

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE DE MASTER PROFESSIONNEL

Spécialité : Génie Civil

Option : Constructions Hydrauliques & Aménagements

Thème :

**Analyse des états de contraintes dans un
réservoir en maçonnerie**



Réalisé par :

Mr : MOUKAH Khadir

Melle : HOUAMDI Lahna

Encadré par :

Pr : HAMMOUM Hocine

Promotion : 2022/2023

Remerciements

En premier lieu, nous tenons à remercier particulièrement notre promoteur Mr. HAMMOUM Hocine, Professeur au département de génie civil pour sa compréhension, ses directives, et l'intérêt qu'il apporte à ses étudiants.

Nous remercions également Mme BOUZELHA Karima professeure au département de génie civil, pour sa disponibilité, et ses précieux conseils, qui ont grandement contribué à l'élaboration de ce travail.

Nous tenons à leur exprimer nos sincères remerciements pour leurs suivis et leurs orientations. Nous tenons également à remercier les membres de jury qui nous font honneur de juger notre travail.

Nos vifs remerciements s'adressent aussi à l'ensemble des enseignants de département de génie civil qui nous ont suivi pendant notre cursus universitaire.

Nos plus chaleureux remerciements pour tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À la mémoire de mon Père

Qui nous a quitté trop tôt, il a été toujours pour moi un exemple. Grâce à lui, j'ai appris le sens du travail et de la responsabilité. Ce modeste travail est le fruit de tous les sacrifices qu'il a déployé pour mon éducation et ma formation.

À ma Mère

Quoi que je dise ou quoi que je fasse, je ne saurais jamais te remercier comme il se doit. Ma chère maman, tu as été le pilier, l'exemple et ma plus grande force. Merci pour ta présence, ton soutien et ton aide et merci de n'avoir jamais douté de moi

À mon cher frère et ma chère sœur

À mon frère Hocine, et ma sœur Fouzia c'est pour vous dire merci de m'avoir toujours soutenu, réconforté et encouragé.

À toute ma famille

À mes adorables oncles et tantes, leurs enfants et leurs familles. Ainsi que mon grand-père et ma grand-mère.

À mes amies

À tous mes amis : Malika, Lynda, Katia, sassi, Hakim et Said, vous êtes pour moi des amis sur qui je peux compter. En témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments passés ensemble.

À mon binôme

Khadir pour sa patience et son encouragement et de son soutien pour la réalisation de ce travail. Et toute sa famille.

Lahna

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À la mémoire de mon père

Qui nous a quittés trop tôt en laissant un grand vide, un père qui était tout simplement un père parfait, un être unique et magnifique. Tu es été et tu seras toujours un exemple et un fort repère pour moi. Mes prières te sont adressées dans ce monde qui aujourd'hui est le tien. Que Dieu t'accueille dans son vaste paradis.

À la meilleure mère

À ma chère mère, pour ton amour pour moi, pour les sacrifices que tu fais pour rendre tes enfants heureux, tu as enduré beaucoup de peine pour mon bien-être et à ma réussite, reçois ceci en guise de ma reconnaissance et que Dieu te garde longtemps afin que tu puisses goûter aux arbres que tu as plantés.

À mes chers frères et sœurs

Sofiane, Sadek, Nabil, Farouk, khadidja, Fadila, mais ce que je ressens le besoin de faire, c'est de vous dire merci pour plein de choses, mais pour une en particulier, celle de m'avoir toujours soutenu. Vous avoir dans ma vie est une chance inouïe.

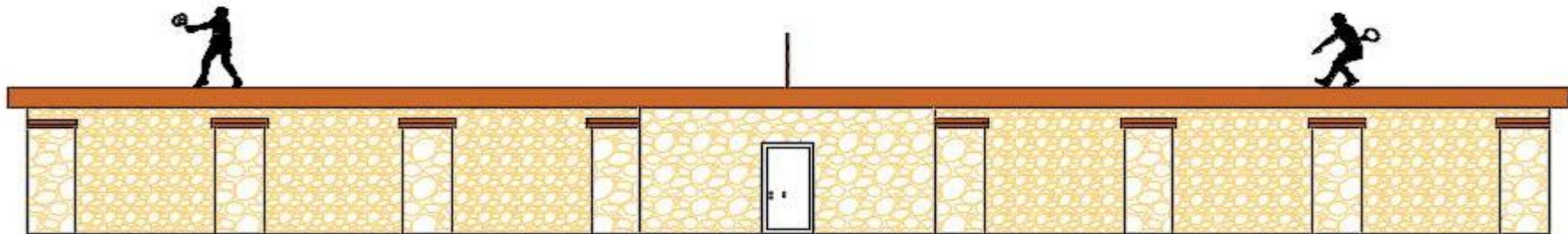
À toutes mes amies

Avec lesquelles j'ai partagé mes moments de joie et de bonheur.

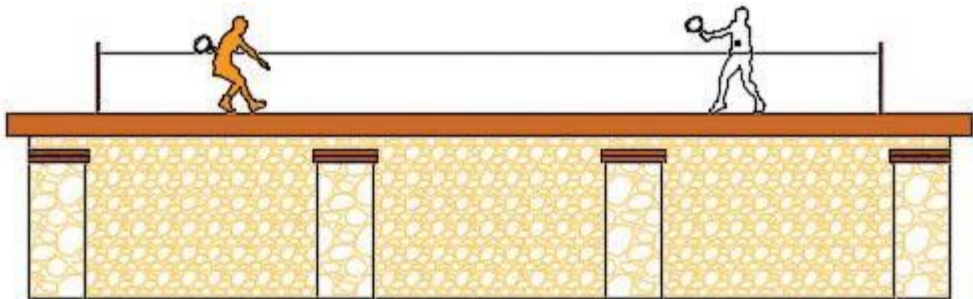
À ma Binôme

lahna, pour ton sens du travail, ton sérieux et ta responsabilité. Que je te dédie cette thèse à toi et à toute ta famille.

