

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

Filière : Génie Civil

Spécialité : Construction Hydraulique et Aménagements

Thème

Dimensionnement de la piscine semi-olympique de Boghni

Présenté par :

***M^{elle}* CHEBBI Hanane**

Devant le jury composé de :

Mr HAMMOUM Hocine	Professeur à l'UMMTO	Encadreur.
Mme BOUZELHA Karima	Professeur à l'UMMTO	Encadrante.
Mr ALICHE Amar	Maitre de conférences à l'UMMTO	Président.
Mme BELAZOUZ Lynda	Maitre de conférences à L'UMMTO	Examinatrice.

Remerciement

*Nos remerciements s'adressent en première lieu à M^{me} **BOUZELHA Karima** professeur au département de Génie civil de l'UMMTO pour sa disponibilité, son aide précieuse, sa patience, de nous avoir encouragés tout au long de ce travail. Nous adressons également nos remerciements à Mr **HAMMOUM Hocine**, professeur au département génie civil de l'UMMTO pour sa disponibilité, de son expérience et qui a toujours répondu présent.*

*Nous tenons à remercier tous les membres du **jury** pour avoir accepté de juger ce travail.*

*Par la même occasion nous remercions **nos enseignants** du département de génie civil et plus particulièrement les enseignants de la spécialité **CHA**.*

Enfin, nous remercions tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

Je dédie ce travail :

A mes chers parents. Tous les mots de monde ne sauraient exprimer l'immense amour que je vous porte, la profonde gratitude que je vous témoigne pour tous les efforts et les sacrifices que vous n'avez jamais cessé de consentir pour mon instruction et mon bien être. J'espère avoir répondu aux espoirs que vous avais fondu en moi. Je vous rends hommage pour ce modeste travail en guise de ma reconnaissance Eternel et de mon infini amour.

A mes chers frères et sœur, Tous les mots du monde ne sauraient exprimer l'immense respecte que je vous porte.

Je dédicace aussi ce travail Nassima, Nesma, Karim, Ali qui elles sont toujours soutenue et encouragée

A mes chères amies (es), Pour tous les meilleurs souvenirs que nous avons partagés.

Et enfin à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Hanane

Table des matières

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et des matériaux.

Introduction	3
1.1. Présentation de l'ouvrage	3
1.2. Caractéristiques géométriques	3
1.3. Localisation et données du site	4
1.4. Norme et réglementation	4
• Document technique réglementaire DTR. - B.C.2.2	4
• Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié en 2003)	4
• Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des Etats Limites (BAEL 91)	4
• Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) :	5
1.5. Notion d'état limite	5
• Etats limite ultime (ELU)	5
• Etats limites de service (ELS)	5
1.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	5
1.6.1 Béton	5
a) La résistance caractéristique à la compression f_{cj}	5
b) La contrainte limite du béton à la compression à l'ELU :	6
c) La contrainte limite du béton à la compression à l'ELS :	7
d) La résistance caractéristique à la traction f_{tj}	7
e) Modules de déformation du béton	8
f) La contrainte limite ultime de cisaillement (contrainte tangentielle) :	8
g) Le dosage	9
1.6.2 Les aciers	9
a) Le module d'élasticité longitudinal (module de YOUNG) :	9
A Les contraintes limites de l'acier :	9

Chapitre 2 : Calcul déterministe d'une piscine

Introduction	12
2.1. Identification des charges	12
2.1.1. Charges permanentes (G)	12
2.1.2. Surcharges d'exploitation (Q)	16
2.1.3 pression hydrodynamique	16
2.2. Combinaison de charge	21
❖ Vis-à-vis des états limites ultimes (ELU) sous combinaisons accidentelles	21
2.3. Calcul des moments	21
2.3.1. Exposé de la méthode	21
2.3.2. Calcul des moments sous l'effet de l'eau	23
2.3.3. Calcul des moments sous l'effet des terres	24
2.3.4. Poids de propre de bassin	25
2.3.5. Calcul des moments sous l'effet de dallage	25
2.3.6. Calcul des moments sous l'effet des baigneurs	26
2.4. Calcul de la parois transversal	28
2.4.1 Exposé de la méthode	28
2.4.2 : Calcul effectif en flexion simple par les poussées horizontale moyenne.....	28
2.4.3. Calcul de la poutre isostatique de la bande 1	29
2.4.4. Calcul de moment hyperstatique	29
2.4.5. Calcul de la pouter isostatique de la bande 2.....	30
2.4.6. Calcul de moment hyperstatique	31
2.5. Calcul du ferrailage des parois	31
Disposition réglementaire	31
2.5.1 Calculs des armatures à l'ELU :	32
2.5.2 Calcul de l'excentricité :	32
2.5.3 Calcul du moment fictif :	33
2.5.4 Calcul des armatures fictives :	33
2.5.5 Calcul des armatures réelles :	33
Calcul des armatures de répartition :	33
2.5.6 Vérifications à l'ELU :	33
2.6. Calcul du ferrailage de radier	34
Conclusion	34

Chapitre 3 : Modalisation par éléments finis de la piscine

Introduction	38
3.1. Description du logiciel ETABS®	38
3.2. Rôle principal de ETABS®	38
3.3. Etapes de modélisation.....	39
3.4. Définition des matériaux.....	43
3.5. Définition et affectation des sections.....	43
3.6. Applications du maillage des parois	45
3.7. Définition des charges	46
3.8. Affectation des Charges Statiques	48
3.9. Conditions aux Limites	51
3.10. Définition des appuis (Restreints).....	51
3.11. Définition des combinaisons d'actions.....	52
• ELU.....	52
• ELU fondamental	52
• ELS	52
3.12. La structure en 3D.....	53
Remarque :.....	53
3.13. Démarrage et exécution	54
3.13.1 Résultats et interprétation	55
3.13.2 Période fondamentale de la structure.....	55
3.13.3 Résultats des moments	59
Conclusion.....	64

Chapitre 1

Figure 1.1: Présentation du bassin.....	3
Figure1. 2: Localisation du site d'implantation.....	4
Figure1. 3: Diagramme déformations-contraintes du béton à l'ELU.....	7
Figure 1. 4: Diagramme déformations-contraintes du béton à l'ELS.....	7
Figure1. 5: Diagramme de contraintes-déformations des aciers.	10

Chapitre 2

Figure 2. 1 : Diagramme des poussées des terres.....	13
Figure2. 2: Diagramme Poids de propre de bassin.	13
Figure2. 3 : Diagramme des pressions hydrostatiques	14
Figure2. 4: Coupe verticale de la chape du dallage.	15
Figure 2. 5: diagramme des poussées horizontale les dues au poids du dallage sur les parois du bassin.	16
Figure 2. 6 : diagramme de baigneurs 16	16
Figure2. 7 : Diagramme des pressions hydrodynamiques.....	17
Figure 2.8: Spectre de réponse	20
Figure2. 10.....	22
Figure2. 9.....	22
Figure2.11.....	22
Figure 2.12.....	22
Figure2. 13 : diagramme des poussées du l'eau 23	23
Figure 2.14: diagramme des moments sous l'effet de l'eau 24	24
Figure 2.15: diagramme des poussées des terres..... 24	24
Figure2. 16 : Diagramme des moments sous l'effet des terres 25	25
Figure2. 17 : diagramme des poussé due au dallage 26	26
Figure 2.18: diagramme des moments sous l'effet de dallage. 26	26
Figure 2.19 : diagramme sous l'effet des baigneurs 26	26
Figure 2. 20: diagramme des moments sous l'effet des baigneurs. 27	27
Figure 2. 21: diagramme des moments sur les éléments par points. 27	27
Figure2. 22 : parois transversal 28	28
Figure2.23 : Schéma de calcul de la bande 1 29	29
Figure 2.24 : Schéma de la poutre isostatique..... 29	29
Figure 2.25: Diagramme des moment hyperstatique..... 30	30
Figure 2.26 : Schéma de calcul de la bande 2. 30	30
Figure 2.27 : Schéma de la poutre isostatique 30	30
Figure 2.28: Diagramme des moments hyperstatique 31	31
Figure2. 29 : Schémas de calcul d'armatures 32	32
Figure2. 29 : Schémas de calcul..... 34	34
Figure 2. 30 : Ferrailage du radier et parois 35	35

Chapitre 3

Figure3. 1 :Interface de couverture ETABS©.....	38
Figure 3. 2 :Interface de démarrage ETABS©.....	39
Figure 3. 3 : Choix des unités.....	39
Figure 3. 4 : Création d'un nouveau fichier.....	40
Figure3. 5 : Création d'un nouveau model.....	40
Figure 3. 6 :Création d'un nouveau model.....	41
Figure 3. 7 : Modification des grid lines.....	41
Figure 3. 8 : Introduction des donnees du bassin.....	42
Figure3. 9 : Modelé du bassin.....	43
Figure 3 .10 :Définition des caractéristiques des matériaux (aciers béton).....	43
Figure 3. 11 : Définition des parois et radier.....	44
Figure 3. 12 : Affectations des parois.....	44
Figure 3. 13 : Affectation du radier.....	45
Figure3. 14 :Application du maillage.....	45
Figure 3.15 : Définitions des charges statiques.....	46
Figure 3.17 : Introduction du spectre de réponse.....	47
Figure3. 18 : Définition de la charge sismique.....	48
Figure3. 19 : Sens des axes locaux sur les parois.....	49
Figure3. 20 : Illustration des affectation des Charges Statiques.....	51
Figure 3. 21 : Choix des conditions d'appuis.....	51
Figure 3. 22 : combinaison d'action C1.....	52
Figure 3 . 23 :combinaison d'action.....	53
Figure 3. 24 :piscine en béton.....	53
Figure 3. 25 :Affichage des différence information.....	53
Figure 3. 26 : Lancement de l'analyse.....	54
Figure 3. 27 : Déformation de la structure après lancement de l'analyse.....	55
Figure 3. 28 :Table des périodes et des fréquences.....	56
Figure3. 29 :Distribution des contraintes principales de traction σ_{max} sous ELUCP1 S11.....	60
Figure3. 30 :Distribution des contraintes principales de traction σ_{max} sous ELUCP1 S22.....	60
Figure 3. 31 : Déformation d'une piscine sous l'effet des terres.....	64

Chapitre 1

Tableau 1.1 :Caractéristiques géométriques de la piscine.....	3
Tableau1. 2 :Valeurs du coefficient k.	6
Tableau1. 3 :Les caractéristiques des aciers employés.	9

Chapitre2

Tableau2. 1 :Résultats de calcul des poussés des terres.....	12
Tableau 2.2 : Résultats de calcul des poussés de l'eau.....	14
Tableau2. 3 : Eléments composants de dallage	15
Tableau2. 4 :Valeur de A en fonction de zone sismique et du groupe d'usage.	18
Tableau2.5 :La valeur de ξ [%] en fonction de la nature du remplissage	18
Tableau2. 6 :Périodes caractéristiques T1 et T2 en fonction de la nature du sol	19
Tableau 2.7 : Evaluation du facteur de qualité.....	19
Tableau2. 8 : Paramètres utilisés pour la construction du spectre de réponse.	20
Tableau2. 9 : Résultats de la pression hydrodynamiques.....	21
Tableau 2 .10 : Tableau récapitulatif des moments agissant sur les éléments du bassin voiles et radiers, sous différentes combinaisons de charge.	27

Chapitre3

Tableau 3.1 : Affectation des poussées des terres.....	50
Tableau 3. 2 : Affectation des charges hydrostatiques.....	50
Tableau3. 3 : Affectation des charges hydrodynamiques.	50
Tableau3. 4 : Table des périodes et des fréquences	56
Tableau 3. 5 : Extrait des moments fléchissant M11 des parois	57
Tableau 3 . 6 :Extrait des moments fléchissants M22 des parois	57
Tableau 3. 7 : Extrait des moments fléchissant M11 de radier.....	59
Tableau 3. 8 : Extrait des moments fléchissant M22 de radier.....	58
Tableau 3. 9 : Extrait des moments fléchissant M22 de radier.....	58

Introduction générale

Introduction générale

Les piscines sont des ouvrages hydrauliques présents dans les centres urbains, les complexes touristiques et parfois même dans les habitations privées. Ces ouvrages contribuent au bien-être des usagers et à la promotion d'un mode de vie sain. Elles servent à des fins sportives et à des usages thérapeutiques. Par conséquent, leur conception requièrent des connaissances techniques précises afin d'assurer la sécurité des baigneurs et la durabilité des structures.

Malheureusement, en Algérie, il n'existe pas à ce jour de méthodologie normalisée et largement reconnue pour le dimensionnement et la conception technique des piscines en tant qu'ouvrages hydrauliques. Ce qui rend la tâche difficile aux ingénieurs concepteurs, qui doivent souvent s'appuyer sur des approches, parfois inadaptées aux exigences spécifiques de chaque projet. C'est dans ce contexte que s'inscrit ce projet qui a pour objectif de développer un calcul déterministe d'une piscine, basé sur la méthode d'RDM et une modélisation par élément finis. Le projet est scindé en trois chapitres.

Le premier chapitre consiste en la présentation générale de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, tels que le béton et les aciers.

Le deuxième chapitre est dédié au calcul déterministe de la piscine de Boghni semi olympique. Nous procédons d'abord au calcul des différentes charges appliquées à savoir les charges hydrostatiques, les charges hydrodynamiques en utilisant la méthode de « Westergaard », les poussées des terres ainsi que les charges dues aux baigneurs. Ces charges permettent l'évaluation des forces et moments appliqués. Ces derniers seront utilisés pour le ferrailage de ces éléments.

Le troisième chapitre traite la modélisation numérique, par éléments finis, de la piscine d'étude sous le logiciel Etabs[®], en considérant les conditions de l'encastrement parfait à la base. L'extraction des efforts et moments, permettront le ferrailage des éléments de la piscine (voiles et radier).

Chapitre 1 :
Présentation de l'ouvrage et des
matériaux.

Introduction

Ce premier chapitre sera consacré à la présentation de la piscine faisant l'objet de l'étude, à savoir l'implantation et la localisation, ainsi que les caractéristiques géométriques de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés (béton et acier).

Nous rappelons aussi les normes et la réglementation utilisée pour le dimensionnement de ces structures ainsi que les différentes notions théoriques tels les états limites.

1.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de cette étude est une piscine en béton armé, implantée dans la commune de Boghni, classée comme zone de moyenne sismicité (IIa).

Le site d'implantation est classé (S2), selon le RPA (2003).

1.2. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques de la piscine sont extraites à partir des plans d'architecture fournis par le BET chargé de la conception et le calcul du projet « BET BEDAT ZOUBIRI ALI ».

Le bassin de forme rectangulaire est enterré à une profondeur de 2,00m., telles illustrées dans le tableau 1.1 et la figure 1.1

Tableau 1.1 :Caractéristiques géométriques de la piscine.

Paramètre	Valeur	Unité
Longueur du bassin	25.00	m
Largeur du bassin	21,00	m
Hauteur du bassin	2,00	m
Surface du bassin	525,00	m ²
Capacité du bassin	1050,00	m ³

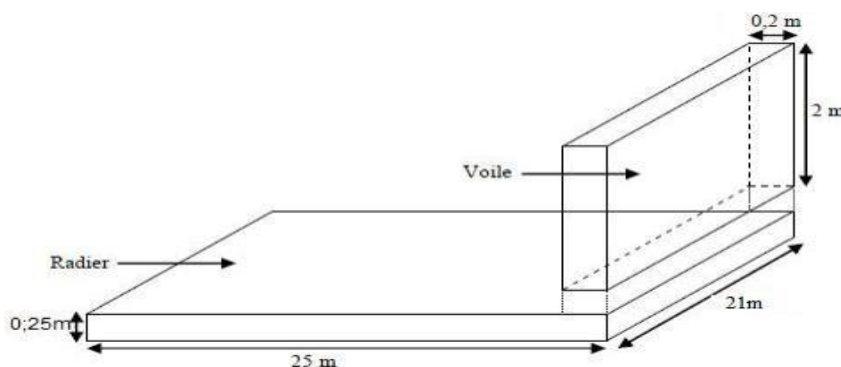


Figure 1.1:Présentation du bassin.

1.3. Localisation et données du site

Le site d'implantation est situé à environ 38 km au sud-ouest de Tizi Ouzou, à 15 km à l'ouest d'Ouadhia, et à 13 km à l'est de Draâ El Mizan. (Figure 1.2)



Figure1. 2: Localisation du site d'implantation.

1.4. Norme et réglementation

Le dimensionnement de la piscine se fera conformément aux documents et règlements suivants :

- **Document technique réglementaire DTR. - B.C.2.2**

Ce document traite les charges permanentes et les charges d'exploitation des ouvrages de génie civil, de leurs modes d'évaluation, et leurs valeurs à introduire dans les calculs.

- **Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié en 2003)**

Le RPA est un document technique réglementaire fixant les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des sollicitations sismiques, par une conception et un dimensionnement approprié.

- **Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des Etats Limites (BAEL 91)**

Ces règles de calcul sont applicables à tous les ouvrages en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant des influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égale à 300 kg/m^3 de béton mis en œuvre.

- **Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) :**

Le document technique réglementaire D.T.R B.C 2.41 a pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuelles devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et il s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

1.5. Notion d'état limite

On appelle un état limite, un état particulier, au-delà duquel une structure cesse de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue.

On distingue deux types d'états limites :

- **Etats limite ultime (ELU)**

L'état limite ultime (ELU) désigne la condition au-delà de laquelle une structure ou un élément de structure cesse de remplir sa fonction, c'est-à-dire qu'il subit une rupture, un effondrement ou instabilité majeure.

Plus précisément, un ELU peut correspondre à la limite de :

- L'équilibre statique.
- La résistance de l'un des matériaux.
- La stabilité de forme.

- **Etats limites de service (ELS)**

L'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites. Ils correspondent à :

- L'état limite d'ouverture des fissures.
- L'état limite de déformation.

1.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

1.6.1 Béton

Le béton est un mélange de granulats, d'un liant hydraulique (ciment), de l'eau et d'adjuvant.

Il est destiné à équilibrer les efforts de compression

a) La résistance caractéristique à la compression f_{cj}

La valeur de la résistance caractéristique à la compression du béton est fixée à priori, compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton dont l'âge j est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance f_{cj} obtenue au jour considéré.

On admet en première approximation que pour $j \leq 28$ jours, la résistance du béton est donnée par les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \quad (1.1)$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{MPa} \quad (1.2)$$

En cours de la réalisation, la résistance caractéristique à la compression du béton employé est vérifiée généralement par des essais (n essais) de compression axiale effectuée sur des éprouvettes normalisées ayant pour dimensions 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. Les principales étapes de l'essai sont :

- ❖ La valeur moyenne de résistance :

$$\bar{f}_c = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n} \quad (1.3)$$

- ❖ L'écart type qui caractérise la dispersion des résultats :

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{ci} - \bar{f}_c)^2}{n-1}} \quad (1.4)$$

- ❖ La résistance caractéristique :

$$f_{c28} = \bar{f}_c - k \cdot S \quad (1.5)$$

Les valeurs de k sont données dans le tableau 1.2 :

Tableau 1. 2: Valeurs du coefficient k.

Ordre de risque	1%	5%	10%	20%	50%
K	2,33	1,64	1,28	0,80	0

b) La contrainte limite du béton à la compression à l'ELU :

Elle est donnée par la formule :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles (séisme).

$\gamma_b=1,5$ pour les situations durables (ELU).

$\theta = 1$: La durée probable d'application de la combinaison est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$: La durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: La durée est inférieure à 1 heure.

