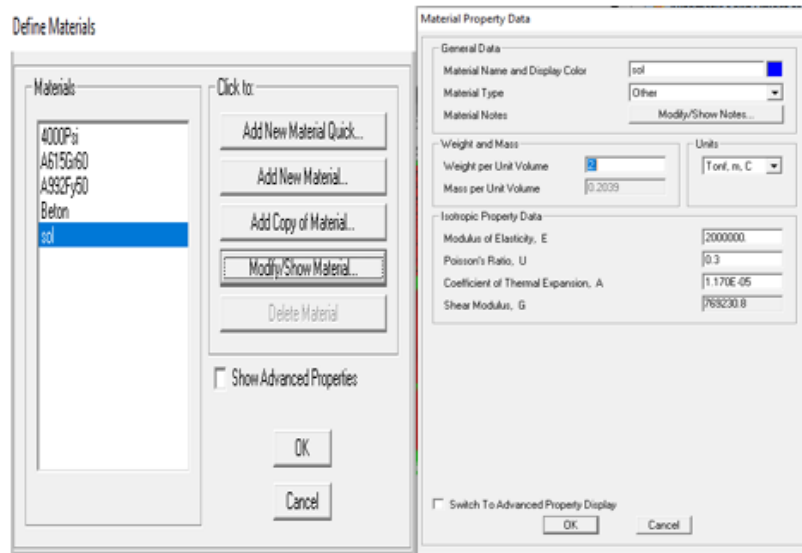


Figure 3.8 : Définition des caractéristiques du sol.

Etape 02 : Géométrie du sol

Edit grid data ➡ modify show system

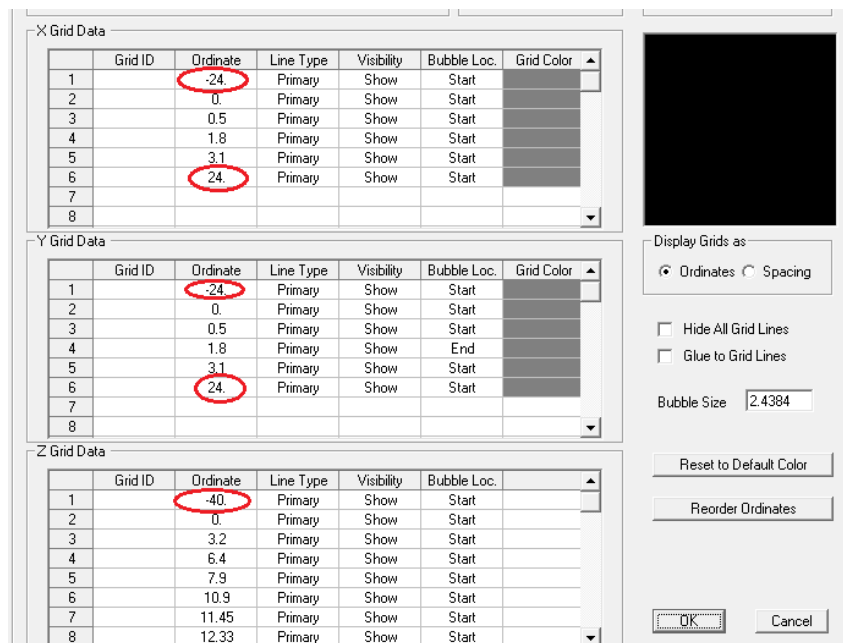


Figure 3.9 : Introduction des caractéristiques géométrique du sol.

Etape 03 : Définition de la géométrie approchée du sol

Plan XY → Draw rectangular area → none

Etape 04 : Division de la surface créée

Sélectionner la surface → Edite → Edite Areas → Divid Areas

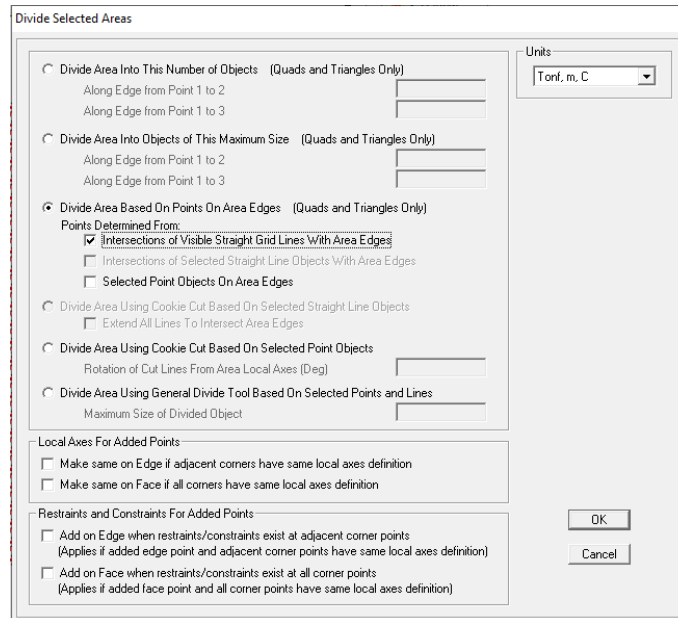


Figure 3.10 : Division de la surface créée.

Etape 05 : Définition de la géométrie définitive du sol

Sélectionner la surface créée → Edit → Extrude → Extrude area to solide

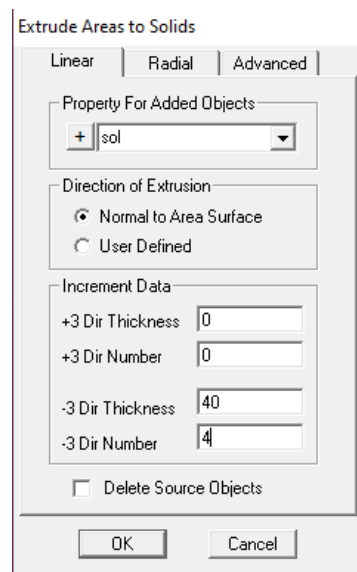


Figure 3.11 : Géométrie définitive du sol.