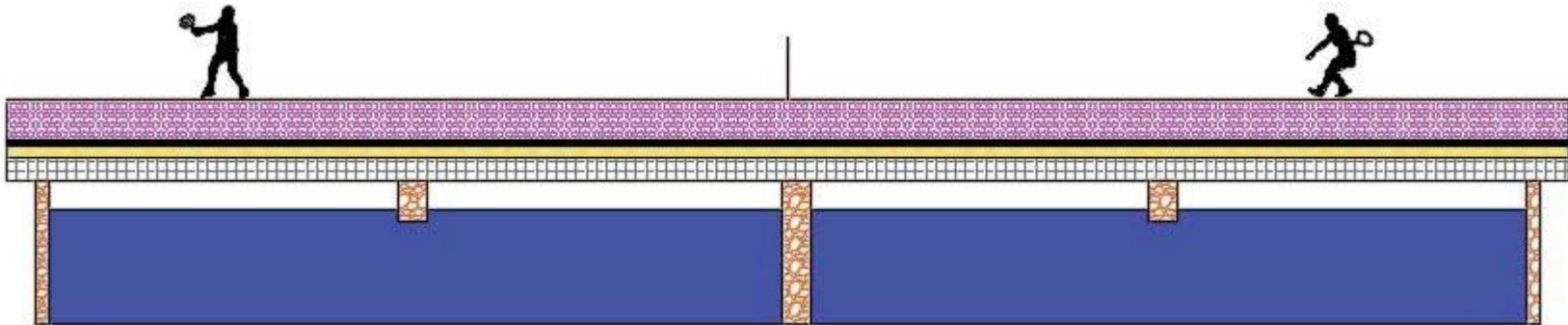
Khadir



Vue de face du réservoir



Vue de coté du réservoir



Coupe A-A du réservoir

Liste des figures**Chapitre 1 : Description de l'ouvrage et des matériaux**

Figure 1.1 : Vue de face du réservoir en maçonnerie de LNI (Houamdi et Moukah, 2023)	3
Figure 1.2 : Présentation des échantillons d'étude (Houamdi et Moukah)	5
Figure 1.3 : étapes de la pesée du moellon (Houamdi et Moukah)	6
Figure 1.4 : Disposition de l'ultrason (BSEN ,2004)	8
Figure 1.5: Exemple de détermination de la vitesse avec l'essai ultrason (BSEN ,2004)	9
Figure 1.6 : Essai ultrason (mesure en surface) (Houamdi et Moukah, 2023)	9
Figure 1.7 : Représentation graphique des valeurs données par l'ultrason pour la pierre	110
Figure 1.8 : Représentation graphique des valeurs données par l'ultrason pour la pierre	110
Figure 1.9 : Courbe de densité de la loi normale	12
Figure 1.10 : Courbe de fonction de répartition	12
Figure 1.11: Scléromètre utilisé	13
Figure 1.12 : Grille de mesure sur ouvrage (Houamdi et Moukah, 2023)	13
Figure 1.13 : Essai scléromètre (Houamdi et Moukah, 2023)	14
Figure 1.14: Courbe de densité de la loi normal	18
Figure 1.15: Courbe de fonction de répartition	18
Figure1.16 : Dalle en maçonnerie (Houamdi et Moukah)	19
Figure1.17 : coupe des couches du terrain de tennis	19
Figure 1.18 : VU DE L'IPE 140 (Houamdi et Moukah)	20
Figure 1.19 : Murs extérieurs et Contrefort (Houamdi et Moukah)	21
Figure 1.20 : Murs intérieurs et Mur de séparation (Houamdi et Moukah)	21
Figure 1.21 : Vidange de fond (Houamdi et Moukah)	22
Figure 1.22: Trous d'aération (Houamdi et Moukah)	22
Figure 1.23 : Vanne d'arrivée et Vanne de sortie (Houamdi et Moukah)	23
Figure 1.24 : Chambre de vanne (Houamdi et Moukah)	23

Chapitre 2 : Détermination des charges, surcharges et de l'action séismique

Figure 2.1 : Coupe des couches du terrain de tennis	25
Figure 2.2 : Coupe des couches du terrain de l'aire de stationnement	27

Figure 2.3 : Epure de la pression hydrostatique	29
Figure 2.4 : Surface d'impact d'un camion de 30 tonnes	32
Figure 2.5 : Epure de la pression hydrostatique	33
Figure 2.6 : Forme géométrique du réservoir en plans	36
Figure 2.7 : Spectre de réponse	37
Figure 2.8 : Pressions hydrodynamiques agissant sur la paroi du réservoir	38
Figure 2.9 : Pression hydrodynamique moyenne agissant sur une bande quelconque i de la paroi	39

Chapitre 3 : Modélisation du réservoir maçonnerie

Figure 3.1 : Choix des unités	40
Figure 3.2 : Choix de la géométrie de base	40
Figure 3.3 : Choix des lignes rapide	41
Figure 3.4 : Modification des gridlines	41
Figure 3.5 : Introduction des données du réservoir	42
Figure 3.6 : Modélé du réservoir	42
Figure 3.7 : Introduction des caractéristiques de la maçonnerie	43
Figure 3.8 : Introduction des caractéristiques de l'acier	43
Figure 3.9 : Introduction des caractéristiques du béton	44
Figure 3.10 : Choix du type de matériau et le type de section des éléments	44
Figure 3.11 : Caractéristiques d'IPE140	45
Figure 3.12 : Choix des murs	45
Figure 3.13 : Affectation des murs	46
Figure 3.14 : Choix des contreforts	46
Figure 3.15 : Affectation des contreforts	46
Figure 3.16 : Affichage des différentes informations	46
Figure 3.17 : Définition du type de chargement	47
Figure 3.18 : Définitions des charges statiques	47
Figure 3.19 : Définitions des charges sismiques	48
Figure 3.20 : Etape introduction le spectre de réponse	48
Figure 3.21 : Introduction du spectre de réponse	49
Figure 3.22 : Combinaison C1	49

Figure 3.23 : Combinaisons de charge	50
Figure 3.24 : Affectation des Charges Statiques	50
Figure 3.25 : Affectation des Charges Statiques	51
Figure 3.26 : Choix des conditions d'appuis	52
Figure 3.27 : Lancement de l'analyse	52
Figure 3.28 : Modélisation du réservoir	53
Figure 3.29 : Murs extérieure	53
Figure 3.30 : Mur de séparation	53
Figure 3.31 : Mur intérieur	54
Figure 3.32 : Contreforts	54
Figure 3.33 : Réservoir en maçonnerie	54
Figure 3.34 : Déformation du réservoir sous l'effet de la combinaison ELU C11	55
Figure 3.35 : Etats de contrainte	56
Figure 3.36 : Distribution des contraintes principales de compression σ_{min} sous ELUC1	257
Figure 3.37 : Distribution des contraintes principales traction σ_{max} , sous la combinaison ELUC1	1
Figure 3.38 : Etats de contrainte	60
Figure 3.39 : Distribution des contraintes principales compression σ_{min} sous ELU C11	60
Figure 3.40 : Distribution des contraintes principales traction σ_{max} sous ELU C11	61