Dans les calculs relatifs à l'état limite de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit (parabole rectangle) comme le montre la figure 1.3 ci-dessous :

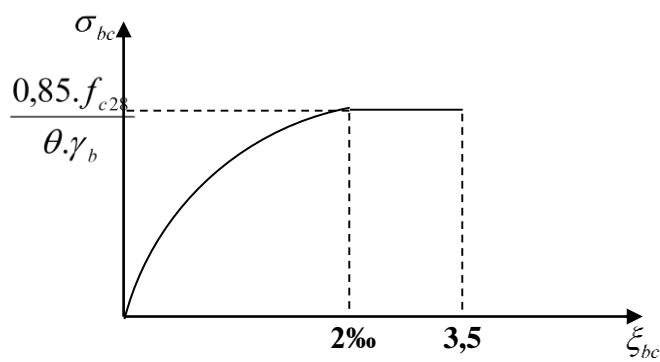


Figure1. 3:Diagramme déformations-contraintes du béton à l'ELU.

Le béton qu'on utilise dans la réalisation de notre ouvrage a donc pour contrainte limite à la compression à l'ELU, la valeur : $\bar{\sigma}_{bc} = 14,2\text{Mpa}$

c) La contrainte limite du béton à la compression à l'ELS :

Elle est donnée par la formule : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$

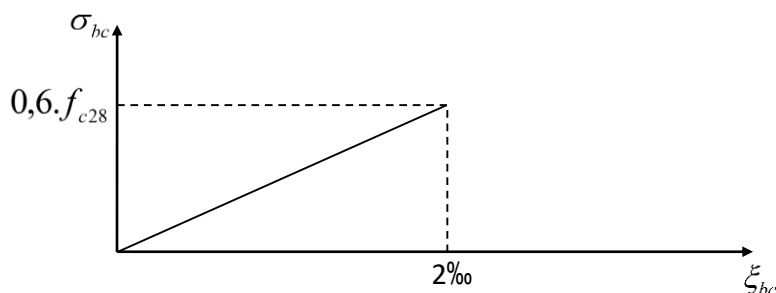


Figure 1. 4:Diagramme déformations-contraintes du béton à l'ELS.

Pour notre béton, on aura donc : $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$

d) La résistance caractéristique à la traction f_{tj}

Elle est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

Cette formule est valable pour les bétons dont la résistance à la compression est inférieure à 60 MPa. Dans le cas de notre béton, à 28 jours : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

e) Modules de déformation du béton

- Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_{ij} = 11000 \cdot (f_{cj})^{1/3} [\text{MPa}] \quad (1.6)$$

$$j = 28 \rightarrow E_{i28} = 3,216 \times 10^4 [\text{MPa}]$$

- Module de déformation longitudinale différée :

$$E_{vj} = 3700 \cdot (f_{cj})^{1/3} [\text{MPa}] \quad (1.7)$$

$$j = 28 \rightarrow E_{vj} = 1,082 \times 10^4 [\text{MPa}]$$

- Module de déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \eta)} \quad (1.8)$$

η : Coefficient de poisson.

$\eta = 0$: à l'ELU (béton fissuré).

$\eta = 0,2$: à l'ELS (béton non fissuré).

f) La contrainte limite ultime de cisaillement (contrainte tangentielle) :

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est donnée par la formule :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad (1.9)$$

V_u : La valeur de l'effort tranchant à l'ELU.

b, d : La largeur et hauteur utile de la section.

g) Le dosage

Le laboratoire de contrôle est chargé de trouver la composition du béton qui atteint une résistance caractéristique de 25MPa à l'âge de 28 jours.

1.6.2 Les aciers

Deux types d'aciers sont utilisés pour la réalisation des ouvrages de génie civil (Tableau 1.3)

Tableau1. 3 :Les caractéristiques des aciers employés.

Type d'acier.	Nomination.	Symbole.	Limite d'élasticité f_e [Mpa]	Résistance à la rupture [Mpa].	Coefficient de fissuration.	Coefficient de scellement.
Aciers en barres	Haute adhérence feE 400.	HA	400	480	1,6	1,5
Aciers en treilles.	Treilles soudé lisses TL 520 $\phi < 6mm$	TS	500	550	1,3	1

a) Le module d'élasticité longitudinal (module de YOUNG) :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

b) Les contraintes limites de l'acier :

A. A l'état limite ultime (ELU)

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, et elles sont

utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une marge de sécurité : $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$: Pour les situations durables.

$\gamma_s = 1,00$: Pour les situations accidentelles.

B. A l'état limite de service (ELS) :

Pour les vérifications des contraintes à l'état limite d'ouverture des fissures, on distingue trois cas :

1- Fissuration peu nuisible : il n'y a aucune vérification à effectuer.

2- Fissuration préjudiciable : cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}) \right\}$$

3- Fissuration très préjudiciable : les éléments supposés être exposés aux milieux agressifs.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{\eta}{3} .f_e ; (90.\sqrt{\eta.f_{ti}}) \right]$$

η : Coefficient de fissuration dont les valeurs sont définies comme suit :

$\eta = 1$: Pour les aciers doux (RL),

$\eta = 1,6$: Pour les aciers à haute adhérence (HA),

$\eta = 1,3$: Pour les treilles soudés (T.S).

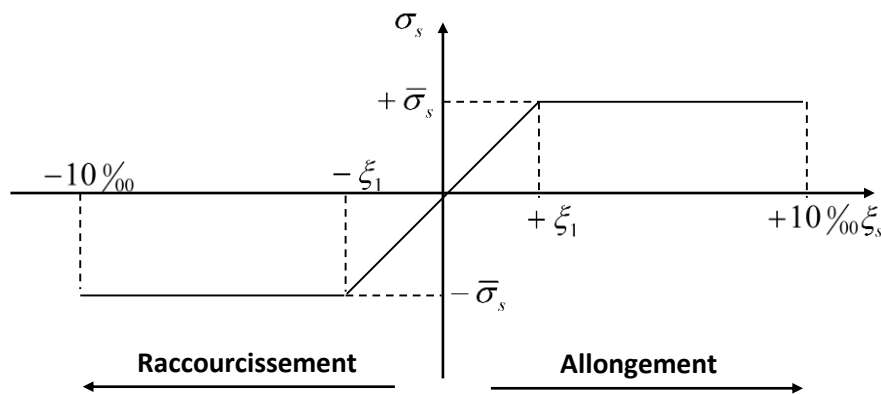


Figure1. 5:Diagramme de contraintes-déformations des aciers.

Conclusion

En conclusion, nous présentons dans les tableaux les paramètres de calcul retenus pour le dimensionnement de notre ouvrage

Paramètre	valeurs	unités
F_{c28}	25	Mpa
F_{t28}	2,1	Mpa
$\bar{\sigma}_{bc}$	14,2	Mpa
E_{ij}	32160	Mpa

Chapitre 2 :

Calcul déterministe de la piscine

Introduction

Dans ce chapitre, nous nous intéressons au prédimensionnement des éléments du bassin de la piscine. Nous commençons d'abord par l'identification des charges et surcharges, puis nous passons au calcul des moments agissant sur chaque élément de la piscine (paroi et radier), sous différentes combinaisons de charges. Enfin, nous procédons au ferrailage de ces éléments.

2.1. Identification des charges et surcharges

2.1.1. Charges permanentes (G)

La charge permanente est définie par les poussées des terres, les pressions hydrostatiques, et la charge du dallage autour du bassin.

❖ Poussée des terres

Les poussées des terres exercées sur la paroi de la piscine sont données par la relation (2.1) :

$$G_t(z) = K_a * \gamma_t * z \quad (2.1)$$

Avec :

K_a : coefficient de poussée des terres, donnée par la relation (2.2) :

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.2)$$

ϕ : désigne l'angle de frottement interne des terres. Sa valeur est égale à 35° , tel que donnée par le rapport de sol établi par la Laboratoire Central des Travaux Publics (CTC) 2012.

γ_t : désigne la masse volumique des terres autour du bassin, sa valeur est égale à 18 KN/m^3 .

Le calcul des poussées des terres est effectué par bandes de 1m de largeur, tels représenté sur la figure 2.1. Les résultats sont consignés dans le tableau 2.1.

Tableau2. 1:Résultats de calcul des poussés des terres.

N° de bande	Zi (m)	Gt (kg/m2)
I	2	975,6
II	1,10	536,58
III	0,10	48,78

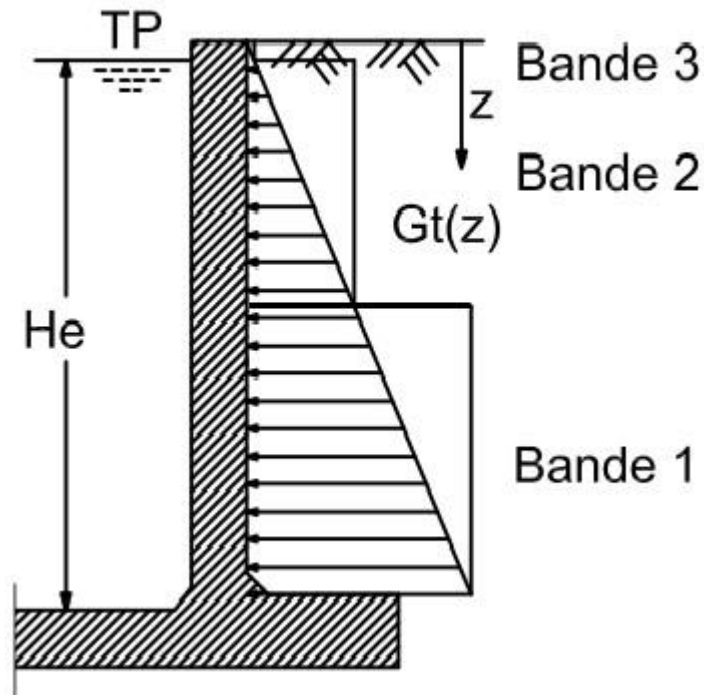


Figure 2. 1: Diagramme des poussées des terres.

❖ Calcule le poids de propre de bassin

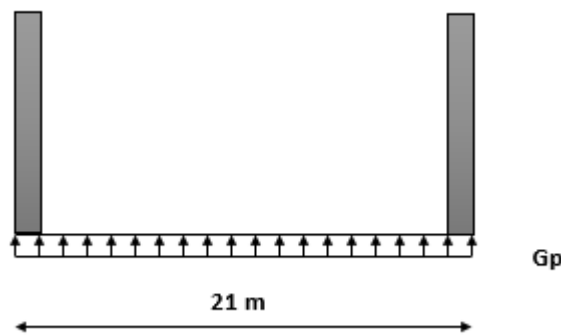


Figure2. 2: Diagramme Poids de propre de bassin.

$$G_p = \text{la masse volumique de béton} * \text{le volume (radier voilé)} \tag{2.3}$$

$$G_p = \gamma_b * [(1 * e_r * l) + (2 * l * e_p * h)]$$

$$G_p = 2500 * [(1 * 0,25 * 21) + (2 * 1 * 0,20 * 2)]$$

$$G_p = 720.328 \text{ kg/ml}$$

❖ **Poussée de l'eau**

Les poussées de l'eau sont données par l'équation de l'hydrostatique (2.4) :

$$G_e = \varpi . h \tag{2.4}$$

Avec :

ϖ : masse de l'eau, égale à 1000 Kg/m³,

h : Profondeur d'eau considérée à partir de la surface libre (trop plein).

Le calcul de la poussée de l'eau est effectué par bandes de 1m de largeur du bassin figure 2.3. Les résultats sont consignés dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2 : Résultats de calcul des poussés de l'eau.

N° de bande	hi(m)	Ge (kg/m2)
I	1,9	1 900,00
II	0,9	900,00
III	0	0

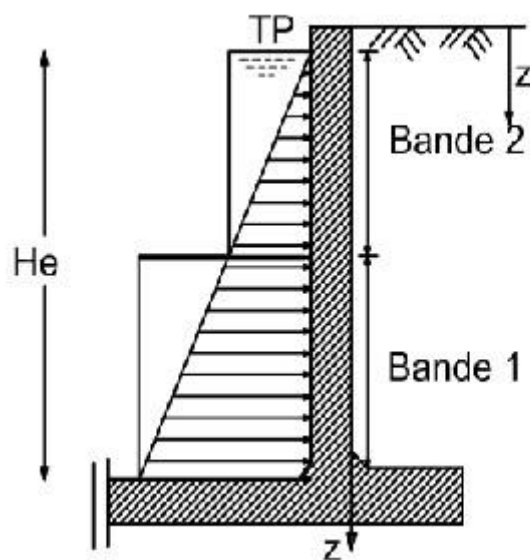


Figure2. 3 :Diagramme des pressions hydrostatiques .

❖ **Poussé due au dallage**

Les poussées exercées par le dallage sur les parois de la piscine sont données par la relation suivante (Figure 2.5) :

$$G_d = K_a * q \tag{2.5}$$

Avec :

q : Le poids unitaire des constituants du dallage, tel que défini dans le tableau 2.3 :

Fascicule 74 du CCTG (Article IV.5.1.)

D’après cet article, on peut considérer le poids de la plateforme, et ses composantes comme des poids de la superstructure. Son détail est donné dans la figure 2.4 et le tableau 2.3 ci-dessous

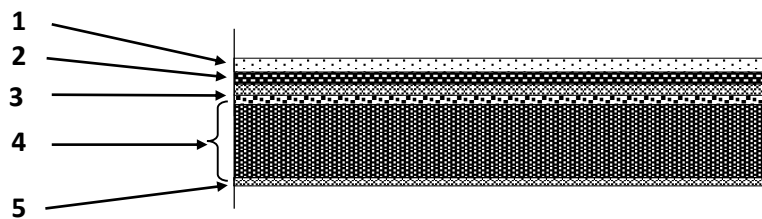


Figure2. 4:Coupe verticale de la chape du dallage.

Tableau2. 3: Eléments composants de dallage .

N°	Composition.	Epaisseur (cm).	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	-	0,44
2	Mortier de pose	2	22	0,44
3	Couche de sable	2	18	0,36
4	Chape en béton armé	10	25	2,50
				$G_{dallage} = 3,74 \text{ KN} / \text{m}^2$

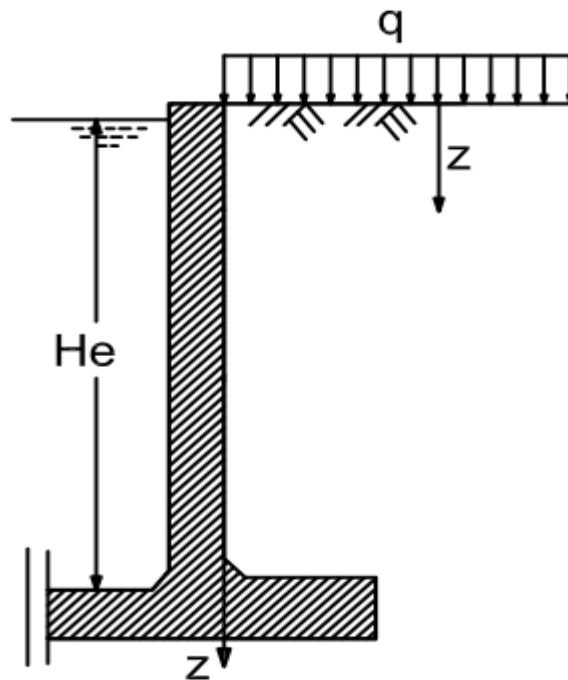


Figure 2. 5: diagramme des poussées horizontale les dues au poids du dallage sur les parois du bassin.

2.1.2. Surcharges d’exploitation (Q)

La surcharge d’exploitation est définie par la surcharge variable due aux baigneurs. Sa valeur est définie par le Fascicule 74, telle que :

$$Q_b = 400 \text{ Kg /m}^2 \tag{2.6}$$

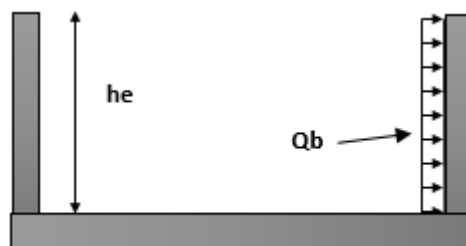


Figure 2. 6 :diagramme de baigneurs

2.1.3. Pression hydrodynamique

Les pressions hydrodynamiques agissant sur les parois du bassin sont définies par la méthode de Wastergarde (figure 2 .7) Amazouz, L. (2018)., telles que :

$$P_i = C_e * \alpha * \varpi * \sqrt{H_e Z_i} \tag{2.7}$$

Avec

C_e : coefficient de Wastergaard, égal à 7/8 (structures rigides emprisonnant un fluide incompressible ($C_e = 7/8$)).

ϖ : la masse volumique de l'eau (Kg/m³),

H_e : la hauteur d'eau (m),

Z_i : la profondeur du trop-plein au point de calcul de la pression hydrodynamique (m).

α : rapport de l'accélération par la force de pesanteur (a/g), donnée par l'expression (2.8)

(R.P.A. 99/2003), :

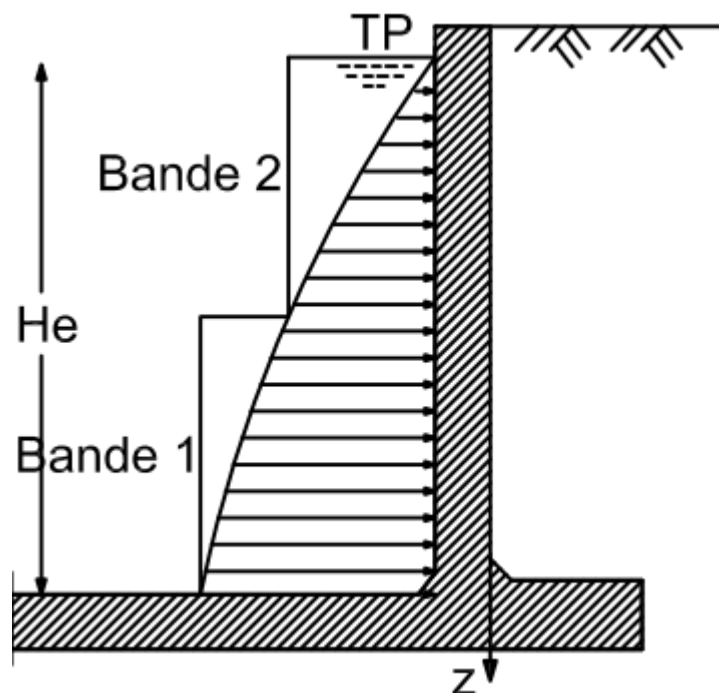


Figure2. 7 :Diagramme des pressions hydrodynamiques

$$\frac{a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 1,25 \cdot A \cdot \left(2,5 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 1,25 \cdot A \cdot \left(2,5 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ secondes} \\ 1,25 \cdot A \cdot \left(2,5 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3 \text{ secondes} \end{cases} \quad (2.8)$$

Où :

A : Coefficient d'accélération de zone,

η : Facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure,

T1 et T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site,

Q : Facteur de qualité.

- **Coefficient d'accélération de zone A**

Le coefficient A est donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage de l'ouvrage.

Tableau2. 4 : Valeur de A en fonction de zone sismique et du groupe d'usage.

Groupe	Zone sismique			
	I	Ila	Ilb	III
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

- **Facteur de correction d'amortissement η**

Donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,70 \tag{2.9}$$

Où ξ désigne le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages (tableau2.5).