Etape 06 : Maillage du socle

Selectionner le socle ➡ Assign ➡ solid ➡ Automatic solid Mesh

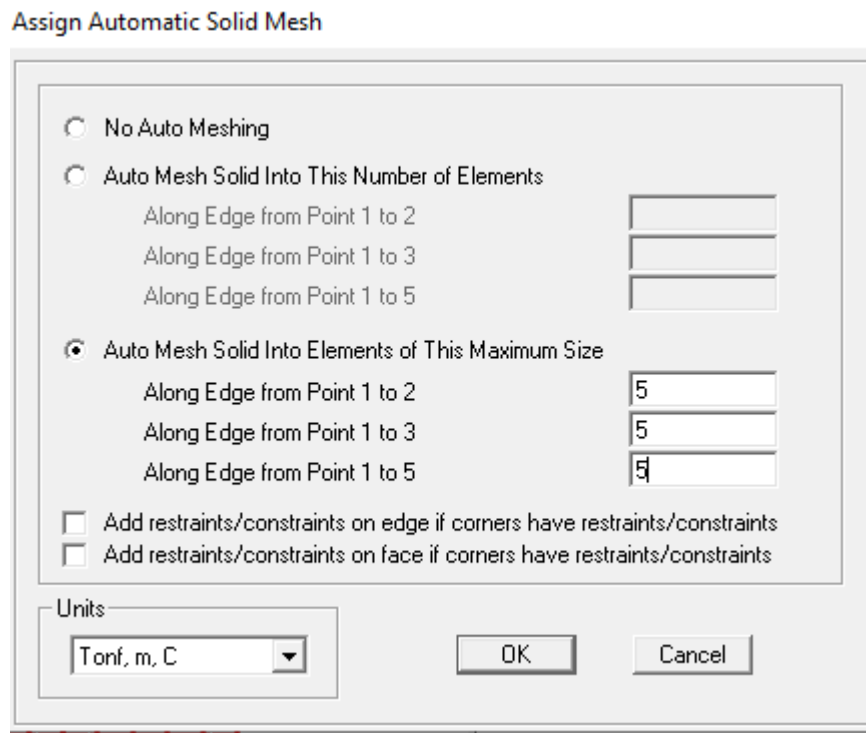


Figure 3.12 : Maillage du socle.

Etape 05 : Définition des conditions aux limites

- Sur le plans **XY** on **encastre** la base
- Sur le plans **XZ** on bloque **U2** sur les deux cotés
- Sur le plans **YZ** on bloque **U1** sur les deux cotés
- On bloque **U1** et **U2** au niveau des **ongles**

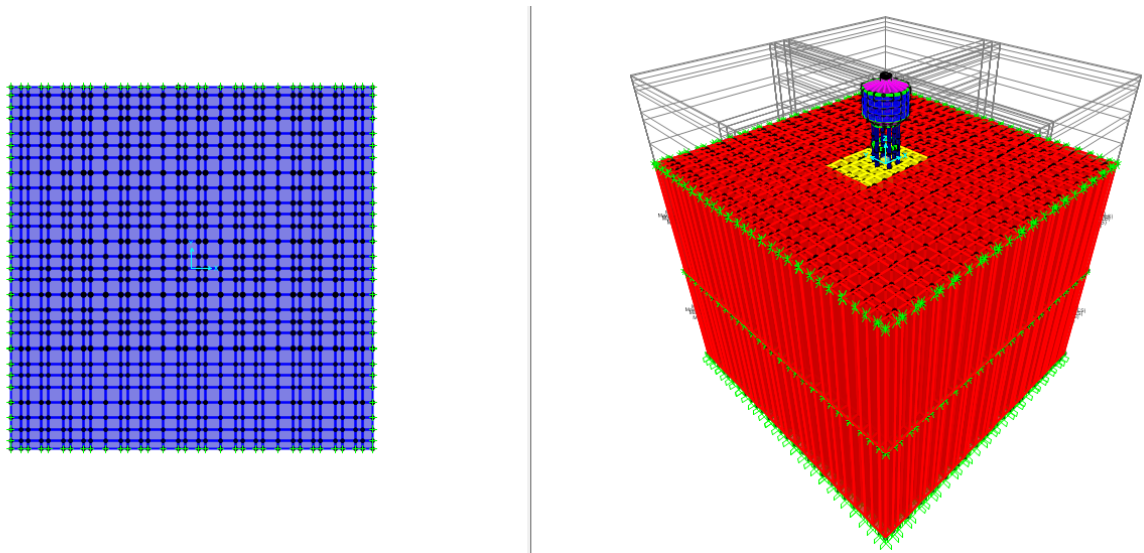


Figure 3.13 : Visualisation de la modélisation du sol.

3.3.2 Résultat et interprétations

3.3.2.1 Période

Les résultats des périodes du réservoir sont représentés dans le tableau 3.12.

Tableau 3.12 : Résultat des périodes.

Mode	Periode (s)	Frequency Cyc /s	CircFreq rad/s	Eigenvalue rad2/s2
1	10597.0176	0.000094366	0.00059292	3.5155E-07
2	0.743984	1.3441	8.4453	71.324
3	0.458495	2.1811	13.704	187.8
4	0.303204	3.2981	20.723	429.43
5	0.159027	6.2883	39.51	1561.1
6	0.159015	6.2887	39.513	1561.3
7	0.152913	6.5397	41.09	1688.4
8	0.127523	7.8418	49.271	2427.6
9	0.127437	7.847	49.304	2430.9
10	0.127434	7.8472	49.306	2431
11	0.113261	8.8291	55.475	3077.5
12	0.110876	9.0191	56.669	3211.3

Conclusion

L'interaction sol structure a été abordée dans ce chapitre en utilisant deux méthodes : **La méthode des sous structure** qui consiste à remplacer le sol par des ressorts ayant des rigidités de déplacements et de rotation. Ces rigidités sont définies par plusieurs relations. Nous avons adopté les relations de Newmark, pour le cas de fondations circulaires. Les résultats obtenus ont montré que la méthode de sous structure ne s'éloigne pas de la méthode classique de base encastree, adoptée par les ingénieurs en bureau d'étude. En effet, la variation de la période fondamentale est de 1.11 %, celle des efforts tranchant et des moments fléchissant n'excède pas 0.02 %.

La méthode directe consiste à modéliser le sol en définissant sa géométrie et ces caractéristiques. Les résultats des périodes ne sont pas concluants vu la valeur exagérée de la période fondamentale et des déplacements. Nous proposons à cet effet de reprendre cette modélisation.

Conclusion Générale

L'analyse du comportement sismique du réservoir circulaire surélevé est effectuée dans ce mémoire en considérant trois méthodes : la méthode classique (base encastree), la méthode des sous structures et la méthode directe. L'ISS affecte le comportement sismique des réservoirs en termes de flexibilité et d'amortissement.

Après présentation des différentes méthodes, nous avons constaté que la méthode de sous structure semble la plus simple à utiliser pour modéliser un phénomène d'ISS. Cette méthode ne demande qu'une détermination facile des impédances dynamiques de la fondation qui sont représentées par des ressorts élastiques au court d'analyse. Ces rigidités sont définies par plusieurs relations. Nous avons adopté les relations de Newmark, pour le cas de fondations circulaires. Les résultats obtenus ont montré que la méthode de sous structure ne s'éloigne pas de la méthode classique à base encastree, adoptée par les ingénieurs en bureau d'étude. En effet, la variation de la période fondamentale est de 1.11 %, la variation des déplacements est de 0.01% et celle des efforts tranchant et des moments fléchissant n'excède pas 0.02 %. Ceci justifie le choix de la méthode classique adoptée par les ingénieurs en bureau d'étude.