Chapitre 4 : Analyse des états de contraintes

Figure 4.1 : Convention de signe des contraintes	63
Figure 4.2 : Contrainte dans un plan incline	64
Figure 4.3 : Contrainte principales dans les plans principaux	65
Figure 4.4 : Cercle de Mohr	66
Figure 4.5 : Etat de contrainte de l'élément 1193 sous ELUC12	67
Figure 4.6 : Etat de contraintes principales	67
Figure 4.7 : Etat de contraintes de cisaillement	68
Figure 4.8 : Cercle de Mohr pour la compression du terrain de tennis	69
Figure 4.9 : Etats de contraintes de l'élément 992 sous ELU C11	69
Figure 4.10 : Etat de contraintes principales	70

LISTE DES FIGURES

Figure 4.11 : Etat de contraintes de cisaillement _____	71
Figure 4.12 : Cercle de Mohr pour la traction du terrain de tennis _____	72
Figure 4.13 : Etats de contraintes de l'élément 960 sous ELU C11 _____	72
Figure 4.14 : Etat de contraintes principales _____	73
Figure 4.15 : Contrainte de cisaillement _____	74
Figure 4.16 : Cercle de mohr pour la compression de l'aire de stationnement _____	75
Figure 4.17 : Etats de contraintes de l'élément 947 sous ELU C11 _____	75
Figure 4.18 : Etat de contraintes principales dans un plan incline d'un angle α _____	76
Figure 4.19 : Etat de contraintes de cisaillement _____	77
Figure 4.20 : Cercle de Mohr pour la traction de l'aire de stationnement _____	78
Figure 4.21 : Cercle de Mohr des contraintes admissibles _____	79
Figure 4.22 : Cercle de Mohr des contraintes de traction et de compression du train de tennis _____	79
Figure 4.23 : Cercle de Mohr des contraintes de traction et de compression de l'aire de stationnement _____	80
Figure 4.22 : Surface d'impact d'un camion de 30 tonnes _____	81
Figure 4.23 : Distribution des contraintes principales compression et de traction σ_{min} σ_{max} sous ELU C11 _____	82
Figure 4.24 : Cercle de Mohr des contraintes de traction et de compression conseiller pour le cas d'étude _____	82

Liste des tableaux**Chapitre 1 : Description de l'ouvrage et des matériaux**

Tableau 1.1 : Les caractéristiques de l'ouvrage _____	4
Tableau 1.2 : Masse volumique _____	7
Tableau 1.3 : Essai ultrason sur la pierre 1 du contrefort 1 _____	9
Tableau 1.4 : Essai ultrason sur la pierre 2 du contrefort 1 _____	10
Tableau 1.5 : Calcul des vitesses et résistance _____	11
Tableau 1.6 : Analyse statistique de l'échantillon _____	11
Tableau 1.7 : Extrait des résultats de la fonction de densité et de la fonction de répartition	12
Tableau 1.8 : Mesures du scléromètre pour le contrefort 1 point 1 _____	15
Tableau 1.9 : Résultats de la résistance à la compression _____	16
Tableau 1.10 : Analyse statistique de l'échantillon _____	16
Tableau 1.11 : Extrait des résultats de la fonction de densité et de la fonction de répartition	17

Chapitre 2 : Détermination des charges, surcharges et de l'action sismique

Tableau 2.1 : Différentes charges du terrain de tennis _____	26
Tableau 2.2 : Différentes charges de l'air de stationnement _____	27
Tableau 2.3 : calcul de K_a _____	29
Tableau 2.4 : Pression du remblai des terres _____	29
Tableau 2.5 : Poids des dalles _____	30
Tableau 2.6 : Poids des différent murs _____	30
Tableau 2.7 : Poids du contrefort _____	30
Tableau 2.8 : Poids total du réservoir _____	31
Tableau 2.9 : Charge du radier _____	31
Tableau 2.10 : Surcharge uniforme _____	32
Tableau 2.11 : Pression hydrostatique _____	33
Tableau 2.12 : Coefficient d'accélération de zone en fonction de zone sismique (RPA 99.R-2003) _____	34

Tableau 2.13 : Valeurs de ξ (%) en fonction de la nature du remplissage (RPA 99/2003)	35
Tableau 2.14 : Périodes caractéristiques T1 et T2 en fonction de la nature du sol	35
Tableau 2.15 : Evaluation du facteur de qualité	36
Tableau 2.16 : Paramètres utilisés pour la construction du spectre de réponse	37
Tableau 2.17 : Paramètres utilisés pour le calcul de la pression hydrodynamique	39
Tableau 2.18 : Résultats des pressions hydrodynamiques	39
Tableau 2.19 : principaux paramètres calculés pour le terrain de tennis	41
Tableau 2.20 : principaux paramètres calculés pour l'aire de stationnement	41

Chapitre 3 : Modélisation du réservoir maçonnerie

Tableau 3.1 : Table des périodes et des fréquences	55
Tableau 3.2 : Notation équivalente des contraintes	56
Tableau 3.3 : Extrait des résultats des contraintes	56
Tableau 3.4 : Résultats des contraintes normales principales (maximales et minimales)	57
Tableau 3.5 : Table des périodes et des fréquences	59
Tableau 3.6 : Extraits des résultats des contraintes	59
Tableau 3.7 : Résultats des contraintes normales principales (maximales et minimales)	60
Tableau 3.8 : Contraintes principales	61

Chapitre 4 : Analyse des états de contraintes

Tableau 4.1 : Extrait des résultats de contraintes de compression	66
Tableau 4.2 : Résultats de calcul des contraintes principales	67
Tableau 4.3 : Résultats de calcul des contraintes de cisaillement	68
Tableau 4.4 : Extrait des résultats de contraintes de traction	69
Tableau 4.5 : Résultats de calcul des contraintes principales	70
Tableau 4.6 : Résultats de contraintes de cisaillement	71

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 4.7 : Extrait des résultats de contraintes de compression _____	72
Tableau 4.8 : Résultats de calcul des contraintes principales _____	73
Tableau4.9 : Résultats de calcule contraintes de cisaillement _____	74
Tableau 4.10: Extrait des résultats de contraintes de traction _____	75
Tableau4.11 : Résultats de calcul des contraintes principales _____	76
Tableau4.12 : Résultats de calcule contraintes de cisaillement _____	77
Tableau 4.13: Surcharge uniforme _____	81
Tableau 4.14 : Résultats des contraintes normales principales (maximales et minimales)	81