Tableau2.5 : La valeur de ξ [%] en fonction de la nature du remplissage

Remplissage	Portiques		Voile ou mur
	Béton armé	Acier	B.A. / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Notre structure est en béton arme avec remplissage léger, nous retiendrons alors la valeur

$$\xi = 10 \%$$

- **Coefficient de comportement de la structure R**

Sa valeur unique est donnée par le tableau (2.6) du RPA2003, en fonction du système de contreventement.

Notre structure étant une console verticale à masses réparties, la valeur de $R = 2$.

- **Périodes caractéristiques T_1 et T_2**

Les périodes caractéristiques T_1 et T_2 sont associées à la catégorie du site. Elles sont données par le tableau 2.6 suivant (RPA.2003) :

Tableau2. 6:Périodes caractéristiques T_1 et T_2 en fonction de la nature du sol .

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Notre structure étant implantée sur un sol de type ferme S_2 , selon la classification du RPA (2003).

Il vient que $T_1=0,15$ et $T_2=0,40$.

- **Facteur de qualité Q**

La valeur du facteur Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q \quad (2.10)$$

Où

P_q : désigne les pénalités à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

La valeur de P_q est donnée par le tableau suivant.

Tableau 2.7: Evaluation du facteur de qualité.

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

Il convient que $Q = 1$.

- **Elaboration du spectre de réponse**

Les paramètres utilisés pour la construction du spectre de réponse sont donnés dans le tableau 2.8 Le spectre est illustré par la figure 2.8 :

Tableau2. 8: Paramètres utilisés pour la construction du spectre de réponse.

Coefficient d'accélération de zone	A=	0,20	
Pourcentage d'amortissement		10,00	
Coefficient comportement structure	R=	2	
Période caractéristique	T ₁ =	0,15	Sec
Période caractéristique	T ₂ =	0,40	Sec
Facteur de qualité	Q =	1,00	
Facteur de correction d'amortissement	=	0,76	sup 0.7
Rapport d'accélération	am/g=0,367		

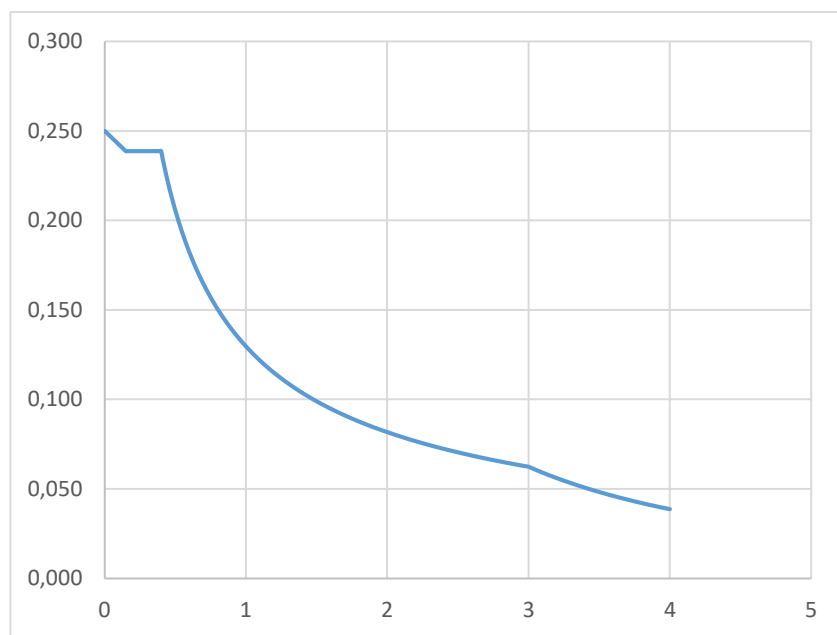


Figure 2.8: Spectre de réponse .

Les résultats de calcul des pressions hydrodynamiques sont illustrés dans le tableau 2.9 :

Tableau2. 9: Résultats de la pression hydrodynamiques.

N° de Bande	zi (m)	Pi (kg/m2)
I	1,9	415,15
II	0,9	285,73
III	0	0

2.2. Combinaison de charge

Les combinaisons d'actions à considérer sont définies par le Fascicule 74, pour les ouvrages en béton armé :

- ❖ Vis-à-vis des états limites ultimes (ELU) sous combinaisons fondamentales

$$C1 = 1,35 G + 1,5 Q \quad (2.11)$$

$$C2 = 1,35 G + 1,3 Q \quad (2.12)$$

$$C3 = G \quad (2.13)$$

Avec :

G : ensemble des actions permanentes,

Q : ensemble des actions variables.

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

$$C4 = G + Q + Fa \quad (2.14)$$

Fa : actions accidentelles.

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

$$C5 = G + Q \quad (2.15)$$

$$C6 = G + Q \quad (2.16)$$

2.3. Calcul des moments

Les moments sont obtenus par un calcul de résistance des matériaux, en utilisant la méthode dite « des tranches verticales » (Pierre Charron, 1983) GUERRIN, Jean.

2.3.1. Exposé de la méthode

Considérons une piscine à section rectangulaire reposant sur des murs en béton armé. Découpons dans cette piscine, représentée sur la figure (2.5), une tranche verticale limitée par deux plans parallèles distance de 1 m. Nous avons ainsi une dalle horizontale et deux parois verticales.

La dalle horizontale est soumise à son poids propre et au poids de l'eau, les parois sont soumises à la poussée d'hydrostatique de l'eau.

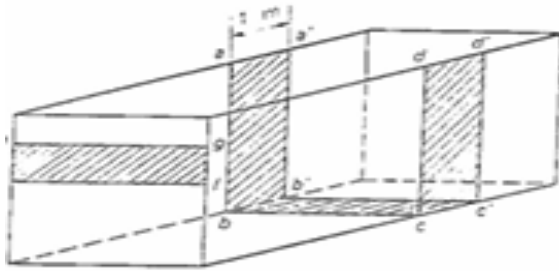


Figure2. 9

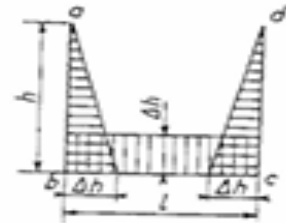


Figure2. 10

Pour l'effet de l'eau, le diagramme des charges sera représenté par un rectangle et deux triangles (figure 2.6), et le diagramme des moments est représenté par la figure 2.8.

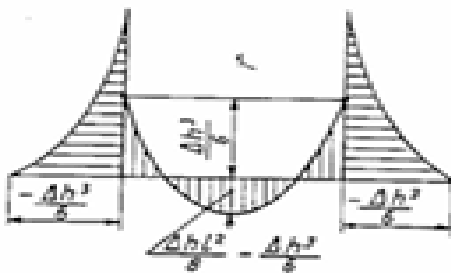


Figure 2.11.

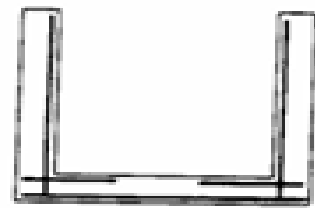


Figure2.12.

Dans ce cas, l'effet du poids propre du radier se traduira par un moment supplémentaire en travée égale à $\frac{ql^2}{8}$, q étant le poids d'un mètre linéaires de radier et l la portée du radier.

2.3.2. Calcul des moments sous l'effet de l'eau

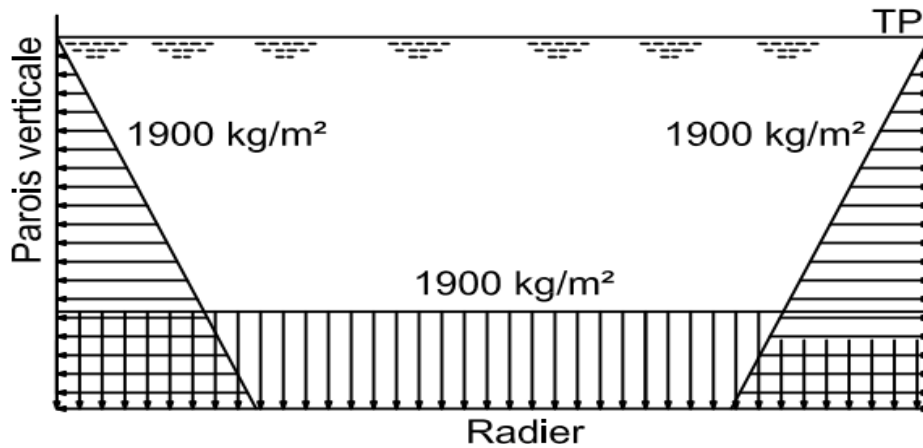


Figure 2. 13 : diagramme des poussées de l'eau.

• Parois

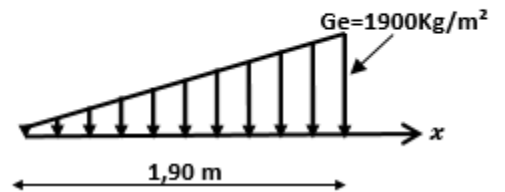
Les moments exercés par l'effet de l'eau sur les parois du bassin sont déterminés conformément à la méthode de la paroi verticale déduites des relations de la résistance des matériaux, ils sont donnés par la relation (2.17) suivante GUERRIN, Jean : $0 \leq x \leq 1.9$

$$M_{(x)} = -1900 \frac{x^3}{6} \tag{2.17}$$

$$M(x = 0) = 0 \text{ kgm}$$

$$M(x = 1,90) = -1143,16 \text{ kgm}$$

$$M_1 = -1143,16 \text{ kgm}$$



• Radier

Le moment exercé par le fluide sur le radier est donné par les relations (2.18)

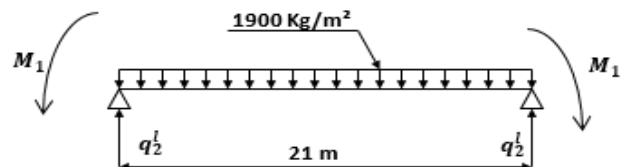
Suivante : $0 \leq x \leq 21$

$$M_{(x)} = -1143,16 + (1900 \cdot \frac{l}{2} \cdot x) - (1900 \cdot \frac{x^2}{2}) \tag{2.18}$$

$$M(x = 0) = -1143,16 \text{ kgm}$$

$$M(x = 10,5) = 103594,34 \text{ kgm}$$

$$M(x = 21) = -1143,16 \text{ kgm}$$



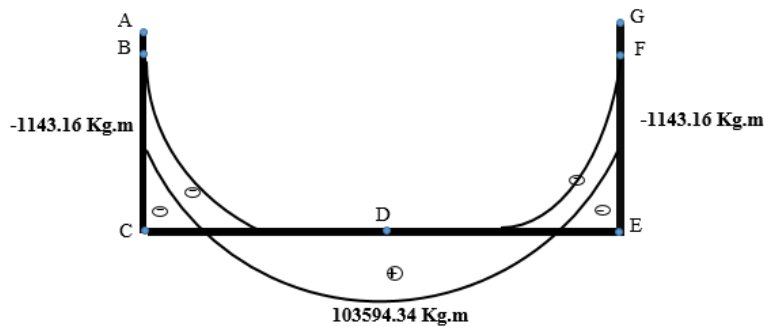


Figure 2.14: diagramme des moments sous l'effet de l'eau .

2.3.3. Calcul des moments sous l'effet des terres

- **Parois**

Le moment exercé par les terres sur la paroi du bassin est obtenu par la relation (2.19) suivante : $0 \leq x \leq 2$

$$M_{(x)} = Ka * \gamma_t * \frac{x^3}{6} \tag{2.19}$$

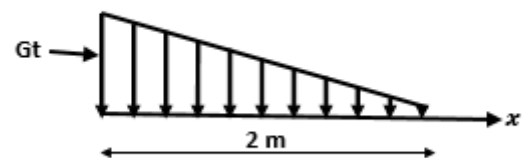
$$M_{(x)} = 0,271 * 1800 * \frac{x^3}{6}$$

$$M(x = 0) = 0 \text{ kgm}$$

$$M(x = 0,10) = 0,0813 \text{ kgm}$$

$$M(x = 2) = 650,40 \text{ kgm}$$

Figure 2.15: diagramme des po



- **Radier**

Le moment exercé par les terres sur le radier est donné par les relations (2.20)

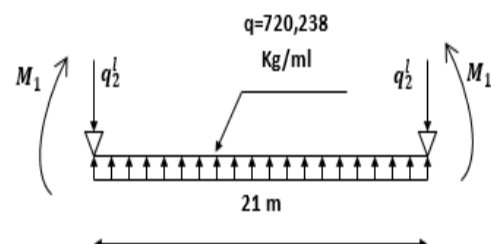
$$M_2 = M_1 - (q * \frac{l}{2} * x) + (q * \frac{x^2}{2}) \tag{2.20}$$

$$M_2 = 650,40 - (720,328 * \frac{l}{2} * x) + (720,328 * \frac{x^2}{2})$$

$$M(x = 0) = 650,40 \text{ kgm}$$

$$M(x = 10,5) = -39057,681 \text{ kgm}$$

$$M(x = 21) = 650,40 \text{ kgm}$$



2.3.4. Poids de propre de bassin

$q = \text{la masse volumique de béton} \times \text{le volume (radier voile)}$

$$q = \gamma_b * [(1 * e_r * l) + (2 * l * e_p * h)]$$

$$q = 2500 * [(1 * 0,25 * 21) + (2 * 1 * 0,20 * 2)]$$

$$q = 720.328 \text{ kg/ml}$$

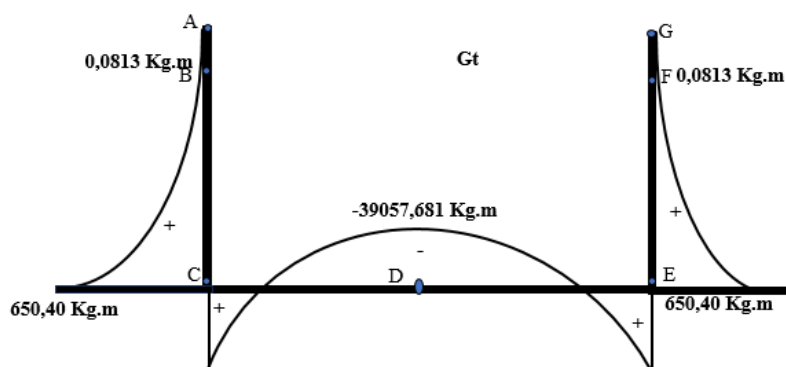
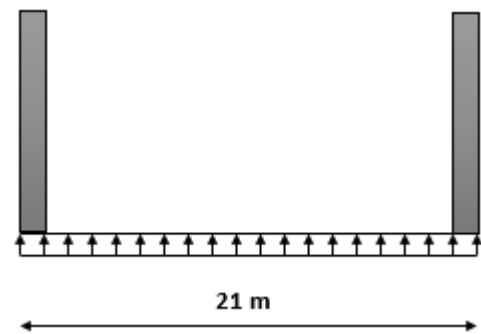


Figure2. 16 :Diagramme des moments sous l'effet des terres .

2.3.5. Calcul des moments sous l'effet de dallage

Les moments induits par l'effet de dallage les parois du bassin sont donnés par la relation suivante (2.21) et la (figure 2.17) :

$$G_d = K_a * q_d$$

Avec : $q_d = 374 \text{ kg/ml}$

$$G_d = 101,354 \text{ kg/m}$$

$$M_x = 101,354 * \frac{x^2}{2} \tag{2.21}$$

$M(x = 0) = 0 \text{ kgm}$

$M(x = 0,10) = 0,50677 \text{ kgm}$

$M(x = 2) = 202,708 \text{ kgm}$

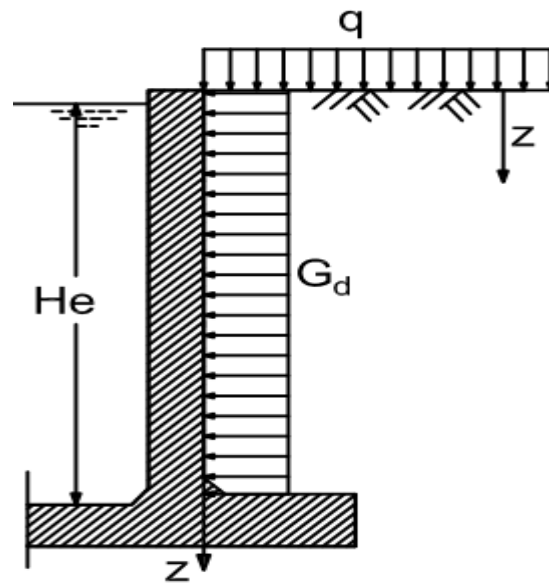


Figure2. 17 :diagramme des poussé due au dallage.

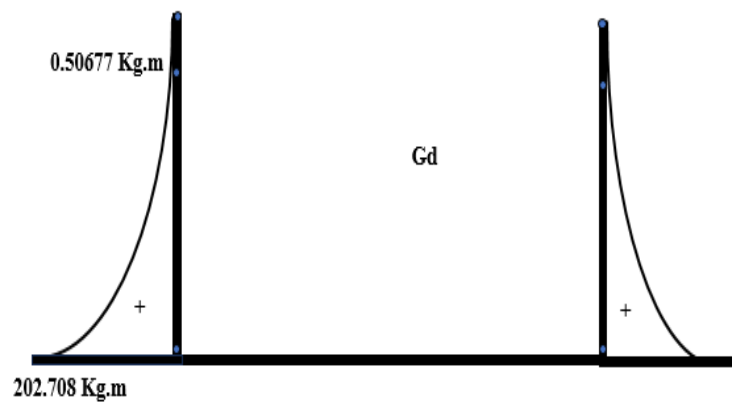


Figure 2.18: diagramme des moments sous l'effet de dallage.

2.3.6. Calcul des moments sous l'effet des baigneurs

$Q_b = 400 \text{ Kg /m}^2$

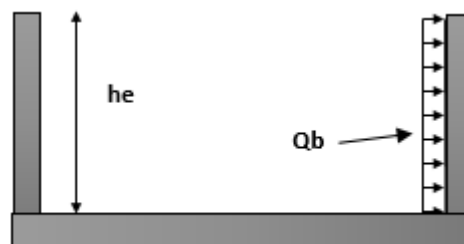


Figure 2.19 :diagramme sous l'effet des baigneurs.

Les moments induits par l'effet des baigneurs sur les parois du bassin sont donnés par la relation suivante (2.22)

$$M_x = q_b \frac{x^2}{2} \tag{2.22}$$

$$M_x = 400 * \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0) = 0 \text{ kgm}$$

$$M(x = 0,10) = 2 \text{ kgm}$$

$$M(x = 2) = 800 \text{ kgm}$$

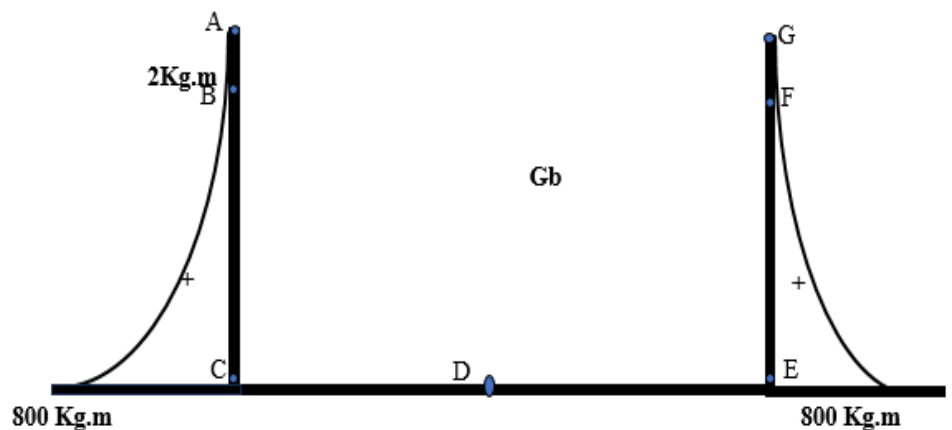


Figure 2. 20: diagramme des moments sous l'effet des baigneurs.