Pour la **méthode directe**, l'ISS a été prise en compte en modélisant le sol avec géométrie et ces caractéristiques, tels que défini par la littérature. Toutefois, les résultats obtenus ne sont pas concluants vu les valeurs exagérées de la période fondamentale et des déplacements. Ceci s'explique par l'absence d'une liaison entre le réservoir et le sol de fondation. Plusieurs solutions sont adoptées comme affiner le maillage ou considérer un radier à la base mais ceci n'a pas amélioré les résultats. A cet effet, et comme perspective, nous proposons de reprendre cette modélisation en essayant de créer cette liaison entre le sol et la structure.



Références Bibliographique

AMAZOUZ L., Analyse mécano-fiabiliste d'un réservoir posé au sol en béton armé vis-à-vis de l'aléa corrosion, Mémoire de Master, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2018.

BELHADJ A H., Analyse de la réponse sismique des grands bâtiments contreventés par murs de refends, thèse doctorat, Université Djillali Liabes, Sidi Bel Abbes ,2015.

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

BENLAALA N., Influence de l'interaction sol structure sur la réponse sismique des bâtiments, thèse de magistère, Université Mohamed Khider– Biskra.

BOUCHALA F., Evaluation du comportement sismique non linéaire des réservoirs surélevés, thèse de magistère, Université A. MIRA-BEJAIA, 2014.

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., Interaction dynamique sol-structure. Thèse d'ingénieur en construction et aménagement option calcul de structure. Centre associe du Liban 2015.

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.

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.

LIVAOGLU R., ET DOGANGUN A., Effect of foundation embedment on seismic behavior of elevated tanks considering fluid–structure-soil, interaction Soil Dynamics and Earthquake Engineering 27 (2007) 855–863.

LIVAOGLU R., ET DOGANGUN A., Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid-structure-soil interaction, Journal of Fluids and Structures 22 (2006) 421–439.

LOUAY K., Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure application à l'étude des barrages poids en béton, thèse de doctorat, Université de Lille 1, 2009.

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.

MESTAT PHILIPPE, Maillage d'élément finis pour les ouvrages géotechnique et conseils et recommandation ,1997.

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.

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

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.

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.

ZHANG X., Modélisation physique et numérique des interactions sol-structure sous sollicitations dynamiques transverses. Thèse de doctorat, Université de Grenoble, 2011.

ZOURIG I., BOUDIAF M. Interaction sol-fondation d'un PICF. Mémoire de master, Université Mohamed Boudiaf M'sila, 2017.