Table des matières

Remerciements

Dédicaces

Liste des figures

Liste des tableaux

Tables des matières

Introduction générale _____ **1**

Chapitre 1 : Description de l'ouvrage et des matériaux

Introduction	3
1.1. Présentation de l'ouvrage	3
1.1.1. Principales caractéristiques de l'ouvrage	4
1.2. Présentation des matériaux utilisés	4
1.2.1. Maçonnerie	4
1.2.1.1. Détermination de la masse volumique	4
1.3. Calcul de la résistance à la compression	7
1.3.1. Méthode d'essais	7
1.3.1.1. Essai d'auscultation dynamique par ultrasons	7
1.3.1.2. Essai au scléromètre	12
1.4. Présentation des composants du réservoir en maçonnerie d'étude	18
1.4.1. Dalle en maçonnerie	18
1.4.2. Terrain de tennis	19
1.4.3. Terre battue	19
1.4.4. TPE140	19
1.4.5. Murs extérieurs et contreforts	20
1.4.6. Murs intérieurs de séparation	21
1.4.7. Vidange de fond	22
1.4.8. Trous d'aération	22
1.4.9. Vanne d'arrivée	23

TABLE DES MATIERES

1.4.10.	Vanne de sortie _____	23
1.4.11.	Chambre des vannes _____	23
	Conclusion _____	24

Chapitre 2 : Détermination des charges, surcharges et de l'action sismique

	Introduction _____	25
2.1.	Charges permanentes G _____	25
2.1.1.	Poids propre de la dalle du court de tennis _____	25
2.1.2.	Poids propre de la dalle de l'aire de stationnement _____	27
2.1.3.	Poussée de la terre du talus _____	27
2.1.4.	Charge permanente sous le radier _____	29
2.1.5.	Poids radier _____	31
2.1.6.	La charge répartie sous le radier _____	31
2.2.	Surcharges variables _____	31
2.2.1.	Surcharges d'exploitation (Q) _____	31
2.2.2.	Surcharges climatique S_n (neige) _____	32
2.2.3.	Pression hydrostatique _____	33
2.3.	Actions sismique (le spectre de réponse sismique) _____	33
2.3.1.	Calcul de l'accélération sismique du réservoir _____	33
2.3.2.	Pression hydrodynamique (interaction fluide-structure) _____	37
2.3.2.1.	Exposé de la méthode de Westergaard _____	37
2.3.2.2.	Calcul de la pression moyenne P_i _____	38
2.4.	Les combinaisons de charge _____	40
2.4.1.	Les combinaisons d'actions suivantes sont à considérer _____	40
	Conclusion _____	41

Chapitre 3 : Modélisation du réservoir maçonnerie

	Introduction _____	42
3.1.	Étape de modélisation _____	42
3.1.1.	Choix des Unités _____	42
3.1.2.	Définition de la Géométrie du Modèle _____	42
3.1.3.	Introduction des propriétés des matériaux (maçonnerie, acier, béton)	45

TABLE DES MATIERES

3.1.4. Caractéristiques des éléments	46
3.1.4.1. Choix du type Sections	46
3.1.4.2. Introduction de l'épaisseur des murs et des contreforts	47
3.1.5. Définition des cas de charges	49
3.1.6. Méthode d'Analyse Modale Spectrale (Spectre de Réponse)	50
3.1.7. Combinaisons de charge	51
3.1.8. Affectation des Charges Statiques	52
3.1.9. Conditions aux Limites	53
3.1.10. Définition des appuis (Restrained)	53
3.1.11. Démarrage et exécution	54
3.2. Modélisation	54
3.2.1. Radier	54
3.2.2. Murs extérieurs, intérieurs et de séparation et contrefort	55
3.2.3. La structure en 3 D	56
3.2.4. Comportement de la structure après le chargement	56
3.3. Résultats de la modélisation	57
3.3.1. 1er cas : terrain de tennis	57
3.3.1.1. Période fondamentale de la structure	57
3.3.1.2. Résultats de l'analyse	58
3.3.1.3. Diagrammes des contraintes principales	59
3.3.2. 2eme cas : aire de stationnement	60
3.3.2.1. Période fondamentale de la structure	60
3.3.2.2. Extraits des résultats des contraintes	61
3.3.2.3. Diagramme des contraintes principales	62
Conclusion	64

Chapitre 4 : Analyse des états de contraintes

Introduction	65
4.1. Méthode d'analyse des contraintes	65
4.1.1. Etat plan de contrainte	65
4.1.2. Contraintes dans un plan incliné	65
4.1.3. Direction des contraintes principales	66

TABLE DES MATIERES

4.1.4.	Evaluation des contraintes principales _____	66
4.1.5.	Contrainte maximale de cisaillement _____	67
4.1.6.	Direction de la contrainte maximale de cisaillement _____	67
4.1.7.	Contraintes normales sur les plans de contrainte maximale de cisaillement	67
4.1.8.	Cercle de Mohr _____	67
4.2.	Application au cas d'étude _____	68
4.2.1.	Cas de terrain de tennis _____	68
4.2.1.1.	Calcul des contraintes principales (compression) _____	68
4.2.1.2.	Calcul des contraintes de cisaillement _____	70
4.2.1.3.	Représentation du Cercle de Mohr _____	70
4.2.1.4.	Calcul des contraintes principales (traction) _____	71
4.2.1.5.	Calcul des contraintes de cisaillement _____	72
4.2.1.6.	Représentation du Cercle de Mohr _____	73
4.2.2.	2eme cas : aire de stationnement _____	74
4.2.2.1.	Calcul des contraintes principales (compression) _____	74
4.2.2.2.	Calcul des contraintes de cisaillement _____	75
4.2.2.3.	Représentation du Cercle de Mohr _____	76
4.2.2.4.	Calcul des contraintes principales (traction) _____	77
4.2.2.5.	Calcule des contraintes de cisaillement _____	78
4.2.2.6.	Représentation du Cercle de Mohr _____	79
4.3.	Analyse des résultats et comparaison _____	80
4.3.1.	Le cercle de Mohr et les contraintes de compression et traction générale ..	81
4.3.2.	Solution préconisée _____	82
4.3.3.	Le cercle de Mohr des contraintes de compression et traction conseiller pour le cas d'étude _____	84
Conclusion	_____	85
Conclusion générale	_____	86

Références bibliographiques

Annexes

*Introduction
générale*

De nos jours la récupération du patrimoine civil et industriel suscite un intérêt croissant dans le monde entier. Sa réhabilitation ou sa préservation est actuellement considérée comme une forme de développement.

Dans cette étude, nous nous intéressons au réservoir en maçonnerie de pierre de carrière réalisé par le génie militaire vers 1871 à fort national, durant l'occupation française. Cet ouvrage d'art hydraulique de capacité de 1000 m^3 en est un chef d'œuvre d'architecture, qui nous fait penser au réservoir du parc Monsouris de Paris, réalisé à la même période par les ingénieurs et architectes de la ville de Paris durant les grands travaux du Baron Hausman. Au-delà de sa fonction principale qui était de stocker l'eau potable, cet ouvrage par le biais de la surface de sa couverture avait une fonction secondaire à sa mise en service, puisque le terre-plein avait abrité pendant près d'un siècle un court de tennis.