Le récapitulatif des résultats de calcul des moments sur les éléments de la piscine (voiles et radier) par points est donné dans le tableau 2.10.

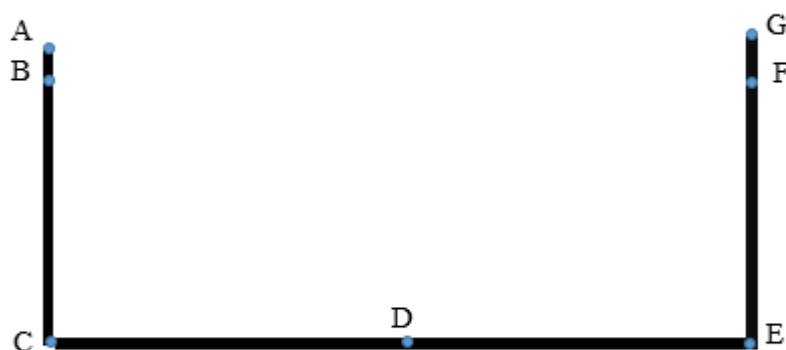


Figure 2. 21: diagramme des moments sur les éléments par points.

Tableau 2 .10: Tableau récapitulatif des moments agissant sur les éléments du bassin voiles et radiers, sous différentes combinaisons de charge.

Les pt	Ge	Gt	Gd	Qb	ELU	ELS	ELU(G+Q+Fa)
--------	----	----	----	----	-----	-----	-------------

A	0	0	0	0	0	0	0
B	0	0.0813	0.50677	2	3.793	2.506	97.828
C	-1143.16	650.4	202.708	800	808.4208	509.941	925.091
D	103594.34	-39057.681	0	0	81265.8375	64536.659	64536.659
E	-1143.16	650.4	202.708	800	808.4208	509.941	925.091
F	0	0.0813	0.50677	2	3.6841395	2.506	97.828
G	0	0	0	0	0	0	0

2.4. Calcul de la parois transversal

2.4.1 Exposé de la méthode

Les parois transversales peuvent être étudiées en considérant des tranches de 1 m de hauteur, telle que présenté en figure (2.10). Chaque tranche est assimilée à une dalle semi-encastree, soumise à l’action de la pression moyenne régnant à mi-hauteur de la tranche, et calculée en flexion simple puisque les parois longitudinales ne transmettent pas d’effort étant donné qu’elles ont été considérées comme des consoles.

2.4.2 : Calcul effectif en flexion simple par les poussées horizontale moyenne

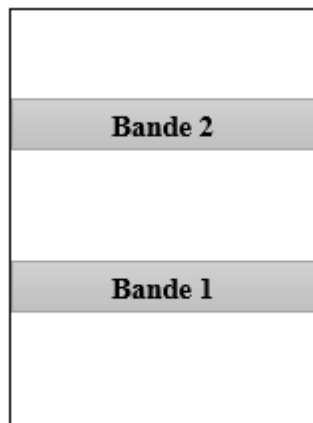


Figure2. 22 :parois transversal

$G_e(1,90) = 1900 \text{ kg/m}^2$

$G_e(0,90) = 900 \text{ kg/m}^2$

$$P_{e1} = \frac{1900+900}{2} \tag{2.23}$$

$P_e = 1400 \text{ kg/m}^2$

$1400 * 1 = 1400 \text{ kg.ml}$

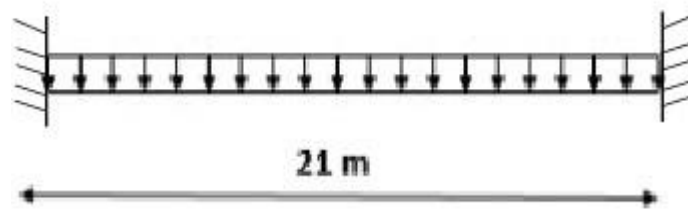


Figure 2.23 :Schéma de calcul de la bande 1

2.4.3. Calcul de la poutre isostatique de la bande 1

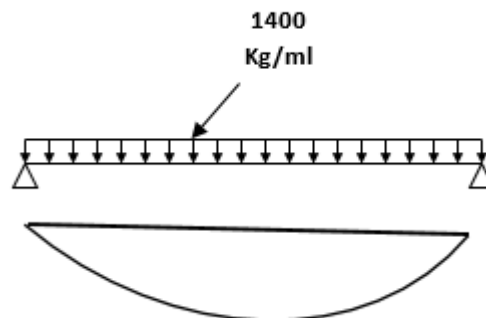


Figure 2.24 :Schéma de la poutre isostatique

$$M_{max} = \frac{Pl^2}{8} \quad (2.24)$$

$$M_{max} = \frac{Pl^2}{8} = \frac{1400 \cdot 21^2}{8} = 77175 \text{ kg.m}$$

2.4.4. Calcul de moment hyperstatique

aux appuis

$$M_{app} = -0,35 \cdot M_{max} \quad (2.25)$$

$$M_{app} = -0,35 \cdot 77175 = -27011,25 \text{ kg.m}$$

à mi travée

$$M_{trav} = 0,85 \cdot M_{max} \quad (2.26)$$

$$M_{trav} = 0,85 \cdot 77175 = 65598,75 \text{ kg.m}$$

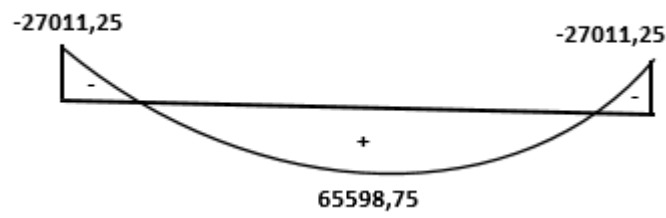


Figure 2.25: Diagramme des moment hyperstatique.

Bande 2

$$Pe_2 = \frac{900+0}{2}$$

(2.27)

$P_e = 450 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 450 * 1 = 450 \text{ kg.ml}$

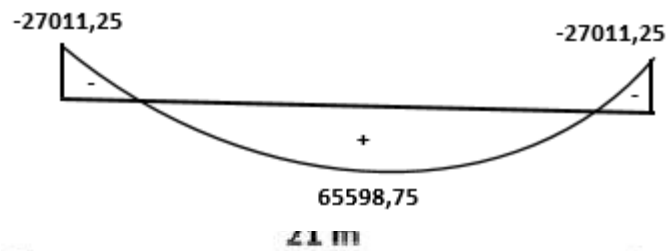


Figure 2.26 : Schéma de calcul de la bande 2.

2.4.5. Calcul de la poutre isostatique de la bande 2

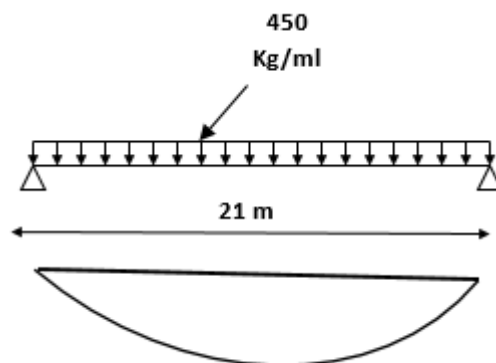


Figure 2.27 :Schéma de la poutre isostatique .

$$M_{max} = \frac{Pl^2}{8} \quad (2.28)$$

$$M_{max} = \frac{Pl^2}{8} = \frac{450 \cdot 21^2}{8} = 24806,25 \text{ kg.m}$$

2.4.6. Calcul de moment hyperstatique

aux appuis:

$$M_{app} = -0,35 * M_{max} \quad (2.29)$$

$$M_{app} = -0,35 * 24806,25 = -8682,1875 \text{ kg.m}$$

à mi travée

$$M_{trav} = 0,85 * M_{max} \quad (2.30)$$

$$M_{trav} = 0,85 * 24806,75 = 21085,3125 \text{ kg.m}$$

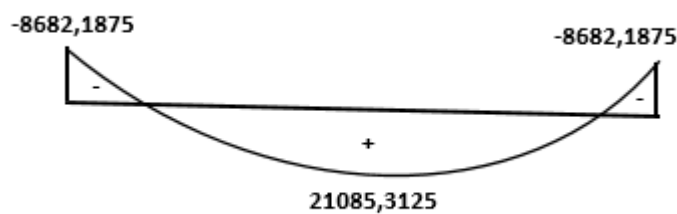


Figure 2.28: Diagramme des moments hyperstatique

2.5. Calcul du ferrailage des parois

Les parois du bassin sont assimilées à des consoles encastrées au niveau du radier, soumises à un effort G Vertical dû à leurs poids propres, et des poussées horizontales dû aux différentes sollicitations, qui provoque des moments de renversement dans les sections d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée à l'ELU, pour une bande de (1m) de largeur, et les vérifications sont à l'ELS.

Disposition réglementaire

L'article IV.6.2.3.b du fascicule 74, portant dispositions et écartement des armatures :

- Pour des parois de plus de 15 cm d'épaisseur, elles sont obligatoirement réparties en deux nappes.

- Le diamètre des aciers est au plus égal à $h_0/10$ (h_0 épaisseur de la paroi) et au moins égal à 8 mm. L'espacement est limité, pour les parois au contact du liquide, à la plus petite des deux valeurs $1,5h_0$ et 20.
- La proportion des barres en recouvrement dans une même section n'est pas supérieure à $1/3$ dans les sections soumises à un effort de traction, avec M/N inférieur à $0,5h_0/2$ dans les autres cas.
- L'enrobage minimum des armatures est choisi conformément aux règles BAEL, et aux textes normatifs.
- Le pourcentage d'armatures par rapport à la section totale de béton respecte le pourcentage minimal correspondant à l'application de la condition de non fragilité des règles BAEL. Par ailleurs, le pourcentage mis en œuvre sur chaque face et pour chaque direction ne peut être inférieur à : 0,125 % pour les armatures à haute adhérence, 0,25 % pour les armatures lisses.
- Dans la partie courante de la paroi, le rapport de la section totale des armatures de chaque direction à la section de la paroi est inférieur à 2 % »

2.5.1 Calculs des armatures à l'ELU :

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire définie comme suit :

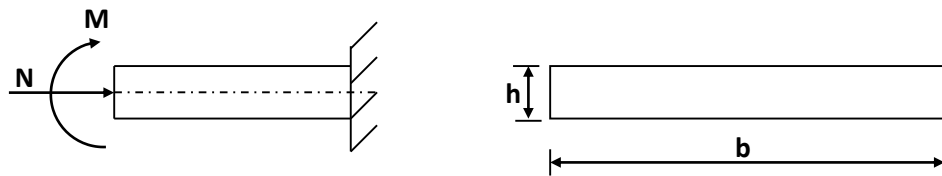


Figure 2.29 : Schémas de calcul de l'armature.

b : La largeur de la section.

h : La hauteur de la section.

d : La hauteur utile.

A : La section des armatures.

c : Enrobage.

2.5.2 Calcul de l'excentricité :

$$b = 100\text{cm} \quad ; \quad h = 20\text{cm} \quad ; \quad c = 4\text{cm}$$

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{925,09}{1350,00} = 0,685\text{m} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{0,20}{2} - 0,04 = 0,06\text{m} = 6\text{cm} \end{aligned} \right\} \rightarrow \left(e_u > \frac{h}{2} - c' \right) \quad (2.31)$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, donc la section du béton est partiellement comprimée.

Elle sera calculée en flexion composée, en suivant les étapes présentées ci-dessous :

2.5.3 Calcul du moment fictif :

$$M_{uf} = M_u + N_u \left[d - \frac{h}{2} \right]. \quad (2.32)$$

$d - \frac{h}{2} = y$: La distance entre le CDG de la section du béton et le CDG de celle des armatures tendues.

$$M_{uf} = 925,09 + 1350,00x \left[0,18 - \frac{0,20}{2} \right] = 1033,09 \text{Kg.m}$$

2.5.4 Calcul des armatures fictives :

$$\mu_u = \frac{M_{uf}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1033,09}{1,00 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^5} = 0,022 \quad (2.33)$$

$\mu_u = 0,022 < \mu_l = 0,392$: La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,02 \rightarrow \beta_u = 0,989$$

$$A_f = \frac{M_{uf}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad (2.34)$$

$$A_f = \frac{1033,09}{0,989 \times 0,18 \times 348 \times 10^5} = 1,667 \text{cm}^2$$

2.5.5 Calcul des armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 1,667 - \frac{1350,00}{348 \times 10^5} \quad (2.35)$$

$$= 1,66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On opte pour le choix de barres : 7HA12 soit $7,91 \text{cm}^2$

Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7,91}{4} = 1,977 \text{cm}^2 \quad (2.36)$$

On opte pour le choix de barres : 6HA10 soit $4,71 \text{cm}^2$

2.5.6 Vérifications à l'ELU :

➤ La condition de non fragilité (BAEL 91/Art 4.2.1) :

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} * \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d}_{min} \quad (2.37)$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{0,72} = 0,68 \text{m}$$

$$\text{Donc : } A = 0,23 * \frac{2,1}{400} * 100 * 16 * \frac{68 - 0,445 \times 16^2}{68 - 0,185 \times 16} \text{ min}$$

On a : $A_u = 7,91 \text{cm}^2 > A_{2min}$ Condition vérifiée.

2.6. Calcul du ferrailage de radier

Calculs des armatures à l'ELU :

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire définie comme suit :

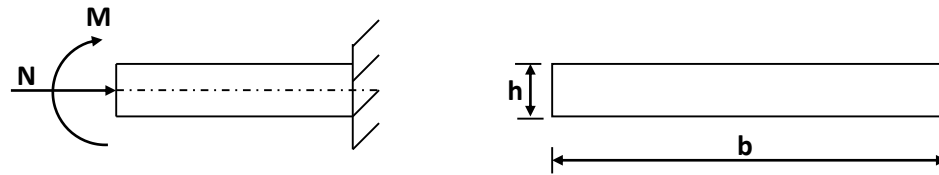


Figure2. 30 :Schémas de calcul.

b : La largeur de la section.

h : La hauteur de la section.

d : La hauteur utile.

A : La section des armatures.

c : Enrobage.

Calcul de l'excentricité :

$$b = 100cm \quad ; \quad h = 25cm \quad ; \quad c = 4cm$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{81265,83}{1 \cdot 0,225^2 \cdot 14,2 \cdot 10^5} = 1,20 \tag{2.38}$$

($\mu = 1,20 \geq \mu_l = 0,392$) La section est doublement armée.

$$M_l = U_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} \tag{2.39}$$

$$= 0,392 \cdot 1 \cdot 0,27^2 \cdot 14,2 \cdot 10^5$$

$$M_l = 37522,8672 \text{ kg.m}$$

$$A_{st1} = \frac{M_l}{z_l \cdot \sigma_{st}} = \frac{37522,8672}{0,27 \cdot 348 \cdot 10^5} = 3,99 \text{ cm}^2 \tag{2.40}$$

$$D_M = M_u \cdot M_l = 81265,83 - 37522,8672 \tag{2.41}$$

$$D_M = 48811,9818 \text{ kg.m}$$

$$A_{st2} = \frac{DM}{(d-c) \cdot \sigma_{st}} = \frac{58154,939}{(0,225 - 0,04) \cdot 348 \cdot 10^5} \tag{2.42}$$

$$A_{st2} = 7,38$$

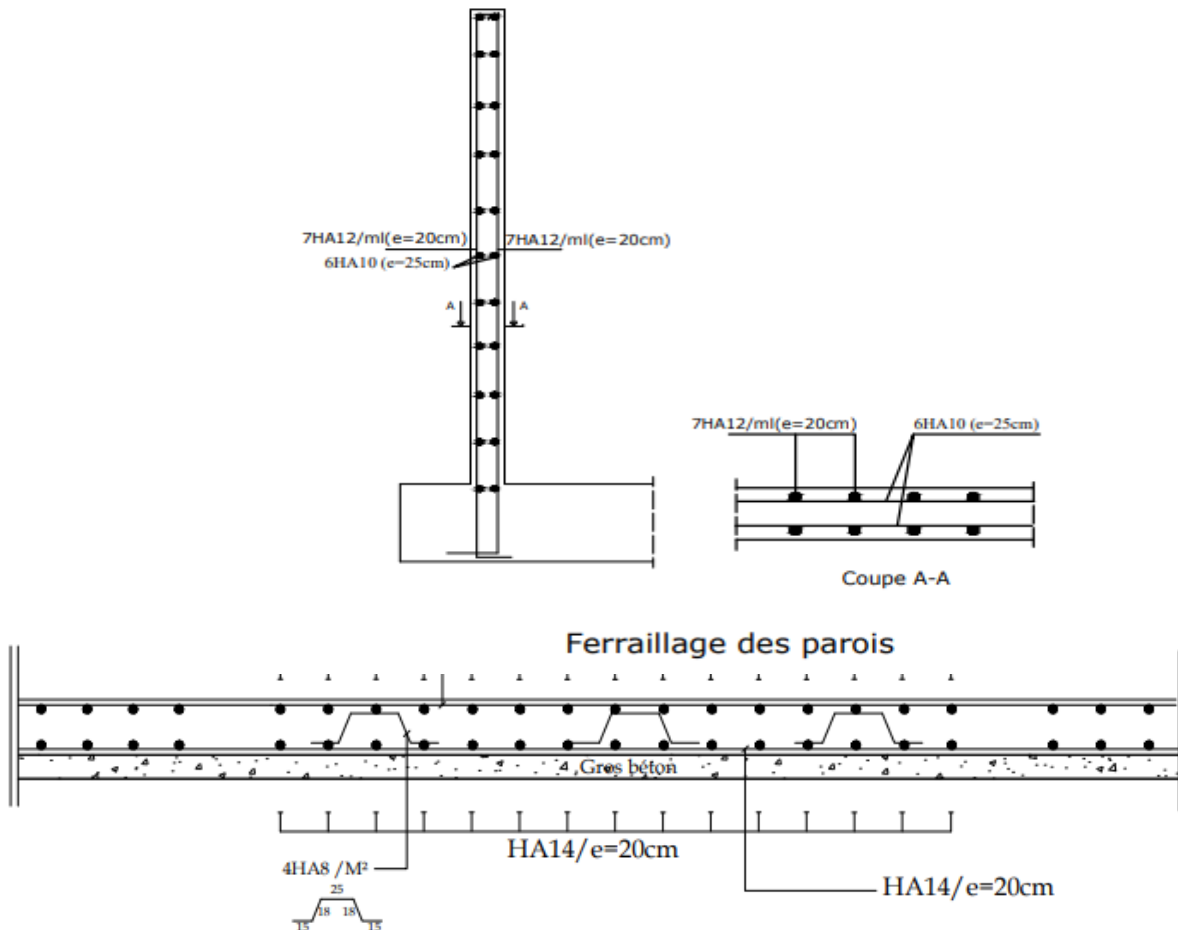
On opte pour le choix de barres : **7HA14 soit 10,78cm²**

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \tag{2.43}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{348} \cdot 1 \cdot 0,26$$

On a : $A_{st} = 7,38 \text{ cm}^2 > A_{min}$

Condition vérifiée.