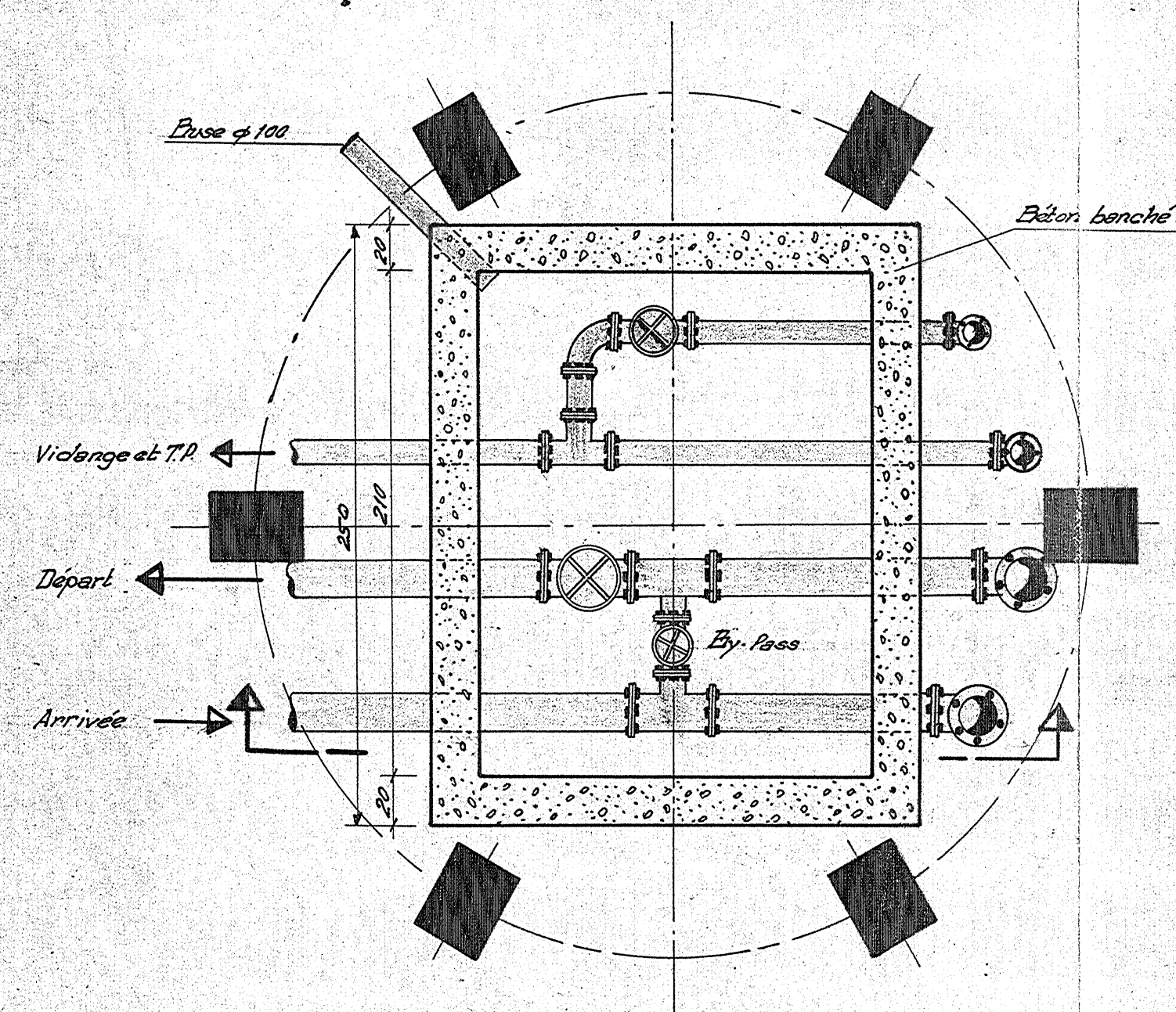


Annexes

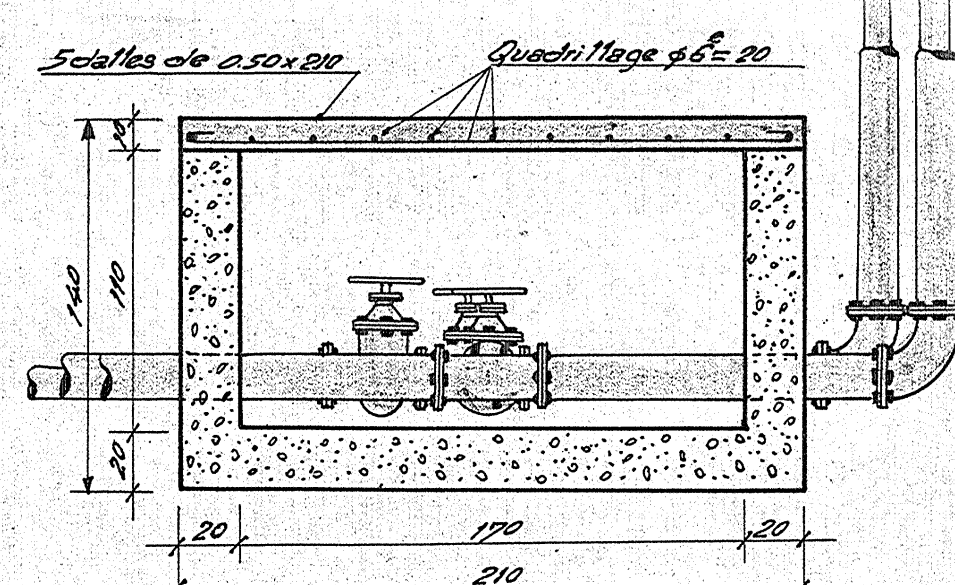
RESERVOIR SURELEVE DE 100m³

PLAN 1/2	DRESSER OU FOND DE PLAN	DRESSINE	VERIFIER	VU