Vers le milieu des années 60, ce terre-plein changera de vocation pour abriter finalement une aire de stationnement. La particularité de cet ouvrage réside dans le fait qu'il a connu durant sa vie deux types de chargement tout à fait différents en nature et en intensité. Le premier cas de chargement est de nature statique d'une intensité $Q = 500 \text{ kg/m}^2$, pour la fonction de court de tennis. Le second cas de chargement est de nature dynamique d'une intensité $Q=2000 \text{ Kg/m}^2$, pour la fonction de l'aire de stationnement.

Ces sollicitations induisent des états de contrainte différents dans les éléments résistants de la structure à des âges différents ; particulièrement le dernier cas de chargement à un âge avancé où les matériaux ont subi un problème de fissuration et la détérioration du temps et du milieu naturel, hostile que sont les hivers rigoureux des montagnes d'At yiraten.

L'objet de ce travail est de comprendre les états de contraintes dans les éléments résistants de l'ouvrage, en analysant leur évolution dans le temps, ainsi que d'estimer au plus juste l'intensité limite au-delà de laquelle la capacité résistante des matériaux risque d'être dépassée. Pour répondre à cette problématique, nous décomposons le manuscrit en 4 chapitres :

Le premier chapitre est dédié, dans un premier temps, à la présentation du réservoir d'étude et des différents éléments le composant. Ensuite, pour déterminer la masse volumique de la maçonnerie, un échantillon de pierre type est analysé au laboratoire du département de génie civil. Enfin, pour déterminer la résistance caractéristique de la maçonnerie deux essais non destructifs (l'ultrason et le scléromètre) sont effectués in-situ.

Le deuxième chapitre est consacré à l'évaluation des charges (charges permanentes et pression hydrostatiques) et surcharges (charge d'exploitation et l'action sismique) auxquelles est soumis le réservoir. Le DTR (B C2.2), (C2-4.7) et le règlement parasismique algérien

(RPA99/2003) sont utilisés à cet effet. Pour déterminer la pression hydrodynamique, la méthode de Westergaard est utilisée.

Le troisième chapitre traite la modélisation par éléments finis du réservoir en maçonnerie sous le logiciel de calcul SAP2000©, pour deux situations : cas où le terre-plein abrite un court de tennis et le cas où ce terre-plein abrite une aire de stationnement. Les valeurs de la période fondamentale de la structure, des efforts et des contraintes (normales et tangentielles) seront déterminées pour les deux situations considérées.

Le quatrième chapitre est consacré à l'analyse des états de contraintes et à l'évaluation des contraintes principales. La représentation des cercles de Mohr permettra de mettre en évidence l'évolution des contraintes entre les deux situations et la vérification de l'état limite.

Chapitre 1 :
Description de l'ouvrage et
des matériaux

Introduction

Ce premier chapitre a pour objectif de présenter de manière globale le réservoir qui fait l'objet de notre étude. Nous aborderons ses caractéristiques géométriques, ses éléments constitutifs, les propriétés des matériaux utilisés dans sa construction ainsi que la réglementation appliquée. La résistance à la compression est déterminée à l'aide de deux appareils ; à savoir l'ultrason et le scléromètre.

1.1. Présentation de l'ouvrage

Le réservoir d'étude a été construit en 1871. Il est situé au nord-ouest de Larbja Nat Yiraten (Ex Fort National). Il a été surnommé "le Tennis" car, après sa construction, un terrain de tennis a été aménagé sur sa dalle. Il s'agit d'un réservoir en maçonnerie d'une capacité de 1000 m³ (Figure 1.1), érigé durant l'occupation française. Un refoulement a été réalisé depuis Ledjenan vers ce réservoir, afin d'approvisionner la caserne de la ville Larbja Nat Yiraten (Ex Fort National) (Hammoum et al., 2023)



Figure 1.1 : Vue de face du réservoir en maçonnerie de LNI (Houamdi et Moukah, 2023).

Le réservoir est principalement constitué :

- D'une dalle en maçonnerie constitué d'un plancher en maçonnerie voutée avec poutrelles en IPE ;
- D'un terrain de tennis au-dessus de la dalle ;
- De murs en maçonnerie ;
- Et des contreforts (poteaux) en maçonnerie.

1.1.1. Principales caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques géométriques du réservoir d'étude sont illustrées dans le tableau 1.1 qui suit :

Tableaux 1.1 : Les caractéristiques de l'ouvrage.

Caractéristiques de l'ouvrage	Valeurs	Unités
Capacité de stockage	1000	[m ³]
Hauteur totale de l'ouvrage	2,5	[m]
Longueur totale en plan	26	[m]
Largeur totale en plan	14,10	[m]
Hauteur utile d'eau	2	[m]

1.2. Présentation des matériaux utilisés

1.2.1. Maçonnerie

La construction en maçonnerie fait référence à un procédé de construction utilisant des éléments de maçonnerie, telles que des briques, des pierres ou d'autres matériaux similaires, pour ériger des structures solides. C'est l'une des méthodes de construction les plus anciennes et les plus répandues dans le monde. La maçonnerie consiste à assembler ces éléments de manières étroitement liées en utilisant des liants tel que le mortier pour former des murs des cloisons, Les avantages de la construction en maçonnerie résident dans sa solidité et sa durabilité. Les murs en maçonnerie sont capables de résister aux charges verticales et latérales ; ce qui les rend appropriés pour les régions sujettes aux tremblements de terre et aux conditions météorologiques extrêmes.

A cet effet, et pour avoir plus d'informations sur la maçonnerie utilisée pour la réalisation du réservoir d'étude, nous avons opté pour des essais au laboratoire, afin déterminer sa masse volumique exacte d'un échantillon de cette maçonnerie.

1.2.1.1. Détermination de la masse volumique

Dans le but de déterminer la masse volumique absolue des moellons, qui est une valeur intrinsèque du matériau, nous avons choisi un échantillon de cinq pierres sur lesquelles nous avons réalisé des pesées et des mesures de volume. Ces différentes pierres sont présentées dans la figure 1.2, ci-après :



Figure 1.2 : Présentation des échantillons d'étude (Houamdi et Moukah).

Pour déterminer initialement le volume de chaque moellon, nous avons effectué les étapes suivantes :

- Nous avons mesuré la masse de chaque pierre sèche
- Ensuite, nous avons rempli un récipient d'eau jusqu'au ras et l'avons pesé.
- Nous avons soigneusement plongé une pierre dans l'eau, permettant ainsi à l'excès d'eau de s'écouler du récipient
- Après avoir retiré la pierre du récipient, nous avons mesuré la masse du récipient.