Ferrailage du radier

Figure 2. 31 : Ferrailage du radier et parois .

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons procédé à l'identification complète des sollicitations agissant sur les éléments composant la piscine rectangulaire semi-olympique. Nous avons d'abord identifié les différents charges permanentes (poussées des terres, pression hydrostatique, poids propre, dallage) et variables (surcharge d'exploitation, pression hydrodynamique), conformément aux prescriptions du fascicule 74 et du RPA 2003.

Les combinaisons de charge ont été établies pour les états limites ultimes (ELU) et de service (ELS). Les moments fléchissant appliqués au niveau des sections dangereuses (parois et radier)

ont été déterminés à l'aide de la méthode des tranches verticale. Ces sollicitations ont permis de calculer le ferrailage à l'ELU, en respectant les exigences normatives de la réglementation en

figure (BAEL 1991, Fascicule 74), notamment en matière de disposition des armatures, d'enrobage, de taux d'acier minimal et de non-fragilité.

Cette analyse déterministe fournit une base solide pour garantir la stabilité et la sécurité de la piscine face aux sollicitations hydrostatiques, hydrodynamiques et d'exploitation

Chapitre 3

Modélisation Par éléments finis de la
piscine

Introduction

Le chapitre 3 est consacré à la modélisation numérique, par éléments finis de la piscine faisant l'objet d'étude, en utilisant le logiciel du calcul ETABS[®]. Nous nous intéressons à l'analyse du comportement de la structure sous différents chargement, à savoir ; les charges hydrostatiques, les charges hydrodynamiques, l'action des terres, les surcharges ainsi que l'action sismique. Les résultats de la période fondamentale du bassin ainsi que les efforts internes (les moments) seront extraits, en vue de comparaison avec les résultats du calcul analytique.

3.1. Description du logiciel ETABS[®]

Le Logiciel ETABS[®] « Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems » est un code de calcul et de conception des structures de génie civil (Figure 3.1). Il permet en un même environnement la saisie graphique des données avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. ETABS[®] offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures d'ingénierie : (Moukah et Houamdi, 2023), (Tinedghar et Merzouki, 2021).



Figure3.1 :Interface de couverture ETABS[®]

3.2. Rôle principal de ETABS[®]

Le logiciel ETABS[®] permet :

- la modélisation des structures de génie civil 2D et 3D (poteaux, poutres, dalles, murs, coques, etc.), avec une interface graphique intuitif

- ive,
 - l'analyses statiques et dynamiques des structures linéaires et non linéaires, pour évaluer leur comportement, sous diverses charges (charges gravitationnelles, sismiques, de vent, etc.),
 - La vérification et le dimensionnement des éléments en béton armé, conformément aux normes de calcul internationales,
 - Le calcul sismique très performant,
 - L'analyse modale, ou l'analyse dynamique temporelle,
 - Enfin la fourniture des résultats détaillés, des rapports techniques et des vues graphiques exportables (plans de ferrailage, contraintes, déformations, etc.).
-

3.3. Etapes de modélisation

❖ Etape 1 : Lancement de ETABS®.

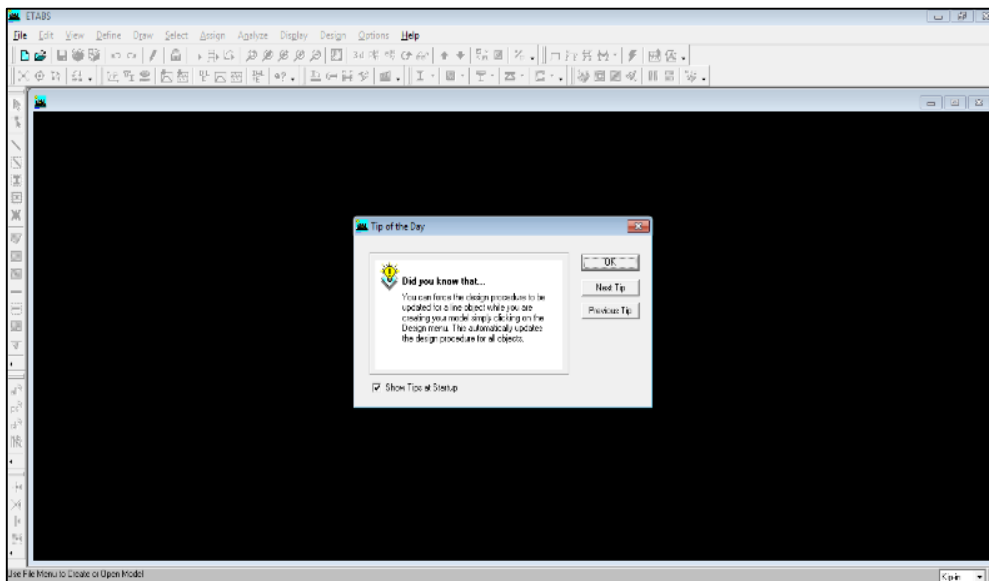


Figure 3.2 :Interface de démarrage ETABS®.

❖ Etape 2 : Choix des unités

Pour le choix du système d'unités une icône est affichée en bas de l'écran (Figure 3.3). Les unités choisies dans notre cas sont (Kgf-m), pour les forces- déplacement.

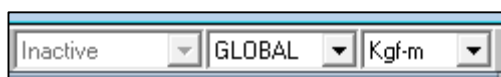


Figure 3.3: Choix des unités.

❖ Etape 3 : Définition de la géométrie de base

Cette étape consiste à créer un nouveau modèle à partir du menu déroulant en haut de l'interface ETABS® avec l'instruction (File puis new model) (Figure 3.4).

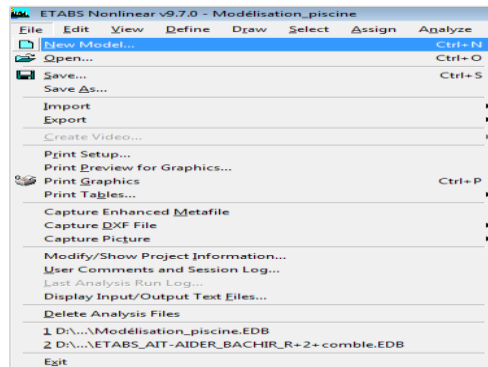


Figure 3. 4 Création d'un nouveau fichier.

Trois choix sont disponibles (Figure 3.5), on choisit la création d'un nouveau fichier par défaut pour saisir les données d'un nouveau modèle :

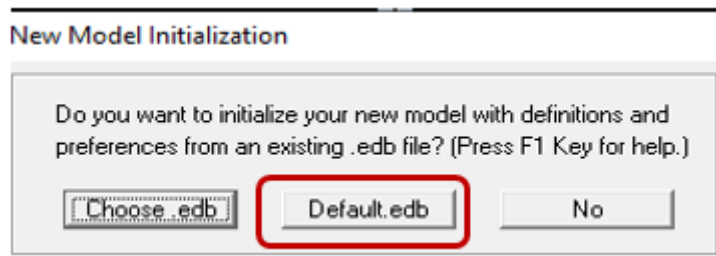


Figure3. 5: Création d'un nouveau model.

Cette option permet de créer rapidement un modèle « régulier », en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données (Figure 3.6).

Dans la fenêtre qui apparait, on définit :

- Le nombre de lignes dans la direction X : **Number lines in X direction.**
- Le nombre des lignes dans la direction Y : **Number lines in Y direction.**
- Longueur des entraxes dans le sens de X : **spacing in X direction.**
- Longueur des entraxes dans le sens de Y : **spacing in Y direction**
- Le nombre de niveaux : **Number of stories**
- La hauteur de niveau typique : **typical story hight**

- La hauteur de niveau inférieur : **bottom story hight**)

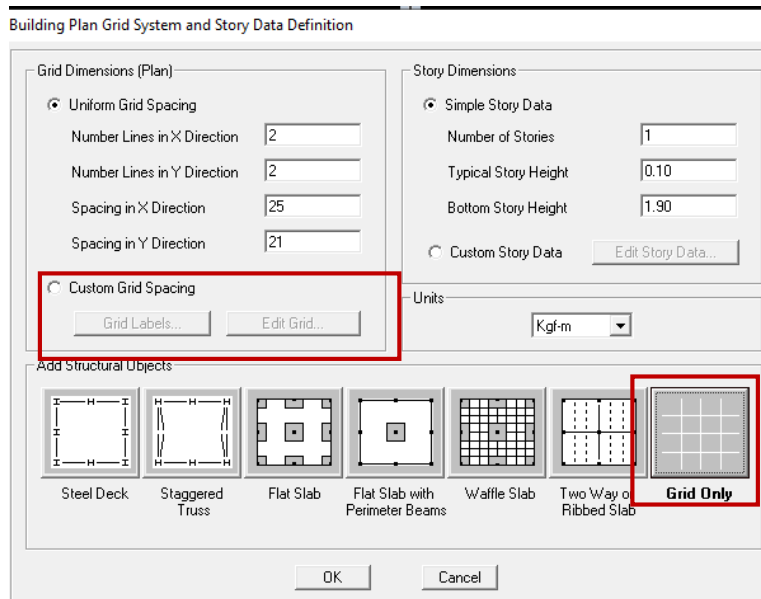


Figure 3. 6:Création d'un nouveau model.

❖ **Etape 4 : Modification de la géométrie de base**

Nous allons procéder à la modification des longueurs et de la hauteur du bassin (Figure 3.7)

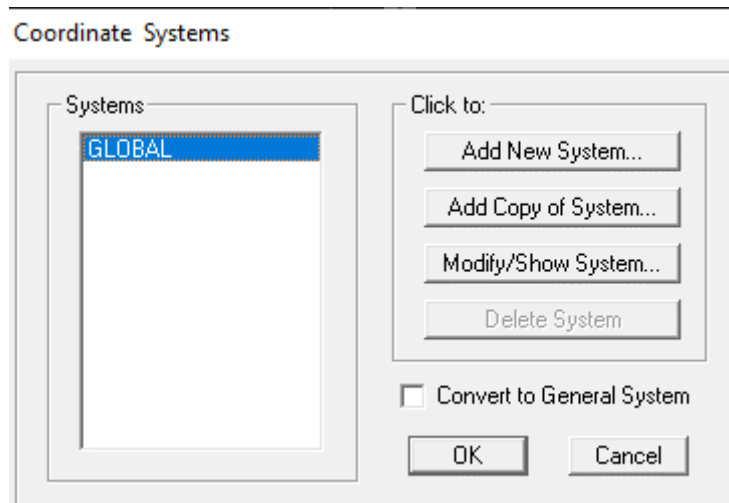


Figure 3. 7: Modification des grid lines.

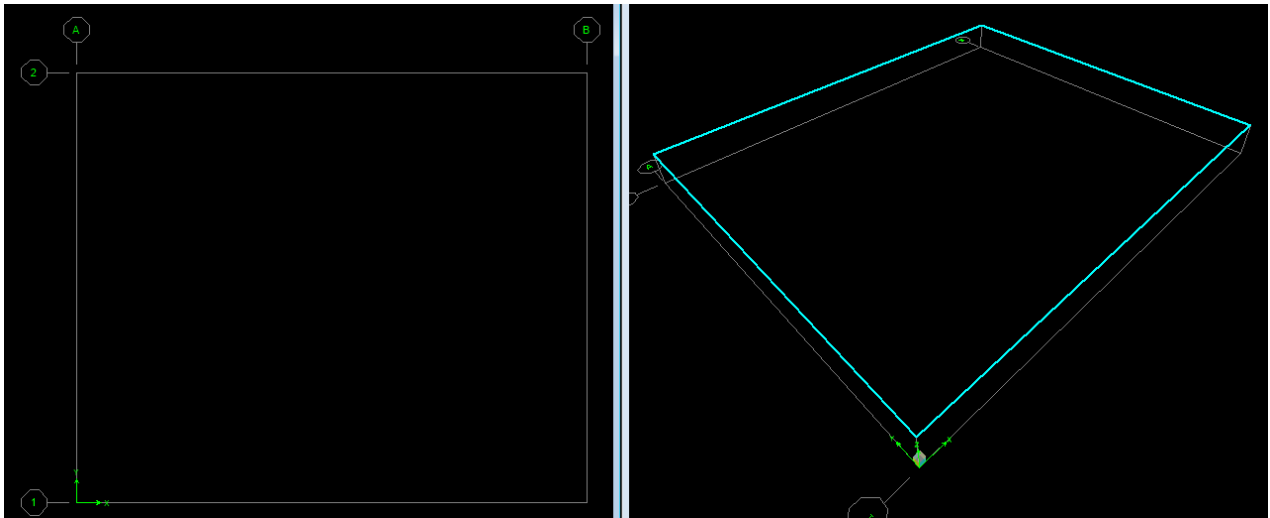


Figure3.9: Modelé du bassin.

3.4. Définition des matériaux

Il s'agit d'introduire les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé pour réalisation de l'ouvrage ; à savoir (Figure 3.10) :

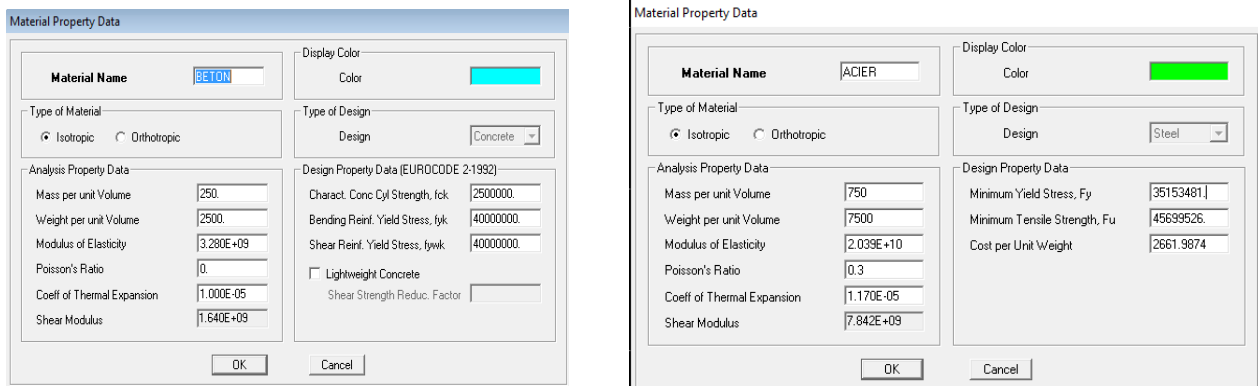


Figure 3 .10:Définition des caractéristiques des matériaux (aciers béton).

3.5. Définition et affectation des sections

Les éléments de notre structure (parois et radier) sont en béton armé de forme area section. La figue 3.11 présente les caractéristiques des parois et le radier à savoir le type et l'épaisseur de chaque section.

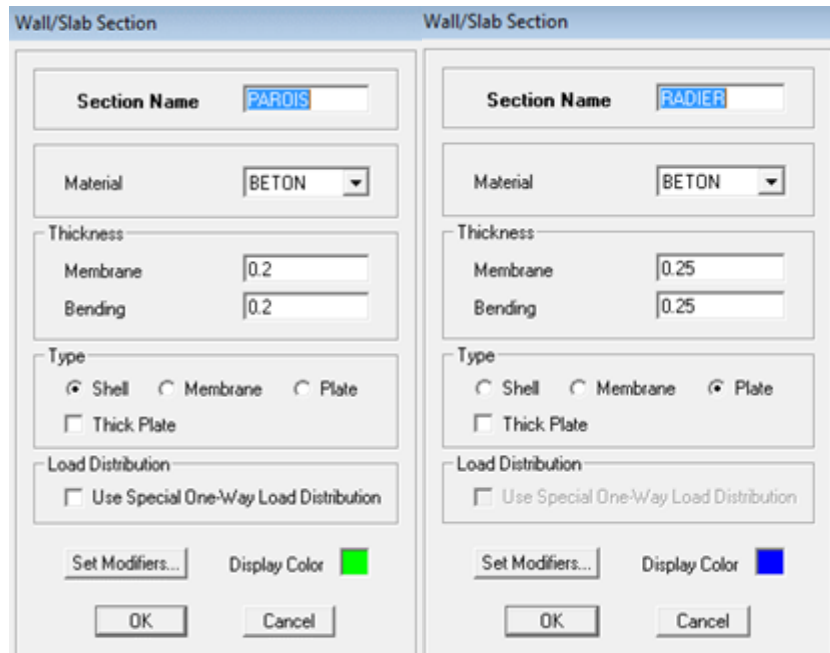


Figure 3. 11: Définition des parois et radier.

Pour affecter les autres propriétés area sections, on présente la structure de la piscine dans les plans XZ et YZ sur l'une des vues du modèle affichées (2D) sur écran, on sélectionne voilé (parois) (Figure 3.12- 2.13).

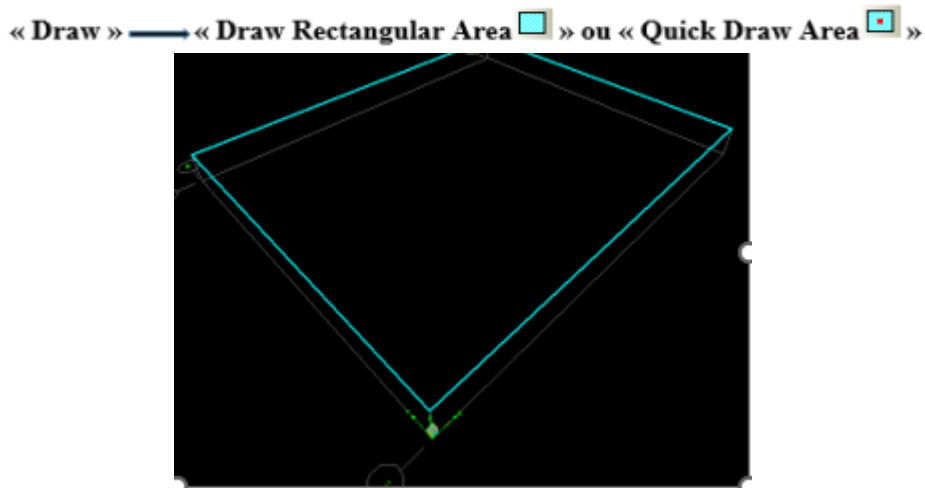


Figure 3. 12: Affectations des parois.

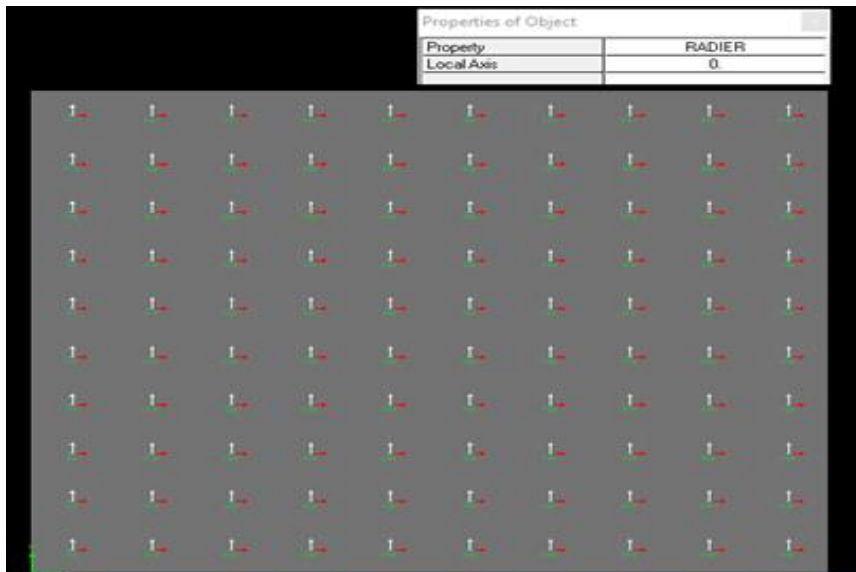


Figure 3.13: Affectation du radier.