MODIFICATIONS	DRESSER OU FOND DE PLAN	DRESSINE	VERIFIER	VU
B				
C				

REGARD DE MANŒUVRE

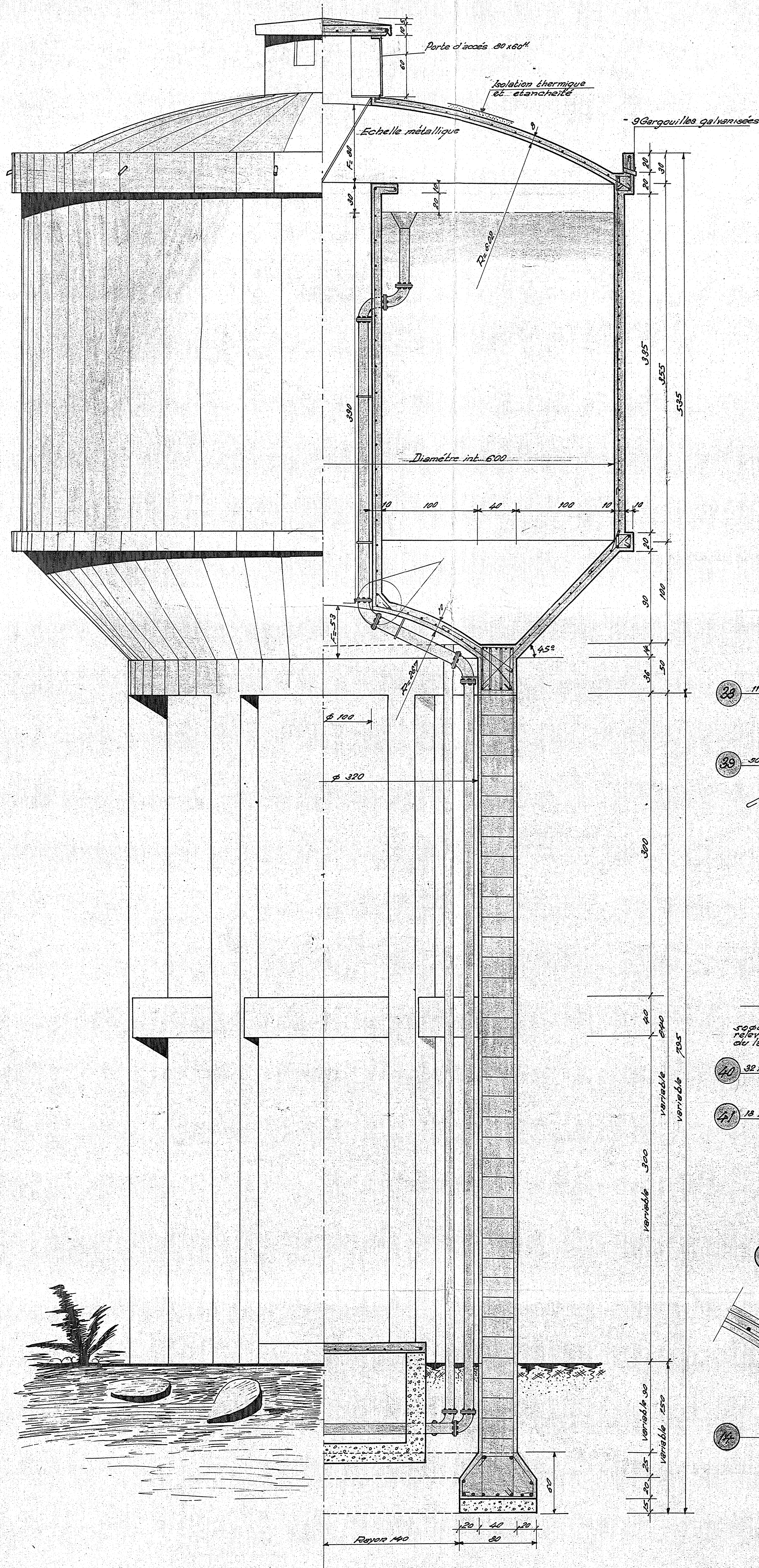


COUPE A-B