Le volume a été déterminé en calculant la différence de masse entre le récipient rempli et la masse du récipient après avoir plongé et retiré le moellon. Étant donné que le poids volumique de l'eau est connu en (1000 kg/m^3), cette différence de masse sur la masse volumique de l'eau correspond également au volume du moellon testé. La Chronologie de la pesée du moellon et le calcul du volume de la pierre sont donnés ci-après est illustrée dans la figure 1.3 :



a) Pesée de la pierre



b) Pesée du récipient rempli



c) Pesée de la pierre dans le récipient



d) Pesée du récipient après avoir enlevé la pierre

Figure 1.3 : étapes de la pesée du moellon (Houamdi et Moukah).

Le volume de la pierre V est obtenu par la relation :

$$V = (M_i - M_F) / 1000 \quad (1.1)$$

M_i étant la masse du récipient plein, M_F la masse du récipient après avoir enlevé la pierre.

La masse volumique est calculée par la relation suivante :

$$\rho = m/V \quad (1.2)$$

m la masse de la pierre en kg

Le tableau 1.2. Représente le récapitulatif des résultats obtenus pour la masse volumique.

Tableau 1.2 : Masse volumique.

Echantillons	M[kg]	(Mi)	(M _r)	ΔM	V	m/V
1	4,251	13,434	11,779	1,655	0,001655	2568,58
2	4,926	13,434	11,646	1,788	0,001788	2755,03
3	2,817	13,434	12,341	1,093	0,001093	2577,31
4	4,298	13,434	11,962	1,472	0,001472	2919,84
5	4,061	13,434	11,915	1,519	0,001519	2673,47
Masse volumique moyenne [kg/m³]						2698,85

1.3. Calcul de la résistance à la compression

La résistance à la compression est la capacité de la maçonnerie à résister à des charges appliquées dans une direction perpendiculaire à sa surface. Elle est généralement mesurée en Mpa (MN/m²) et varie en fonction du type de matériaux de maçonnerie utilisé, pour cela on a fait une campagne de mesure en utilisant des essais non destructifs qui permettent de prendre des mesures sans endommager la structure

1.3.1. Méthode d'essais

Il existe deux méthodes couramment utilisées pour estimer la résistance à la compression, à savoir l'auscultation dynamique par ultrasons et le scléromètre. Ces deux méthodes offrent des moyens non destructifs d'estimer la résistance à la compression, ce qui est particulièrement utile pour évaluer la solidité des matériaux sans causer de dommages à la structure existante

1.3.1.1. Essai d'auscultation dynamique par ultrasons

Cette méthode repose sur l'utilisation d'ondes ultrasonores pour évaluer la vitesse de propagation des ondes à travers le matériau. En mesurant la vitesse des ondes ultrasonores, il est possible de déduire la résistance à la compression du matériau.

a-1 Mode d'emplois

- Commencer par poncer et lisser la partie de la surface de l'élément où le transducteur sera fixé.
- S'assurer que la surface est propre et exempte de toute saleté ou rugosité qui pourrait affecter la transmission des ultrasons.
- Appliquez un gel conducteur entre les deux transducteurs et sur la surface de l'élément à tester. Le gel permet d'assurer une bonne transmission des ondes ultrasonores entre le transducteur et la surface.

- Fixer les transducteurs de part et d'autre de la surface à tester, en veillant à ce qu'ils soient bien en contact avec celle-ci. S'assurer que les transducteurs sont correctement positionnés et fixés de manière stable.
- Une fois les transducteurs en place, effectuer les mesures en utilisant l'appareil d'auscultation dynamique. Suivez les instructions spécifiques fournies par le fabricant de l'appareil pour effectuer les mesures de vitesse de propagation des ultrasons.
- Une fois les transducteurs en place, effectuer les mesures en utilisant l'appareil d'auscultation dynamique. Suivre les instructions spécifiques fournies par le fabricant de l'appareil pour effectuer les mesures de vitesse de propagation des ultrasons.

a-2 Procédure de mesure

La détermination de la vitesse de propagation des ultrasons se fait de trois manières. Dans notre cas on a utilisé la procédure suivante :

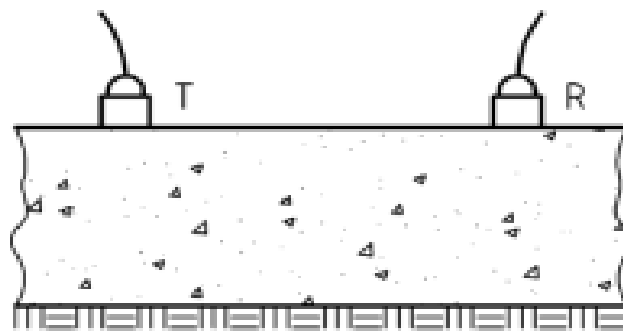


Figure 1.4 : Disposition de l'ultrason (BSEN ,2004).

- **Mesures en surface (indirecte)**

Elles sont utilisées sur tous les éléments de structure et sur les éprouvettes, mais plus particulièrement sur les dalles et éléments en longueur. L'émetteur est maintenu en un point fixe, le récepteur est déplacé successivement à des distances marquées à l'avance. Après avoir relevé le temps correspondant à un point considéré, on passe au point suivant :

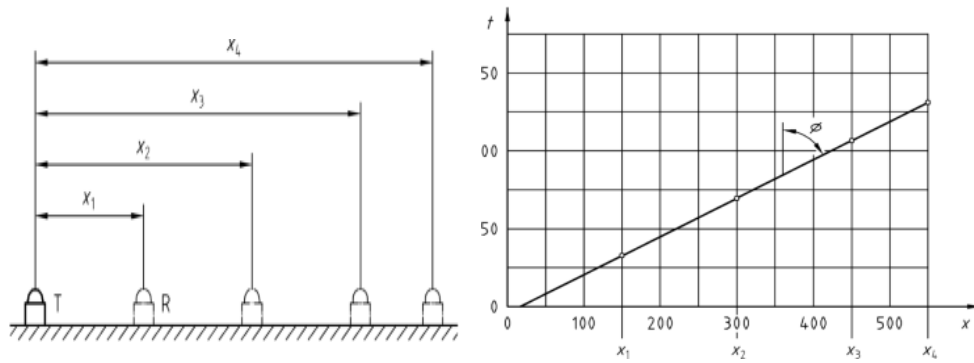


Figure 1.5: Exemple de détermination de la vitesse avec l'essai ultrason (BSEN ,2004).

Exemple :

Contrefort 1 : Nous avons effectué deux mesures de vitesse sur deux pierres différentes, à une distance de 10,5 cm entre chaque mesure.