3.6. Applications du maillage des parois

Le logiciel ETABS[®] ne permet pas d'introduire directement la charge hydrostatique. C'est pourquoi nous avons opté pour un maillage quadrilatère, uniforme, de dimension (0,19x0,19) (cm²), afin de mieux représenter la réalité physique du chargement sur la structure, à savoir la représentation de la distribution des charges hydrostatique, hydrodynamique et les poussées terre autour de la piscine.

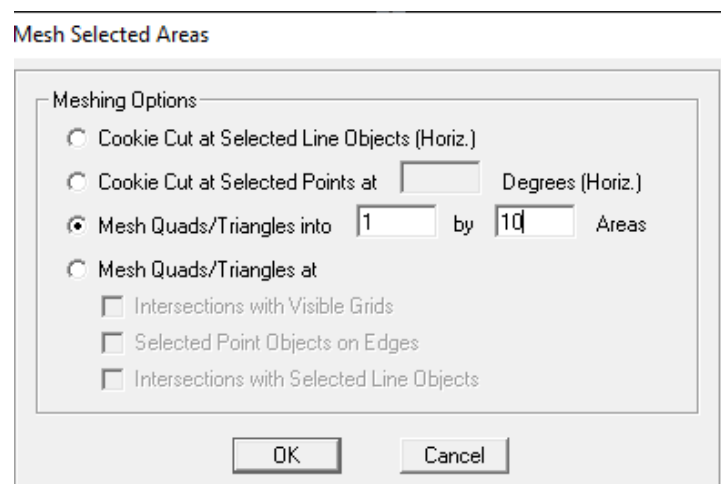


Figure3. 14 :Application du maillage .

3.7. Définition des charges

Le logiciel ETABS offre la possibilité de définir différents types de charges, telles que les charges permanentes, les surcharges d'exploitation, les charges sismiques, selon le type d'analyse réalisé. Dans notre cas nous avons définis les charges suivantes (figure 3.15) :

- La charge permanente de l'eau GE,
- La charge permanente des terres GT,
- La charge permanente de dallage GD,
- La surcharge d'exploitation des baigneurs QB,
- La charge hydrodynamique QH.

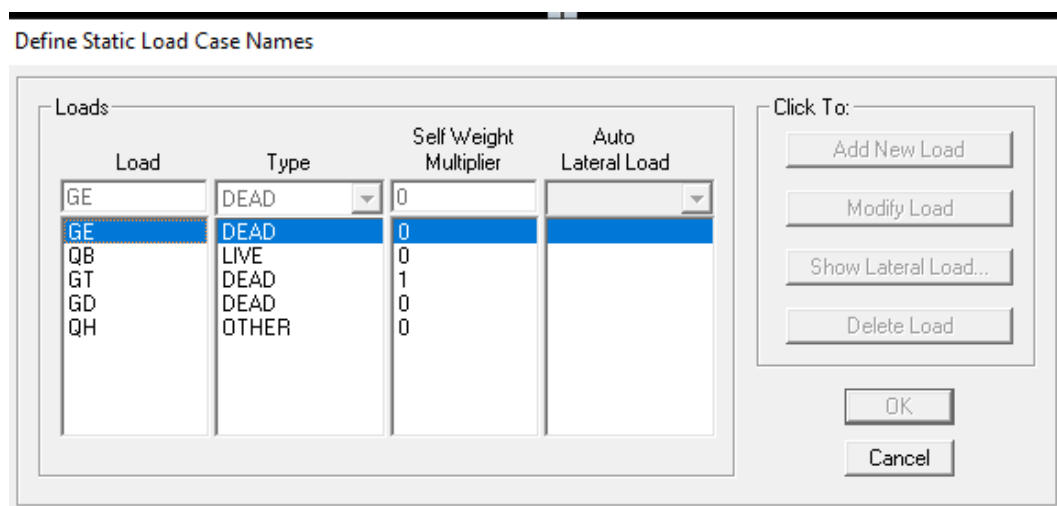


Figure 3.15: Définitions des charges statiques.

❖ Spectre de réponse

Pour introduire le spectre de réponse déjà créé et sauvegardé dans notre répertoire, nous procédons comme suit (figure 3.16)

Define---- Response Spectrum Functions----- Spectrum from file (RPA)

Le résultat est illustré dans figure 3.17.

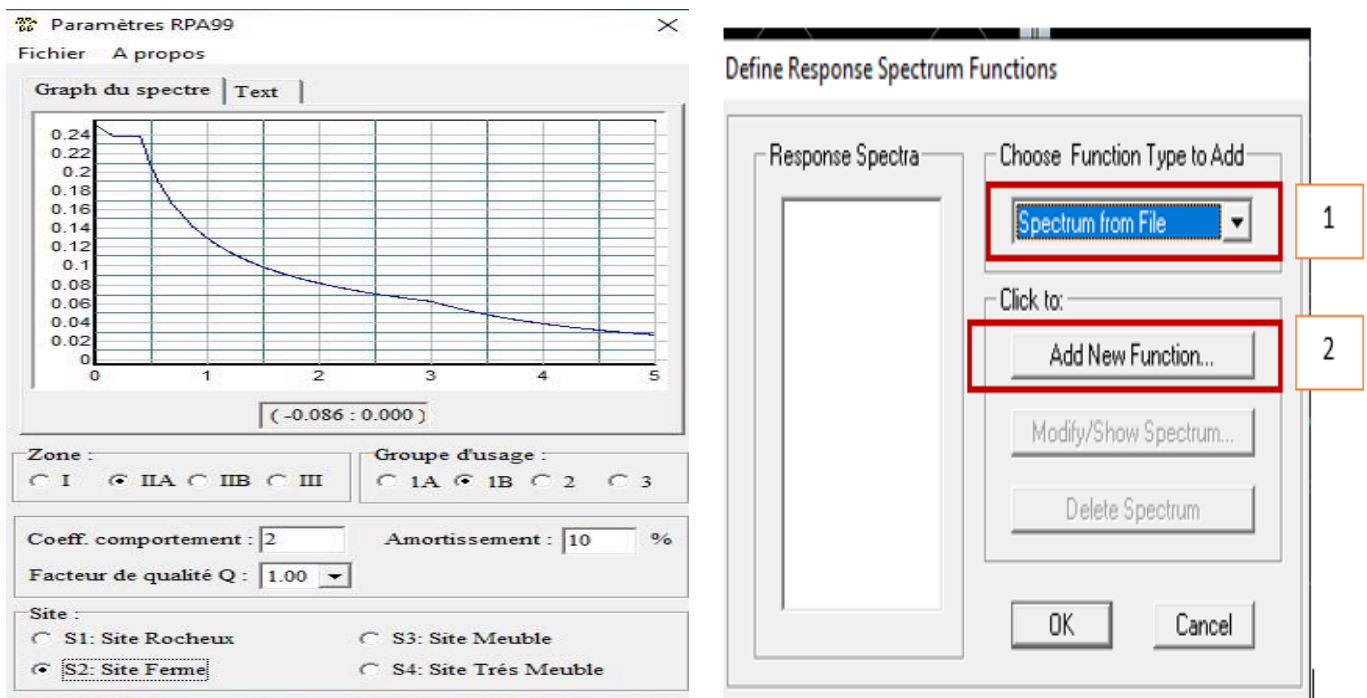


Figure 3.16: Etape introduction le spectre de réponse

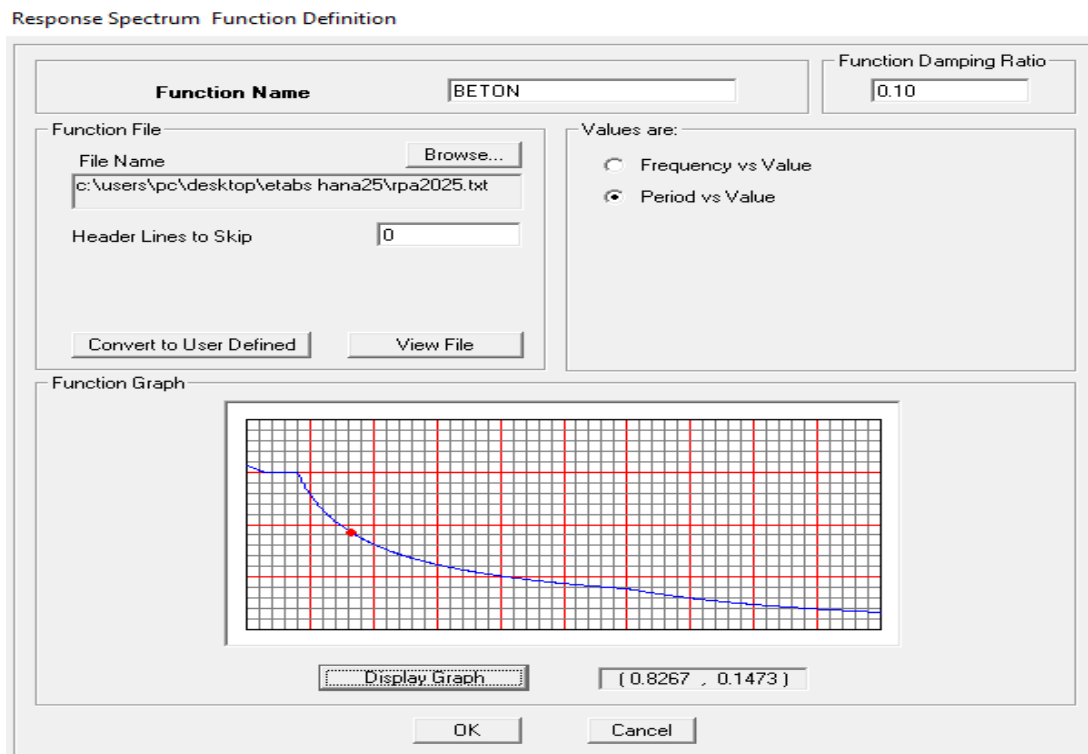


Figure 3.17 : Introduction du spectre de réponse.

Après avoir introduit le spectre de réponse, nous définissons le chargement sismique (E), en tenant compte des deux directions principales U1 et U2 (figure 3.18), comme suit (Figure 3.18).

Define----- Reponses spectrum cases----- Add New Spectrum.

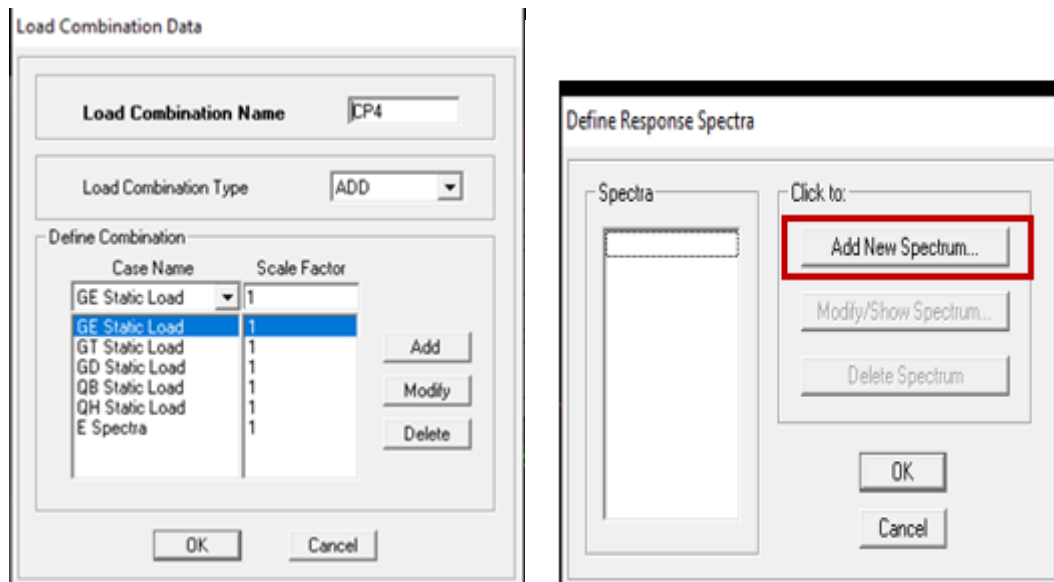


Figure3.18 Définition de la charge sismique.

3.8. Affectation des Charges Statiques

Dans le cadre de cette étude, les charges appliquées aux parois sont principalement des charges horizontales, à savoir : les pressions hydrostatiques, les pressions hydrodynamiques et les poussées de terres. Pour une représentation correcte de ces actions dans le modèle, il est indispensable de connaître le sens des axes locaux des parois, qu'elles soient disposées en transversal ou en longitudinal (Figure 3.19).

Une fois les orientations locales sont bien identifiées, les différentes charges sont appliquées conformément à ces directions locales, ce qui permet de simuler plus exactement le comportement réel de la structure sous l'effet de ces sollicitations horizontales.

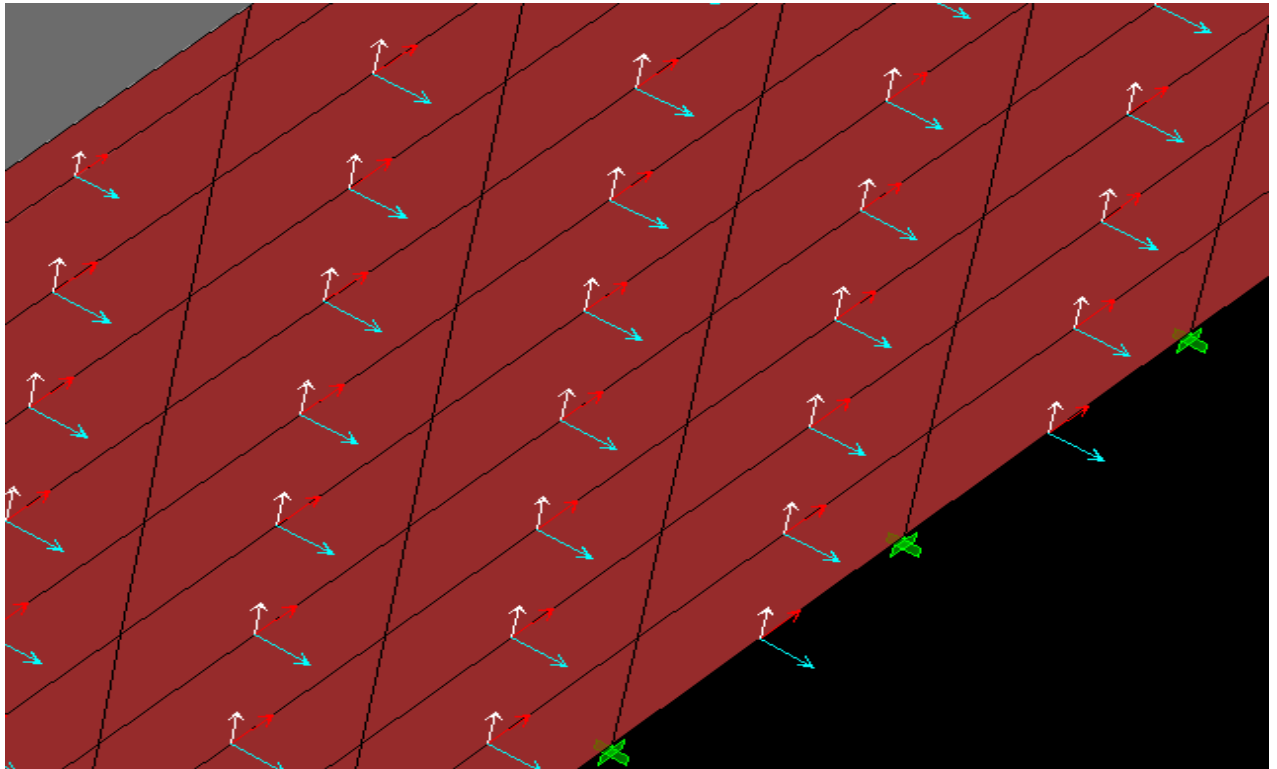


Figure3. 19: Sens des axes locaux sur les parois.

Notons que la couleur rouge est l'axe local (1) le blanc l'axe local (2) et le bleu l'axe local (3)
L'affectation des charges sur les parois est réalisée par bandes horizontales de 0,19 m de hauteur, correspondant au maillage choisie. Ainsi que, les charges calculées à chaque profondeur de la piscine sont appliquées zone par zone, en respectant la variation des efforts en fonction de la hauteur.
Ces valeurs sont détaillées dans les Tableaux (3.1) et (3.2) et (3.3), qui présente, pour chaque bande des charges horizontales correspondantes (hydrostatiques, hydrodynamiques et poussées de terres), en tenant compte de la distribution réelle des sollicitations sur la paroi. On sélection la bande, ensuite on affecte le chargement (figure 3.19)

Tableau 3.1 : Affectation des poussées des terres.

N° de maillage	Zi (m)	GT max (kg/m ²)
0	0.00	0.00
1	0.10	48.78
2	0.29	141.46
3	0.48	234.14
4	0.67	326.826
5	0.86	419.51
6	1.05	512.19
7	1.24	604.87
8	1.43	697.55
9	1.62	790.24
10	1.81	882.92
	2.00	975.60

Tableau 3. 2: Affectation des charges hydrostatiques.

N° de maillage	hi sup (m)	GE max (kg/m ²)
0	0.00	0.00
1	0.19	190.00
2	0.38	380.00
3	0.57	570.00
4	0.76	760.00
5	0.95	950.00
6	1.14	1140.00
7	1.33	1330.00
8	1.52	1520.00
9	1.71	1710.00
10	1.90	1900.00

Tableau3. 3: Affectation des charges hydrodynamiques.

N° de maillage	Zi (m)	QH max (kg/m ²)
0	0.00	0.00
1	0.19	131.28
2	0.38	185.66
3	0.57	227.39
4	0.76	262.57
5	0.95	293.56
6	1.14	321.58
7	1.33	347.34
8	1.52	371.33
9	1.71	393.85
10	1.90	415.15

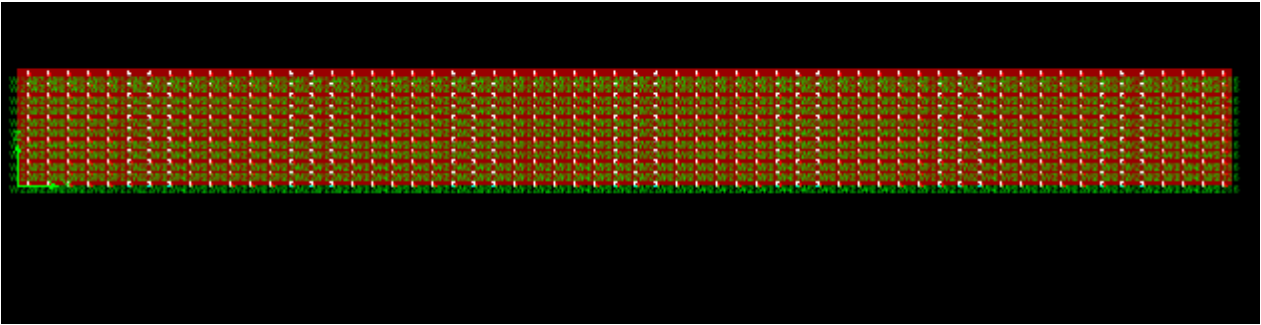


Figure 3.20: Illustration des affectation des Charges Statiques.