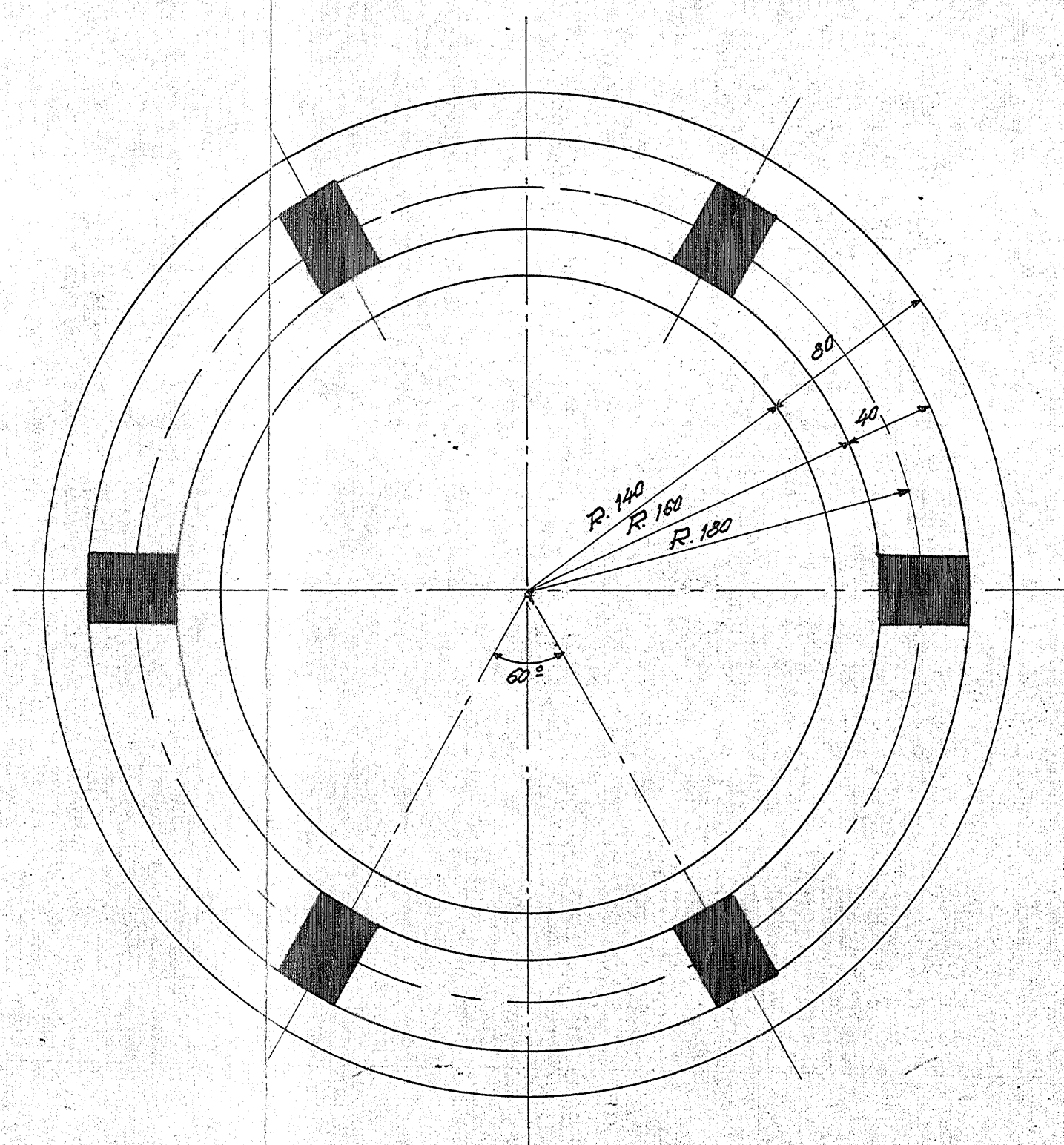


DEMI - ELEVATION

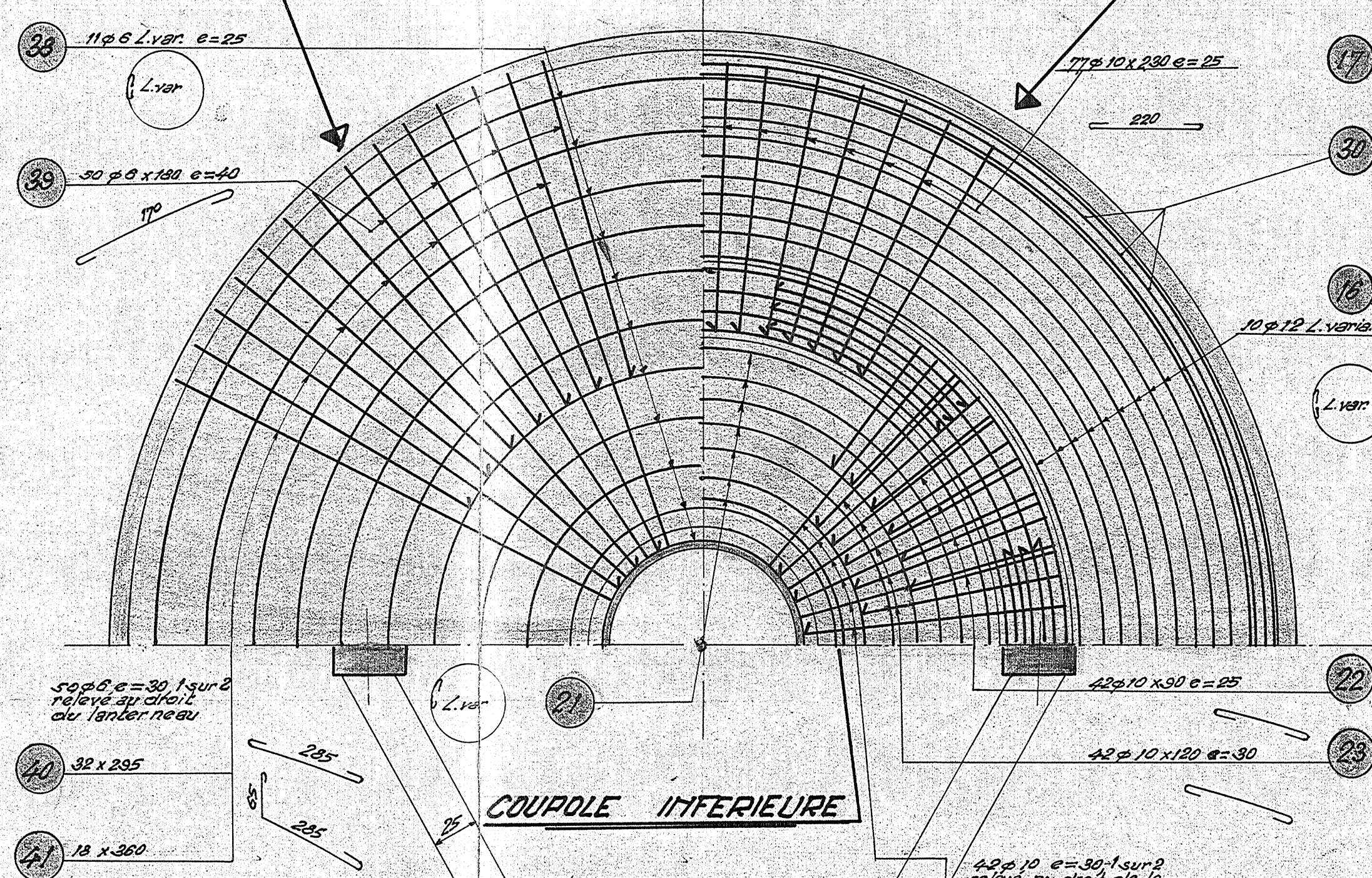
DEMI-COUPÉ



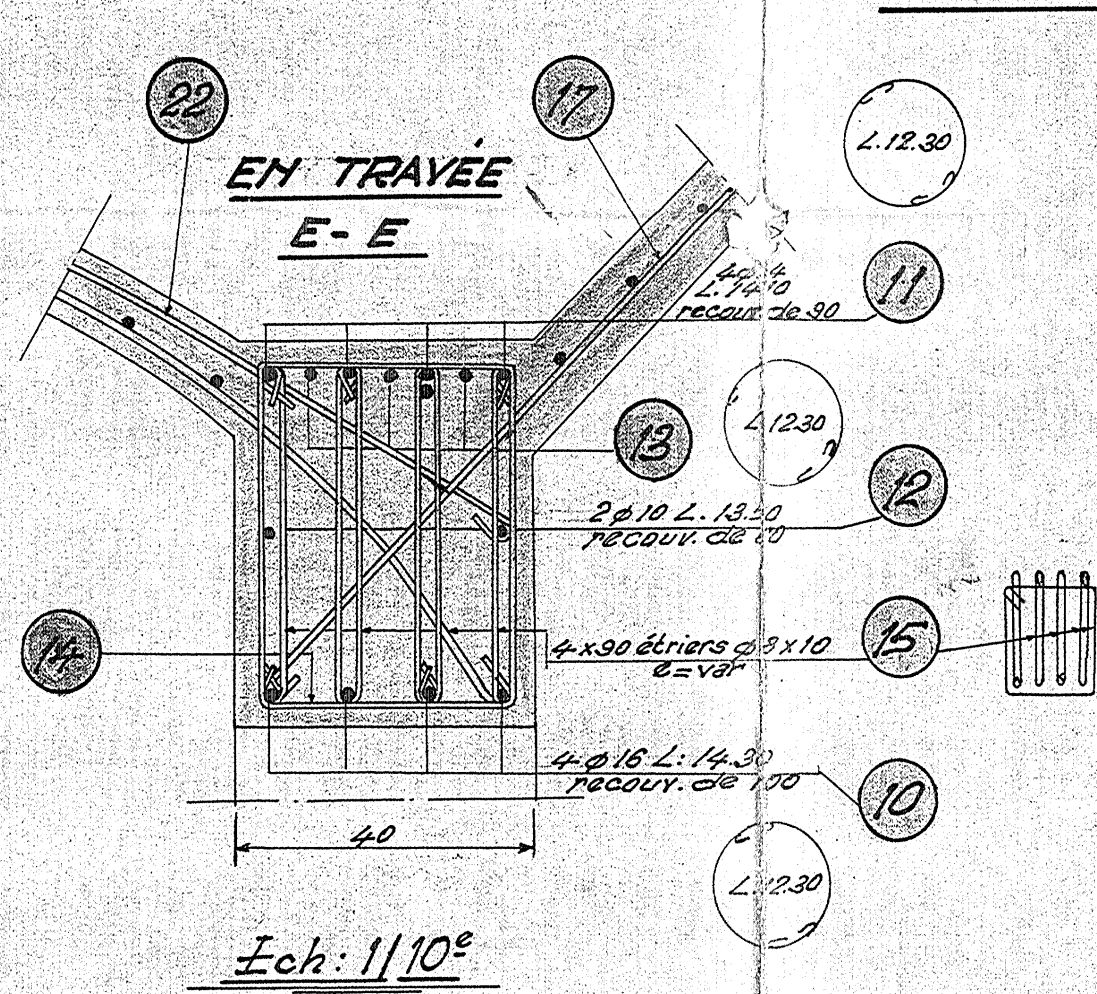
SEMELLE CONTINUE SOUS POTEAUX.