Figure 1.6 : Essai ultrason (mesure en surface) (Houamdi et Moukah, 2023).

Les mesures des vitesses effectuées sur la pierre1 sont présentées dans le tableau1.3 qui suit :

Tableau1.3 : Essai ultrason sur la pierre 1 du contrefort 1.

Les mesures de vitesse	0	57.60	88.90	156.60
[cm/ms]				
Distance [cm]	0	10.5	21	31.5

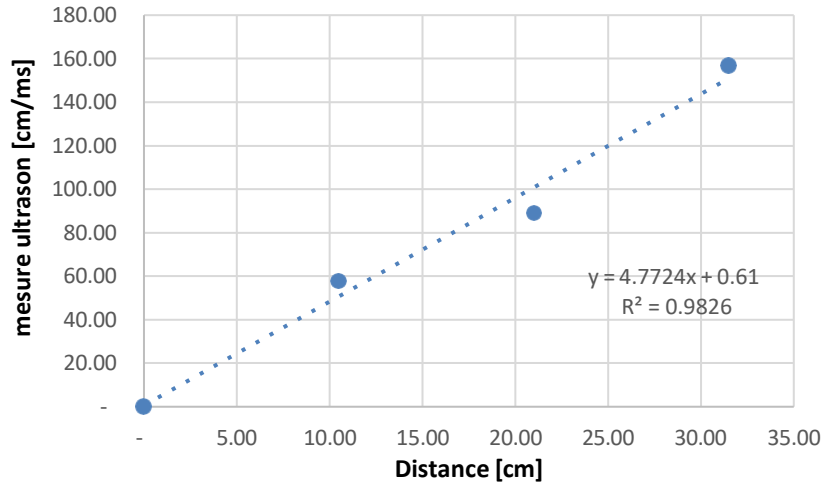


Figure 1.7 : Représentation graphique des valeurs données par l’ultrason pour la pierre 1.

Les mesures effectuées sur la pierre2 sont présentées dans le tableau 1.4 qui suit :

Tableau1.4 : Essai ultrason sur la pierre 2 du contrefort 1.

Les mesures données ultrason[cm/ms]	0	81,6	152,4
Distance [cm]	0	10,5	21

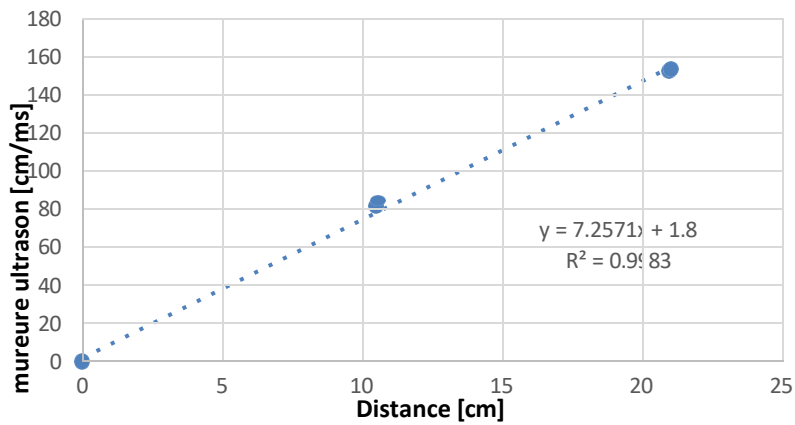


Figure 1.8 : Représentation graphique des valeurs données par l’ultrason pour la pierre 1.

Une campagne de mesures est effectuée sur 2 contreforts et 3 panneaux, les résultats sont présentés en annexe 1 ;

a-3 Calcul de la résistance à la compression

Le calcul de la résistance à la compression (UCS) est obtenu par la relation (1.3), en fonction de vitesse v mesurées par l’ultrason, telle que donnée par (Karoglou et Bakolas (2023))

$$UCS = 0,0158 * v + 0,598 \text{ [Mpa]} \tag{1.3}$$

Les résultats calculés de la résistance à la compression sont présentés dans le tableau 1.5 ci-dessous :

Tableau 1.5: Calcul des vitesses et résistance.

Numéro des essais	V[cm/micrs]	V[m/s]	UCS MPA
1	0.2095	2095	33.699
2	0.1378	1378	22.3704
3	0.1831	1831	29.5278
4	0.2039	2039	32.8142
5	0.1634	1634	26.4152
6	0.1721	1721	27.7898
7	0.1628	1628	26.3204

- **Analyse statistique**

Les différents paramètres statistiques calculés avec le logiciel Excel[®] sont présentés dans le tableau 1.6 suivant :

Tableau 1.6 : Analyse statistique de l'échantillon.

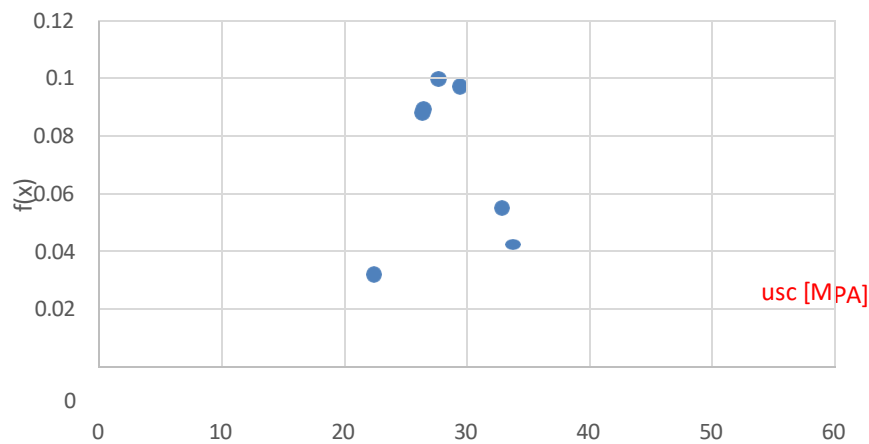
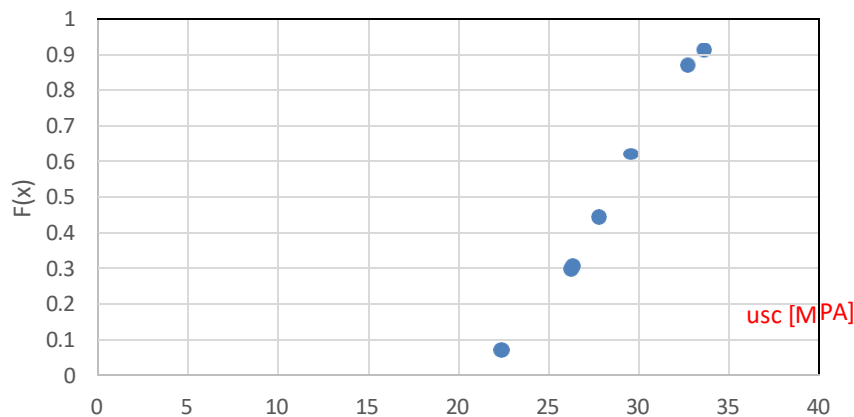
Paramètres	Valeurs	Unités
Moyenne	28,4195429	[MPa]
Médiane	27,7898	-
Écart-type	3,9544576	[MPa]
Variance de l'échantillon	15,6377349	[MPa]
Nombre d'échantillons	7	
Coefficient de variation	0,13914571	-