3.9. Conditions aux Limites

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, etc...) pour la structure à modéliser. La condition d'encastrement à la base des voiles est considérée dans ce cas de figure.

3.10. Définition des appuis (Restreints)

La condition d'encastrement à la base des voiles est adoptée. Ainsi, on sélectionne les nœuds à la base des voiles en dessinant une fenêtre dans le plan X-Y pour $Z=0$. On attribue des appuis (restraints), tel qu'illustré sur la figure 3.20.

« Assign » → « Joint (nœuds) » → « Restraints »

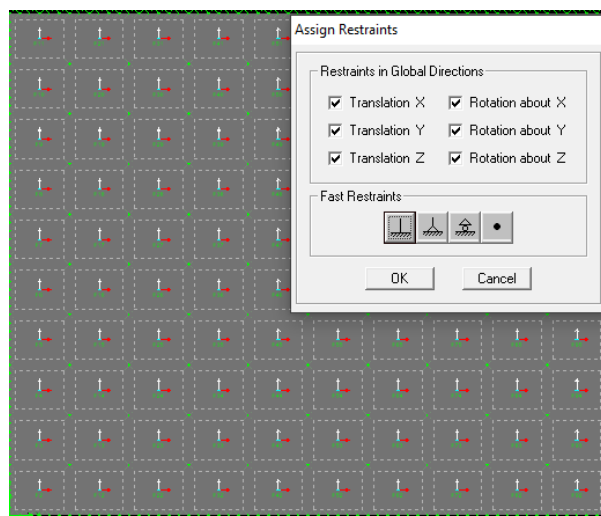


Figure 3.21: Choix des conditions d'appuis

3.11. Définition des combinaisons d'actions

Pour introduire les combinaisons de charges on sélectionne :

« Define » → « Loads combinaison » → « Add New Comb »

Sur la fenêtre qui apparaît sur l'écran, on précisera pour la combinaison choisie l'état limite ultime ou l'état limite de service. Cinq combinaisons sont considérées :

- **ELU**

$$CP1=1,35(Ge+Gt+Gd)+1,5Qb ,$$

$$CP2=1,35(Ge+Gt+Gd)+1,3Qb,$$

$$CP3=1,35(Ge+Gt+Gd),$$

- **ELU fondamental**

$$CP4=(Ge+Gt+Gd)+(Qb)+(Qh+E),$$

- **ELS**

$$CP5=(Ge+Gt+Gd)+Qb$$

En introduit les pondérations 1.35 et 1.5 pour la charge permanente G et la surcharge d'exploitation Q respectivement.

Lorsqu'on tape "OK" le nom de la combinaison introduite apparaît dans la fenêtre Define Load Combination

Load Combination Data

Load Combination Name

Load Combination Type

Define Combination

Case Name	Scale Factor
GE Static Load	1.35
GE Static Load	1.35
GT Static Load	1.35
GD Static Load	1.35
QB Static Load	1.5

(Figure 3.22).

Figure 3. 22: combinaison d'action C1.

De la même manière, nous introduisons toutes les combinaisons suscitées (Figure 3.23) :

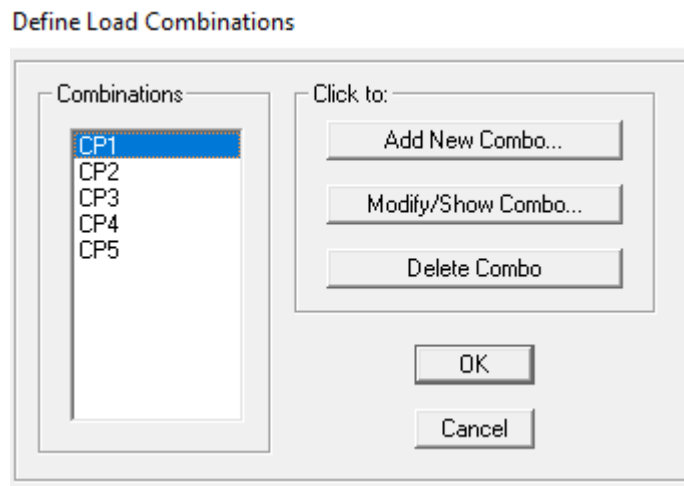


Figure 3 . 23 :combinaison d'action .

3.12. La structure en 3D

La structure en 3D obtenue est présentée en figure 3.25.

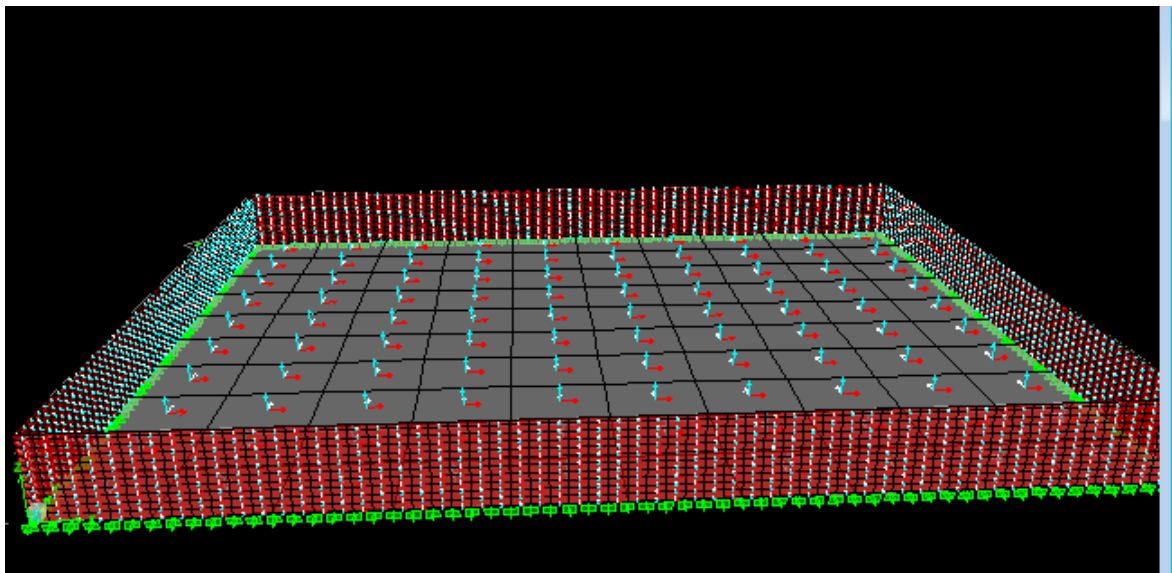


Figure 3.24 :piscine en béton .

Remarque :

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc.) sur le

Modèle. Pour cela, on sélectionne la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci (Figure 3.26) sur l'icône Set éléments

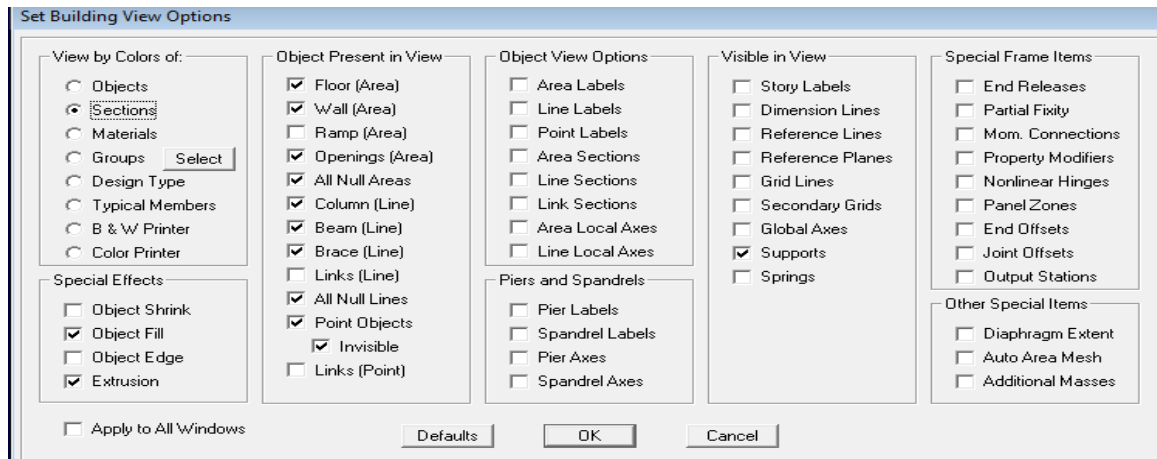


Figure 3. 25 : Affichage des différentes informations.

3.13. Démarrage et exécution

L'exécution du problème peut être démarrée en sélectionnant (Figure 3.27) :

Analyze → Run Analyses

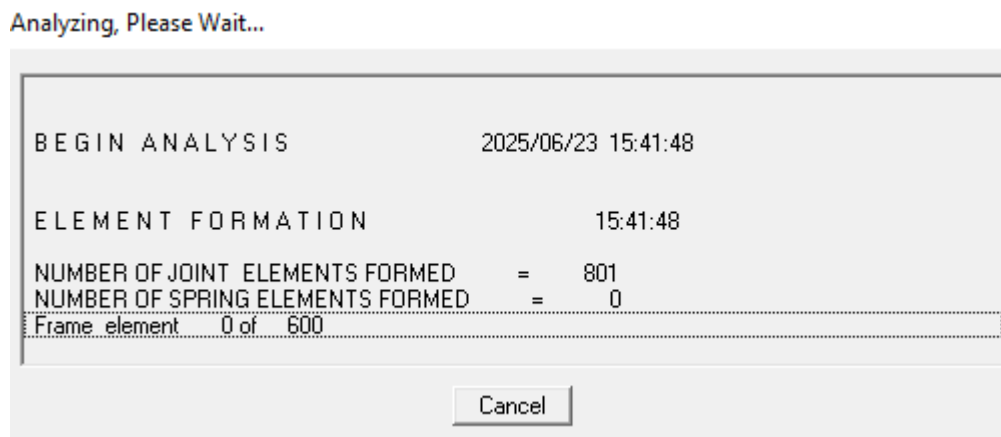


Figure 3. 26 : Lancement de l'analyse.

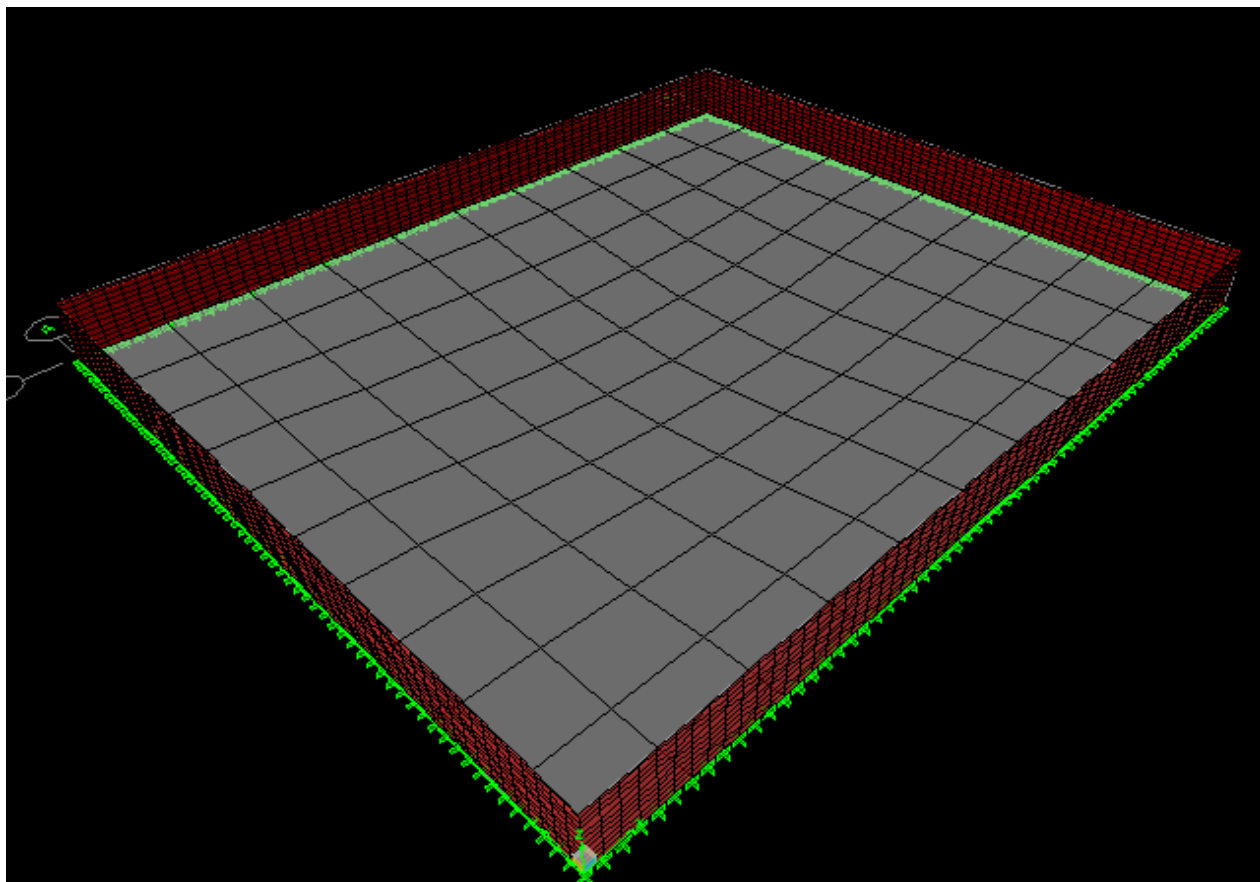


Figure 3. 27 : Déformation de la structure après lancement de l'analyse.

3.13.1 Résultats et interprétation

Après exécution du logiciel ETABS[®]. Un fichier avec une extension (.out) est construit. Celui-ci et permet d'extraire les résultats présentés ci-après.

3.13.2 Période fondamentale de la structure

Le tableau 4.2 illustre les résultats des périodes et des fréquences pour les différents modes de la structure. La période fondamentale $T=0.045357s$. En comparant cette période à celle obtenue par la formule empirique de Rayleigh donnée au chapitre 3 ($T=0.01$), nous concluons que celles-ci sont du même ordre de de grandeur. Par ailleurs, étant donné que la période T est inférieure à 0.5, nous concluons, selon New Mark, que notre réservoir est bien rigide ;

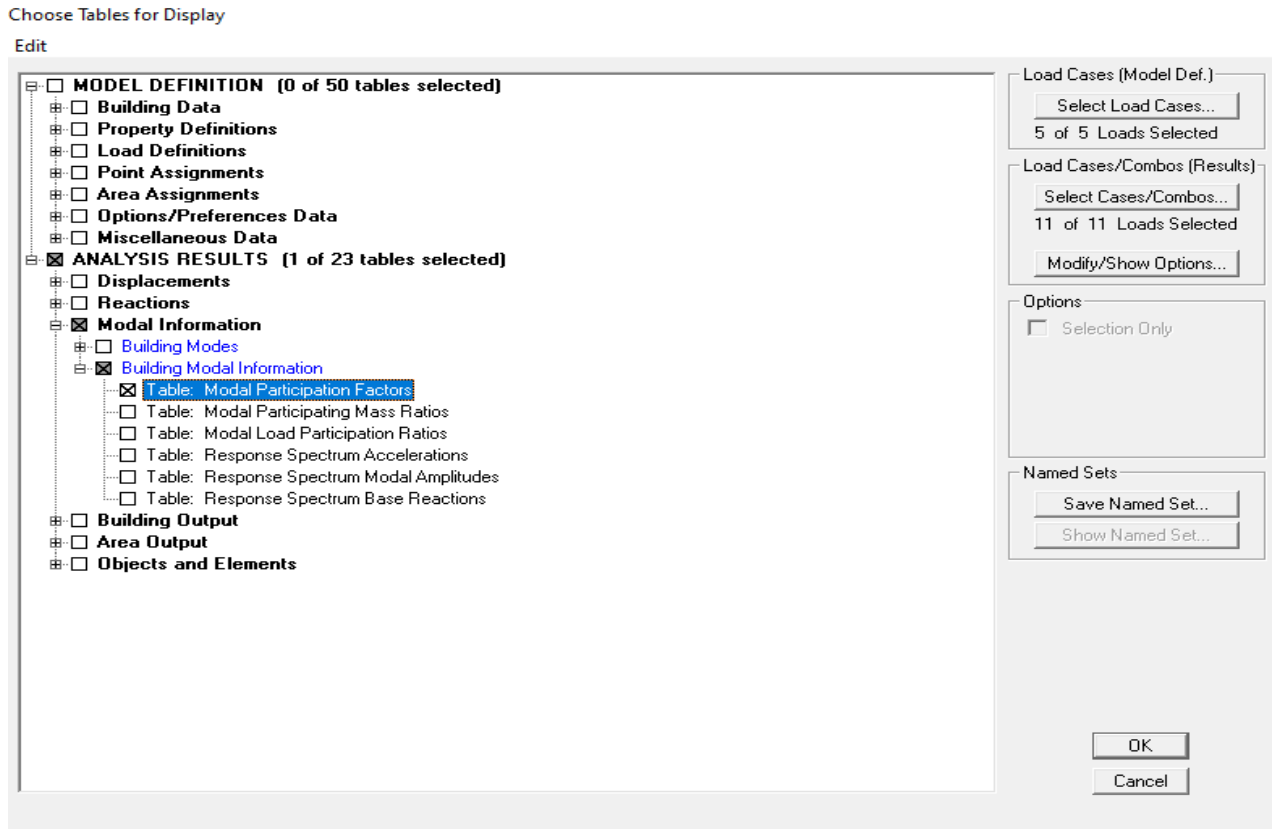


Figure 3. 28 :Table des périodes et des fréquences.

Tableau3.4: Table des périodes et des fréquences44

Mode	Period	UX	UY	UZ
1	0.045357	0.000614	-0.000992	0
2	0.045348	-0.00027	-45.603179	0
3	0.044973	41.699799	-0.00017	0
4	0.044957	0.00046	-0.000329	0
5	0.042914	-0.000702	0.000536	0
6	0.042878	1.397744	0.000298	0
7	0.041604	0.000184	1.302427	0
8	0.041542	0.000117	0.000181	0
9	0.039407	0.000024	-0.000478	0
10	0.039324	0.000017	15.406282	0
11	0.037097	13.841934	-0.000809	0
12	0.036953	0.000797	-0.0007	0

3.13.3. Résultats des moments

a) Convention de signe

Nous donnons ci-après les conventions de signes utilisées par le logiciel ETABS®.

- Le signe (-) représente la compression,
- Le signe (+) représente la traction.

Nous présentons dans ce qui suit un extrait des résultats des moments M11 et M22 dans les parois (tableau 3.5 et 3.6) et un extrait des résultats des moments M11 et M22 dans le radier (Tableau 3.7 et tableau 3.8).