COUPOLE SUPERIEURE PARTIE TRONCONIQUE



COUPOLE INFÉRIEURE



ENTRETOISES

DETAIL A

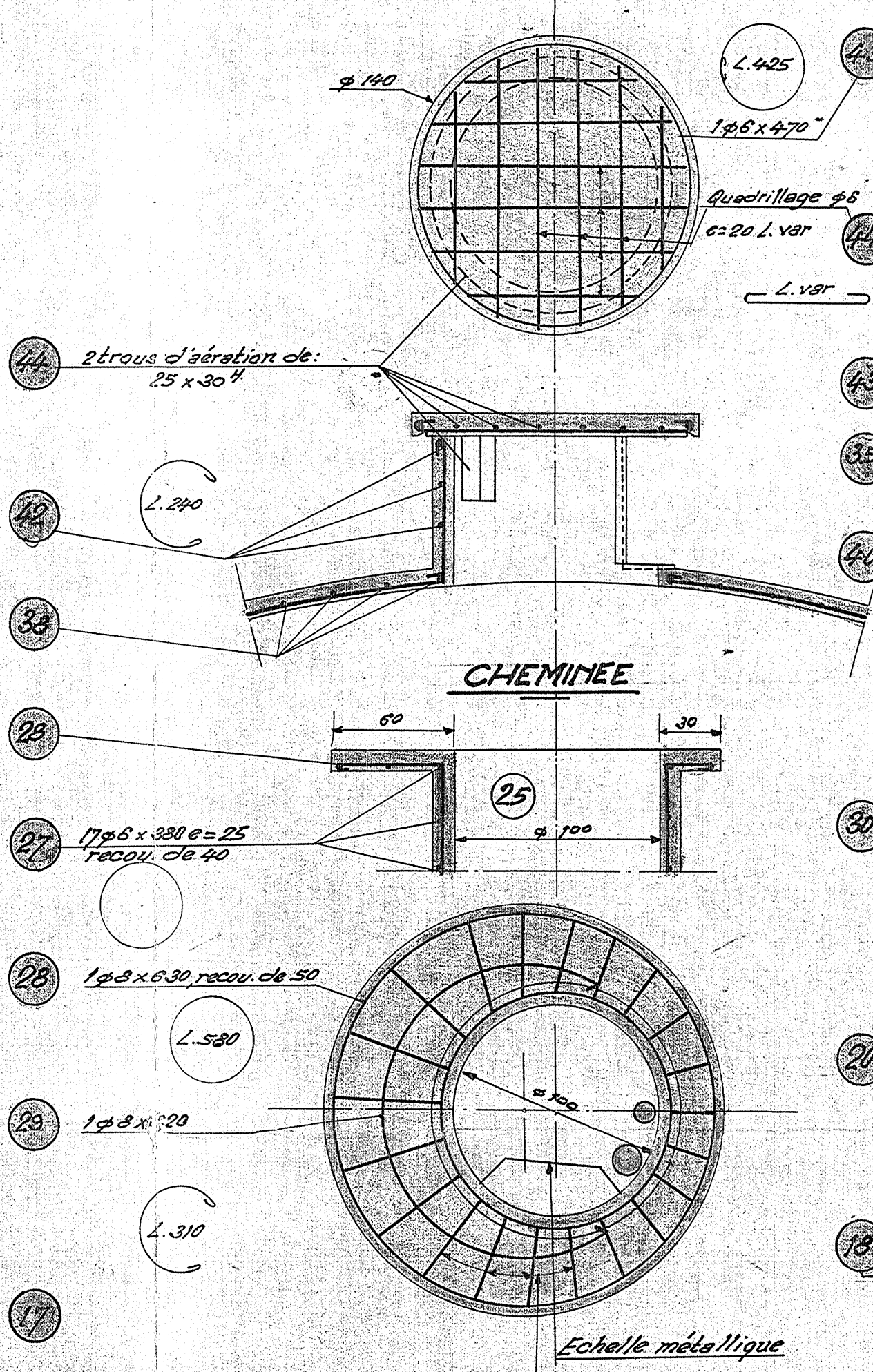
POTEAU B-B

CEINTURE

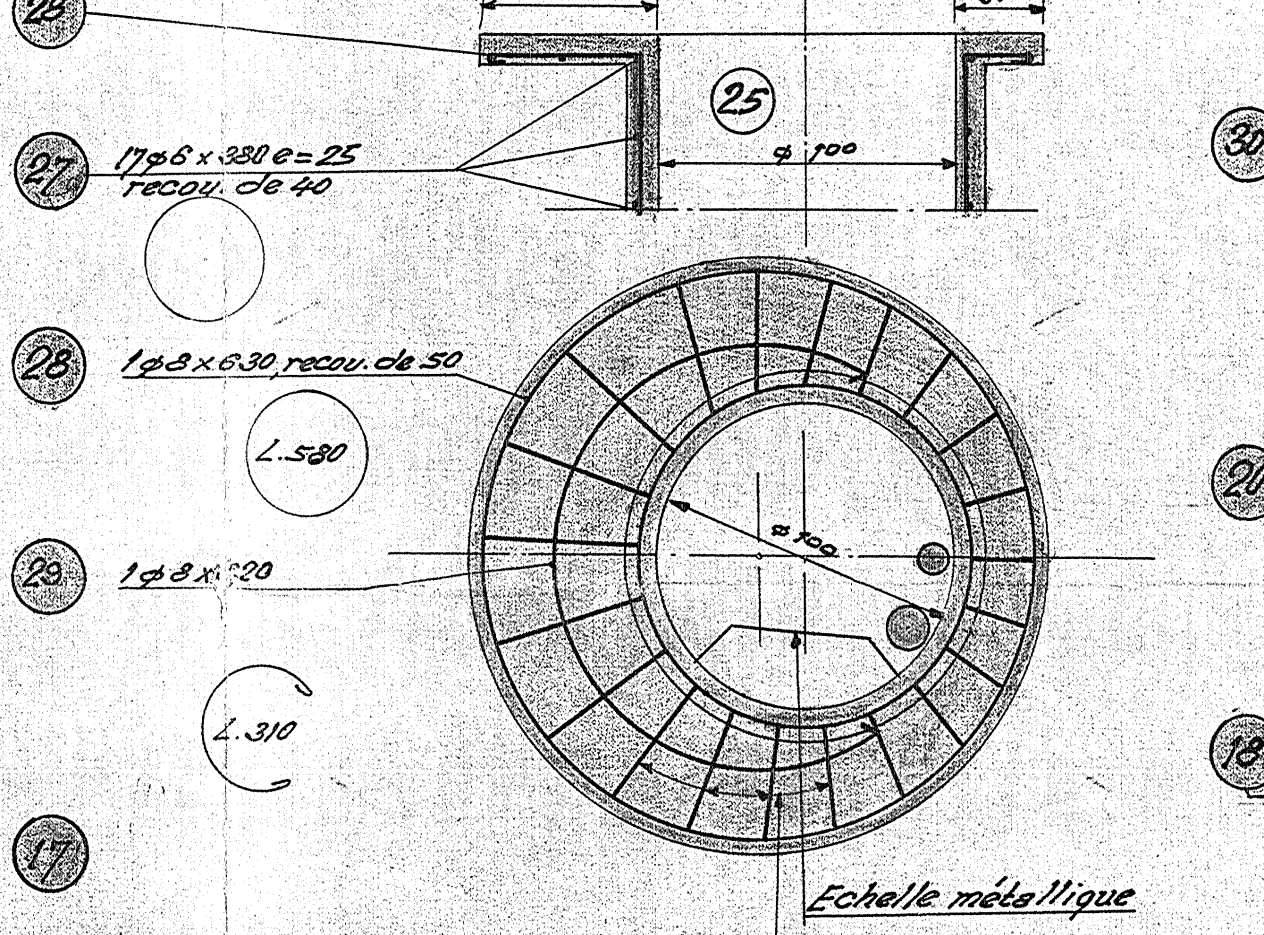
ENTRETOISE C-C

SEMELLE A-A

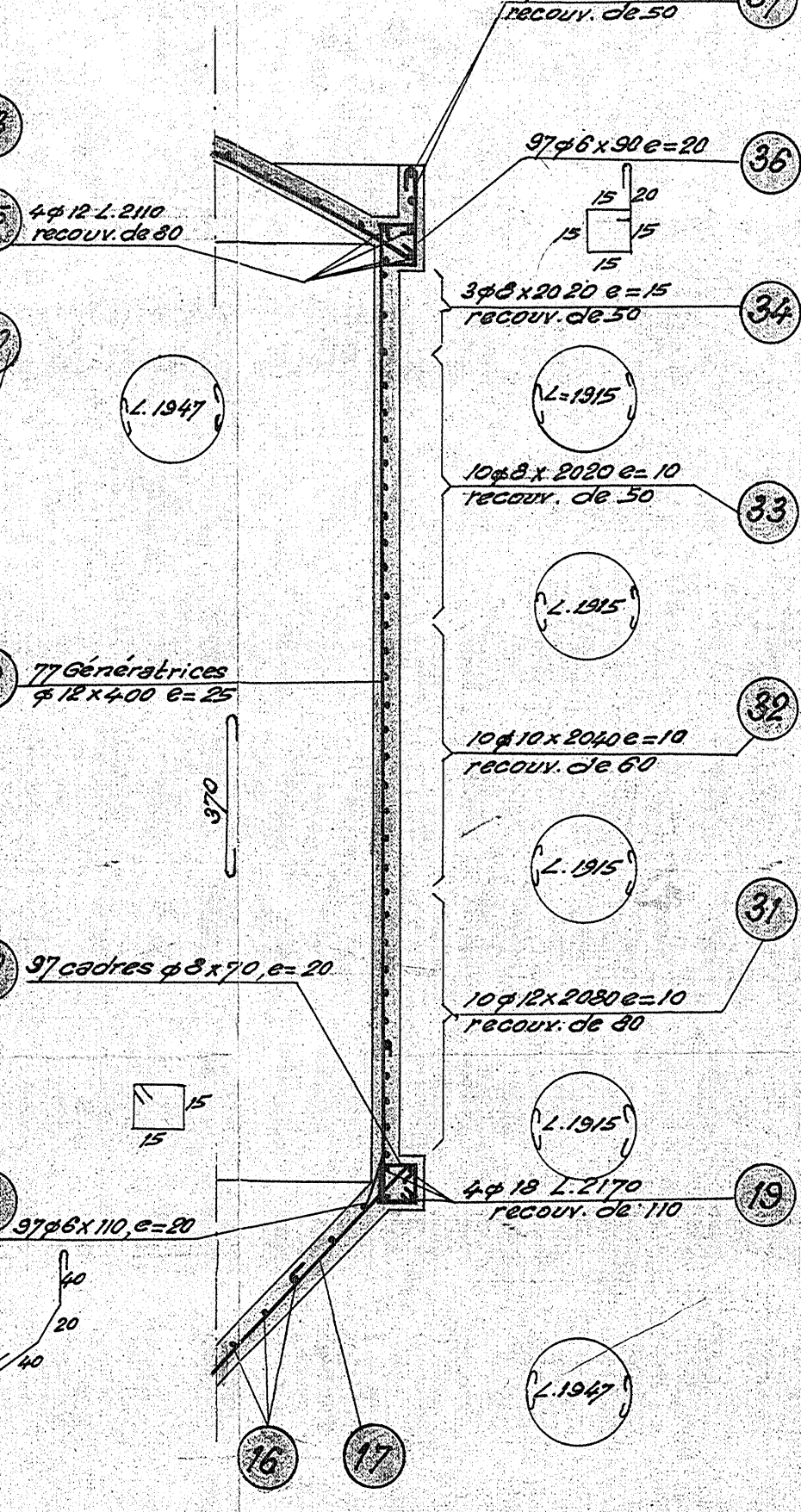
LANTERNEAU



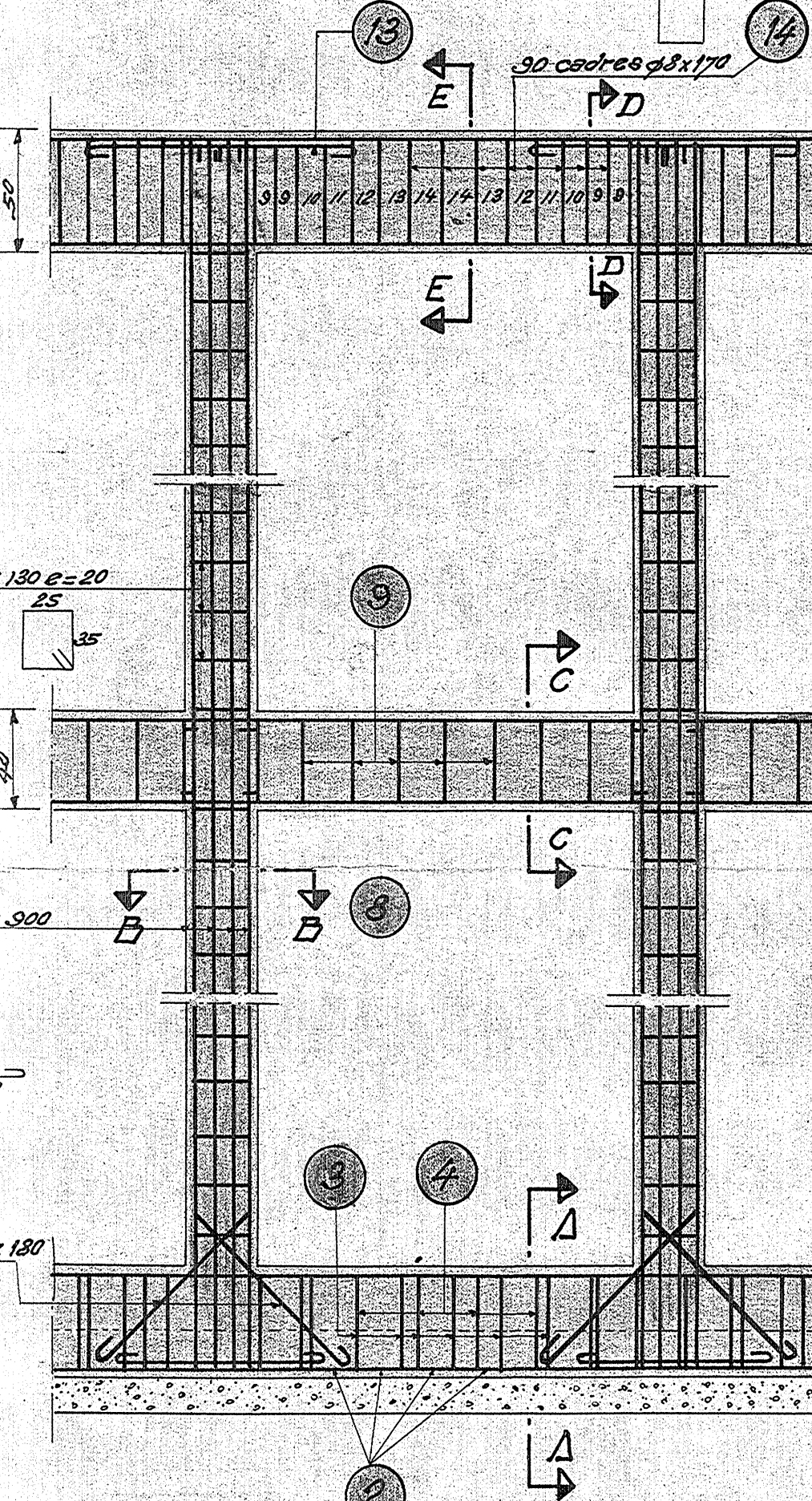
CHEMINÉE



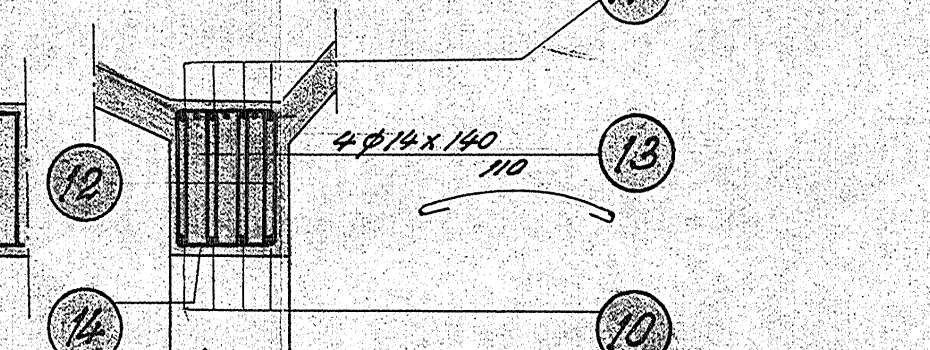
PARI



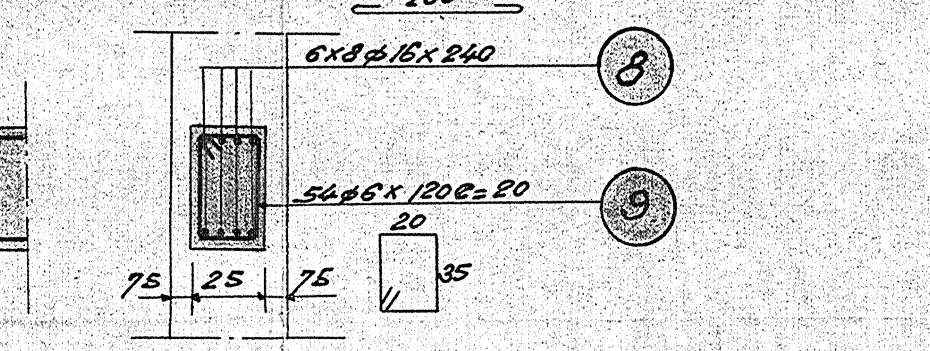
SEMELLE POTEAUX ENTRETOISES



SUR APPUI D-D



ENTRETOISE C-C



SEMELLE A-A