Tableau 3.5: Extrait des moments fléchissant M11 des parois

AreaObj	AreaTy	AreaElm	Joint	Output	CaseTy	StepTy	StepNu	F11	F22	F12	FMAX	FMIN	M11	M22	M12
W1547	Wall	181	1	CP4	Combinat	Max		1751.736	85.66264	470.9258	2293.913	-1100.98	1116.253	16.58285	71.04509
W1486	Wall	120	1	CP4	Combinat	Min		774.3551	-116.113	-465.257	2317.851	-1015.17	-1131.1	-16.9915	12.61992
W1367	Wall	1	1	CP4	Combinat	Min		913.5499	-75.5568	246.3172	2424.927	-973.73	-1119.92	-14.8385	-80.5166
W1426	Wall	60	2	CP4	Combinat	Min		913.2745	-75.5977	-397.77	2424.739	-973.782	-1119.88	-14.8379	24.57824
W1427	Wall	61	4	CP4	Combinat	Min		679.6779	-131.259	294.5245	2293.841	-1101.03	-1116.29	-16.5827	-71.0523
W1486	Wall	120	1	CP1	Combinat	-		1356.779	-31.7597	-390.214	1458.925	-133.906	-1085.22	-15.5715	41.95355
W2806	Wall	1440	1	CP4	Combinat	Min		1943.908	-45.9126	-24.4699	3268.56	-1062.24	-1083.8	-161.318	4.356263
W2147	Wall	781	1	CP4	Combinat	Min		1886.588	-58.0213	-146.537	3189.063	-1042.38	-1082.43	-154.832	-72.0793
W2206	Wall	840	2	CP4	Combinat	Min		1886.417	-58.0477	-36.3229	3188.919	-1042.41	-1082.39	-154.827	11.14989
W1486	Wall	120	1	CP4	Combinat	Min		1979.637	132.8329	-55.031	3431.507	-1003	-1080.53	-150.77	5.889923
W1367	Wall	1	1	CP4	Combinat	Min		1924.225	132.9929	-169.203	3354.301	-985.439	-1079.56	-145.87	-75.0074
W1426	Wall	60	2	CP4	Combinat	Min		1924.055	132.97	-52.6608	3354.158	-985.463	-1079.52	-145.868	17.7477

Tableau 3.6 :Extrait des moments fléchissants M22 des parois .

AreaObj	AreaTy	AreaElm	Joint	Output	CaseTy	StepTy	StepNu	F11	F22	F12	FMAX	FMIN	M11	M22
W2236	Wall	870	15	CP4	Combinat	Min		-569.969	-2849.84	-0.25816	-565.719	-2853.99	-356.288	-1781.44
W2237	Wall	871	15	CP4	Combinat	Min		-569.969	-2849.84	-0.25816	-565.719	-2853.99	-356.288	-1781.44
W2237	Wall	871	222	CP4	Combinat	Min		-569.944	-2849.72	1.525989	-565.294	-2854.25	-356.255	-1781.28
W2238	Wall	872	222	CP4	Combinat	Min		-569.944	-2849.72	1.525989	-565.294	-2854.25	-356.255	-1781.28
W2235	Wall	869	221	CP4	Combinat	Min		-569.948	-2849.74	-2.05207	-565.297	-2854.27	-356.255	-1781.27
W2236	Wall	870	221	CP4	Combinat	Min		-569.948	-2849.74	-2.05207	-565.297	-2854.27	-356.255	-1781.27
W3436	Wall	2070	117	CP4	Combinat	Max		-569.935	-2849.67	0.390783	-565.719	-2853.99	356.2757	1781.378
W3437	Wall	2071	117	CP4	Combinat	Max		-569.935	-2849.67	0.390783	-565.719	-2853.99	356.2757	1781.378
W3435	Wall	2069	301	CP4	Combinat	Max		-569.908	-2849.54	-1.39112	-565.297	-2854.27	356.2437	1781.218
W3436	Wall	2070	301	CP4	Combinat	Max		-569.908	-2849.54	-1.39112	-565.297	-2854.27	356.2437	1781.218
W3437	Wall	2071	302	CP4	Combinat	Max		-569.904	-2849.52	2.186913	-565.294	-2854.25	356.2418	1781.209
W3438	Wall	2072	302	CP4	Combinat	Max		-569.904	-2849.52	2.186913	-565.294	-2854.25	356.2418	1781.209

Tableau3.7: Extrait des moments fléchissant M11 de radier.

AreaObj	AreaTy	AreaElm	Joint	Output	CaseTy	StepTy	StepNu	F11	F22	F12	FMAX	FMIN	M11	M22
F46	Floor	2685	63	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	47379.54	65878.2
F46	Floor	2685	63	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	47379.54	65878.2
F47	Floor	2686	63	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	47379.54	65878.2
F47	Floor	2686	63	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	47379.54	65878.2
F56	Floor	2695	63	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	47379.54	65878.2
F56	Floor	2695	63	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	47379.54	65878.2
F57	Floor	2696	63	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	47379.54	65878.2
F57	Floor	2696	63	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	47379.54	65878.2
F36	Floor	2675	52	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	45419.71	61656.28
F36	Floor	2675	52	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	45419.71	61656.28
F37	Floor	2676	52	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	45419.71	61656.28
F37	Floor	2676	52	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	45419.71	61656.28
F66	Floor	2705	74	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	45419.71	61656.28
F66	Floor	2705	74	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	45419.71	61656.28
F67	Floor	2706	74	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	45419.71	61656.28
F67	Floor	2706	74	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	45419.71	61656.28

AreaObj	AreaTy	AreaElm	Joint	Output	CaseTy	StepTy	StepNu	F11	F22	F12	FMAX	FMIN	M11	M22
F7	Floor	2646	15	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	0	-121612
F7	Floor	2646	15	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	0	-121612
F96	Floor	2735	117	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	0	-121612
F96	Floor	2735	117	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	0	-121612
F6	Floor	2645	15	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	0	-121612
F6	Floor	2645	15	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	0	-121612

Tableau 3.8 : Extrait des moments fléchissant M22 de radier.

AreaObj	AreaTy	AreaElm	Joint	Output	CaseTy	StepTy	StepNu	F11	F22	F12	FMAX	FMIN	M11	M22
F46	Floor	2685	63	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	47379.54	65878.2
F46	Floor	2685	63	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	47379.54	65878.2
F47	Floor	2686	63	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	47379.54	65878.2
F47	Floor	2686	63	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	47379.54	65878.2
F56	Floor	2695	63	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	47379.54	65878.2
F56	Floor	2695	63	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	47379.54	65878.2
F57	Floor	2696	63	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	47379.54	65878.2
F57	Floor	2696	63	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	47379.54	65878.2
F36	Floor	2675	52	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	45419.71	61656.28
F36	Floor	2675	52	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	45419.71	61656.28
F37	Floor	2676	52	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	45419.71	61656.28
F37	Floor	2676	52	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	45419.71	61656.28
F66	Floor	2705	74	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	45419.71	61656.28
F66	Floor	2705	74	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	45419.71	61656.28
F67	Floor	2706	74	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	45419.71	61656.28
F67	Floor	2706	74	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	45419.71	61656.28

AreaObj	AreaTy	AreaElm	Joint	Output	CaseTy	StepTy	StepNu	F11	F22	F12	FMAX	FMIN	M11	M22
F51	Floor	2690	68	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	-28484.9	-142424
F51	Floor	2690	68	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	-28484.9	-142424
F52	Floor	2691	58	CP1	Combination	-		0	0	0	0	0	-28484.9	-142424
F52	Floor	2691	58	CP2	Combinat	-		0	0	0	0	0	-28484.9	-142424
F42	Floor	2681	58	CP1	Combinat	-		0	0	0	0	0	-28484.9	-142424

1. Parois verticales

le moment max ($M11 \approx \pm 1131 \text{ kg}\cdot\text{m}$) est obtenu à la base de la paroi verticale sous la combinaison CP1 correspondant principalement aux efforts dus à la pression hydrostatique et à la poussée des terres, ainsi qu'à l'effet sismique (pression hydrodynamique).

2. Parois horizontale

le moment max ($M_{22} \approx \pm 1781 \text{ kg}\cdot\text{m}$) est obtenu à l'extrémité de la paroi horizontale sous la combinaison CP1 correspondant principalement aux efforts dus à la pression hydrostatique et à la poussée des terres, ainsi qu'à l'effet sismique (pression hydrodynamique).

3. Radier (fond du bassin)

le moment max ($M_{11} \approx 47\,379 \text{ kg}\cdot\text{m}$, $M_{22} \approx 65\,878 \text{ kg}\cdot\text{m}$) sont obtenu à mi travée sous la combinaison CP4 correspondant principalement aux efforts dus à la pression hydrostatique, hydrodynamique à la poussée des terres, ainsi qu'à l'effet sismique (pression hydrodynamique).

Comparaison

les moments obtenus par le logiciel, ETABS sont comparés a ceux obtenus par le calcul analytique en zones dangereuse (tableau 3.9) . Nous constatons que la prise en compte de l'effet sismique a augmenter légèrement les moments comparer aux résultats analytiques.

Tableau3. 9 : les moments fléchissant(kg).

Parois Etabs	Parois manuel	Radier manuel	Radier Etabs
1131,06	-1143.16	64536.659	47379,54
-1131,06	-1143.16	64536.659	65878,2

Les figures 3.29 et 3.30 illustrent la distribution des contraintes dans sur les parois et le radier du bassin. Les résultats mettent en évidence une répartition non uniforme des contraintes. Nous observons une concentration maximale des contraintes à la base des voiles dans les deux sens. Les valeurs atteignant environ 14 MPa, tandis que les zones périphériques présentent des valeurs nettement plus faibles. Les zones de forte contrainte devront faire l'objet d'un

dimensionnement particulier, notamment pour le ferrailage, afin de garantir la résistance et la durabilité de la structure.

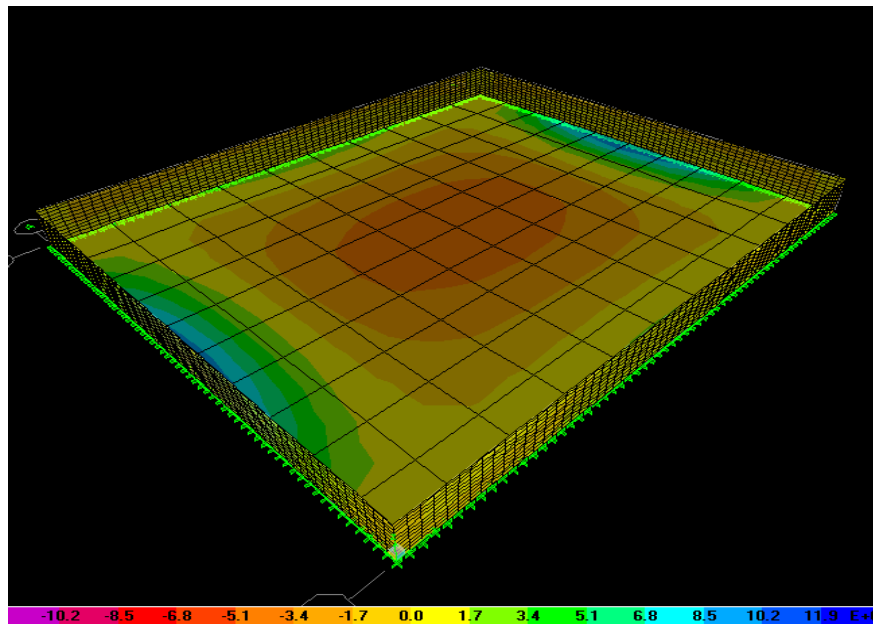


Figure3. 29 :Distribution des contraintes principales de traction σ_{max} sous ELUCP1 S11.

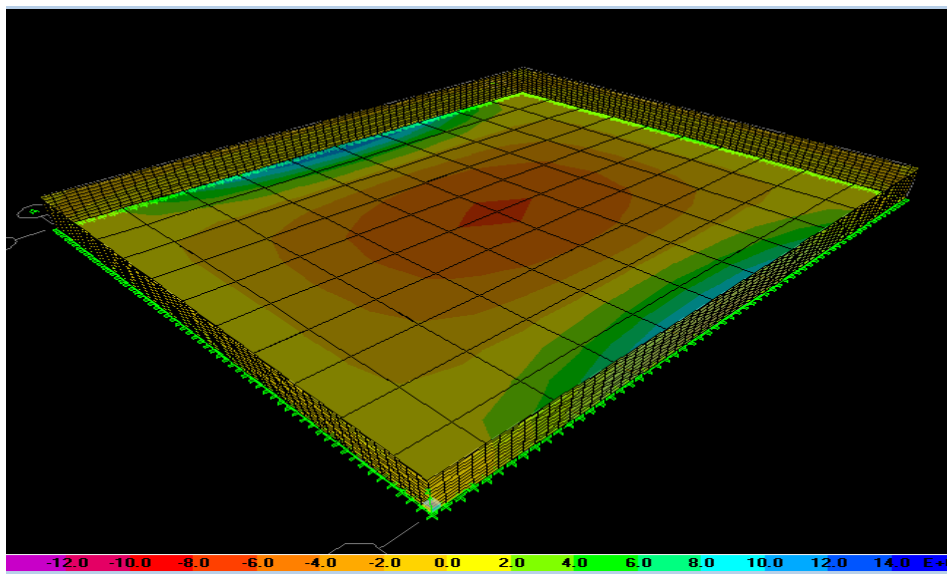


Figure 3.30: Distribution des contraintes principales de traction σ_{max} sous ELUCP1 S22

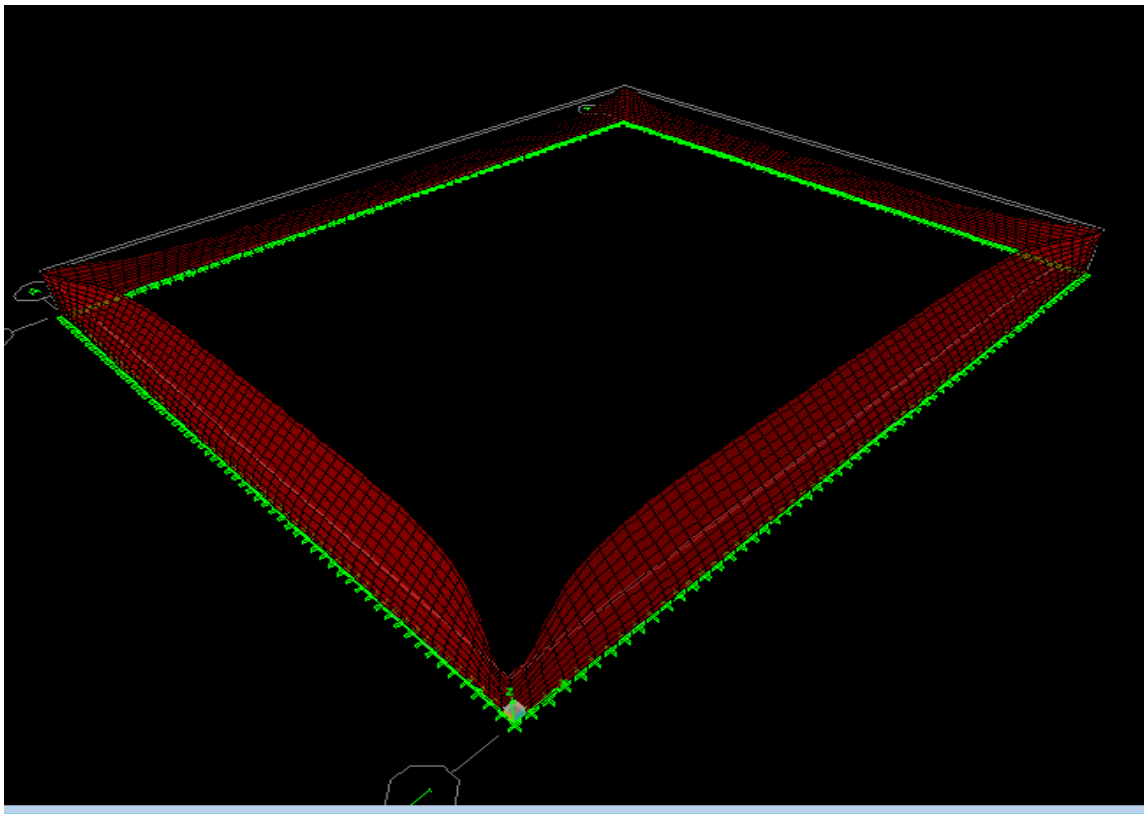


Figure 3. 31 : Déformation d'une piscine sous l'effet des terres .

Conclusion

La modélisation du réservoir d'étude avec le logiciel ETABS a été effectuée dans ce chapitre en considérant la base encastree. L'effet hydrodynamique a été pris en considération en introduisant les charges déterminées à partir de la méthode de Westergaard. Les résultats ont montré que la période fondamentale du bassin est inférieure à 0.5 ; ce qui qualifie notre structure est « Rigide ». Ce résultat étant conforté par les dispositions des voiles et leurs nombres a conduit à l'absence de torsion. Les efforts et moments maximums dans les éléments de notre structure (voile, radier) sont obtenus sous la combinaison C1, C2, C4 à plein.

Conclusion Générale

L'objectif principal de ce projet est d'étudier et modéliser une piscine semi-olympique rectangulaire en béton armé, en tenant compte des sollicitations réelles auxquelles elle est soumise, notamment les charges permanentes, les surcharges d'exploitation, les pressions hydrostatiques et hydrodynamiques ainsi que l'action sismique.

Dans un premier temps, une approche déterministe a permis d'identifier et de quantifier toutes les actions agissant sur la structure. Ces charges ont été combinées selon les règles des états limites (ELU et ELS), ce qui a conduit au calcul des moments fléchissant et au ferrailage conformément aux normes en vigueur (BAEL91, RPA 2003, Fascicule 74).

Ensuite, une modélisation numérique par éléments finis a été réalisée à l'aide du logiciel ETABS[®]. Cette modélisation a permis d'analyser le comportement global de la piscine sous les effets combinés des charges statiques et dynamiques, en intégrant la géométrie exacte, les propriétés des matériaux, les conditions aux limites et les lois de chargement. Les résultats obtenus ont été comparés avec les calculs analytiques, et ont montré une bonne cohérence, confirmant la fiabilité du modèle numérique.

Enfin, ce travail a permis d'assurer que la structure étudiée satisfait aux exigences de sécurité, de stabilité et de durabilité. Il constitue une base fiable pour la réalisation concrète de l'ouvrage et illustre l'importance d'une démarche rigoureuse associant calculs classiques et simulation numérique dans la conception des structures hydrauliques.

1. **Fasicule 74.** (1998). *Construction des réservoirs en béton – Cahier des clauses techniques générales*. Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement, Paris.
2. **Amazouz, L. (2018).** 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].
3. **BAEL. (1991).** Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
4. **Règlement Parasismique Algérien (RPA 99, version 2003).** *Document Technique Réglementaire DTR-BC 2.48*, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Ministère de l'Habitat, Alger.
5. **Westergaard, H. M. (1933).** Water pressures on dams during earthquakes. *Transactions of the ASCE*, 98, 418–472.
6. DTR B C 2.2, Charges permanente et surcharges d'exploitation.
7. **Merzouki Nawal et Tinedghar Med Amine (2021).** Contribution à l'analyse hydrodynamique d'un réservoir rectangulaire de 5000 m³ posé au sol en tenant compte de l'interaction sol-structure (ISS)
8. **MOUKAH Khadir, HOUMDI Lahna** , “ Analyse des états de contraintes dans un réservoir en maçonnerie ”, université Mouloud Mammeri Tizi-ouzou, 2023
9. **GUERRIN, Jean.** Calcul des structures par la méthode des éléments finis - Tome 8: Applications aux ouvrages en béton armé et précontraint. Editions Eyrolles, Paris, 1995.
10. **CHARONNE, Pierre.** Béton armé-Résistance des matériaux et des calcul des structure. Paris 1980