L'analyse statistique a donné une résistance à la compression moyenne de 28,41 [Mpa], avec un coefficient de variation inférieur à 0.13 ($C_v < 0.3$), autrement dit l'échantillon de mesure est homogène et les valeurs ne s'éloignent pas trop de la moyenne. On peut dire que notre moyenne est représentative de l'échantillon.

La loi Normale est ajustée à l'échantillon de résistance à la compression, la fonction de densité de probabilité $f(x)$ de la loi et la fonction de répartition (F_x) sont donnés le tableau 1.7 et en figure 1.11 et 1.12 respectivement. La valeur caractéristique de la résistance à la compression correspondant à une probabilité de confiance 5% est de **22.37Mpa**.

Tableau1.7 : Extrait des résultats de la fonction de densité et de la fonction de répartition

UCS [MPA]	$f(x)$	$F(x)$
22.3704	0.03131129	0.06304522
26.3204	0.08762649	0.29776846
26.4152	0.08872321	0.30612773
27.7898	0.09961305	0.43673641
29.5278	0.09699911	0.61035912
32.8142	0.05440523	0.8667841
33.699	0.04137903	0.90907243

**Figure 1.9** : Courbe de densité de la loi normale.**Figure 1.10** : Courbe de fonction de répartition.

1.3.1.2. Essai au scléromètre

Cette méthode consiste à utiliser un appareil appelé scléromètre (Figure 1.3) pour mesurer la dureté superficielle du matériau. Le scléromètre est généralement équipé d'un marteau qui frappe la surface du matériau, et la dureté est mesurée en fonction de l'impact. La valeur obtenue permet d'estimer la résistance à la compression du matériau.



Figure 1.11: Scléromètre utilisé.

a-1 Mode d'emploi

Les mesures doivent être effectuées sur des surfaces nettes. La surface de mesure doit être divisée en points ou en sections. Dans notre cas, nous avons divisé la surface en 27 points pour effectuer les mesures.



Figure 1.12 : Grille de mesure sur ouvrage (Houamdi et Moukah, 2023).

Indice de rebondissement : L'indice de rebondissement est une mesure enregistrée sur une échelle graduée fixe par rapport au corps de l'appareil de scléromètre. Il est obtenu en projetant une masselotte chargée par ressort sur une tige métallique en contact avec la surface du béton. La mesure obtenue dépend de l'angle d'inclinaison de l'appareil par rapport à l'horizontal



Figure 1.13 : Essai scléromètre (Houamdi et Moukah, 2023).

L'interprétation des résultats de contrôle du maçonnerie au scléromètre se fait en utilisant une courbe de transformation unique fournie par le fabricant de l'appareil. Cette courbe permet de corréler l'indice de rebondissement mesuré avec la résistance de la maçonnerie.

Il est important de noter que la précision des résultats obtenus par la méthode de la courbe peut varier.

Exemple :

Contrefort 1 : les mesures enregistrées sont illustrées sur le tableau 1.8 pour la première pierre

Et le premier point 1 :

Tableau1.8 : Mesures du scléromètre pour le contrefort 1 point 1.

Numéro des essai	Valeur de SHR [MPA]
1	24
2	26
3	29
4	29
5	31
6	32,5
7	34,5
8	35
9	35,5
10	35,6
11	36
12	36
13	37,5
14	38
15	38
16	40,5
17	41
18	41
19	42
20	42
21	42,5
22	45
23	45
24	45
25	46
26	48
27	49

De la même manière on a pris des mesures pour le contrefort 1 et 2 et les panneaux 1,2,3. Les résultats sont donnés en annexe.

a-2 Calcul de la résistance à la compression UCS

La résistance à la compression UCS est obtenue à partir de la relation (1.4) donnée par Karoglou et Bakolas (2023), en fonction de SHR (rebondissement de scléromètre) :

$$UCS = 7,54 * EXP(0,0461 * SHR) \quad (1.4)$$

Les résultats de calcul de la résistance à la compression sont donnés dans le tableau 1.9

Moyennement homogène et les valeurs ne s'éloignent pas trop de la moyenne. On peut dire que notre moyenne est représentative de l'échantillon.

La loi Normale est ajustée à l'échantillon de résistance à la compression, la fonction de densité de probabilité $f(x)$ de la loi et la fonction de répartition ($F(x)$) sont donnés dans le tableau 1.10 et en figure 1.14 et 1.15 respectivement. La valeur caractéristique de la résistance à la compression correspondant à une probabilité de confiance 5% est de 22.79 [MPa].

Tableau 1.11 : Extrait des résultats de la fonction de densité et de la fonction de répartition

Ucs [MPa]	f(x)	F(x)
22,7968457	0,00925118	0,07176159
23,872381	0,01026212	0,08225044
24,998659	0,01137473	0,09443013
25,5815703	0,01196987	0,10123345
26,7884864	0,01323744	0,11644061
27,4131324	0,01390892	0,12491857
27,4131324	0,01390892	0,12491857
27,4131324	0,01390892	0,12491857
27,4131324	0,01390892	0,12491857
27,4131324	0,01390892	0,12491857
28,0523437	0,01460436	0,13403119
28,7064599	0,01532237	0,14381869
28,7064599	0,01532237	0,14381869
28,7064599	0,01532237	0,14381869
28,7064599	0,01532237	0,14381869
28,7064599	0,01532237	0,14381869
30,0608055	0,01681836	0,16558299
30,0608055	0,01681836	0,16558299
30,0608055	0,01681836	0,16558299
30,0608055	0,01681836	0,16558299
30,0608055	0,01681836	0,16558299
30,0608055	0,01681836	0,16558299
30,0608055	0,01681836	0,16558299
30,0608055	0,01681836	0,16558299
30,0608055	0,01681836	0,16558299
30,0608055	0,01681836	0,16558299
30,0608055	0,01681836	0,16558299
30,0608055	0,01681836	0,16558299
30,7617545	0,01759111	0,17764285
31,479048	0,01837588	0,19054278
31,479048	0,01837588	0,19054278

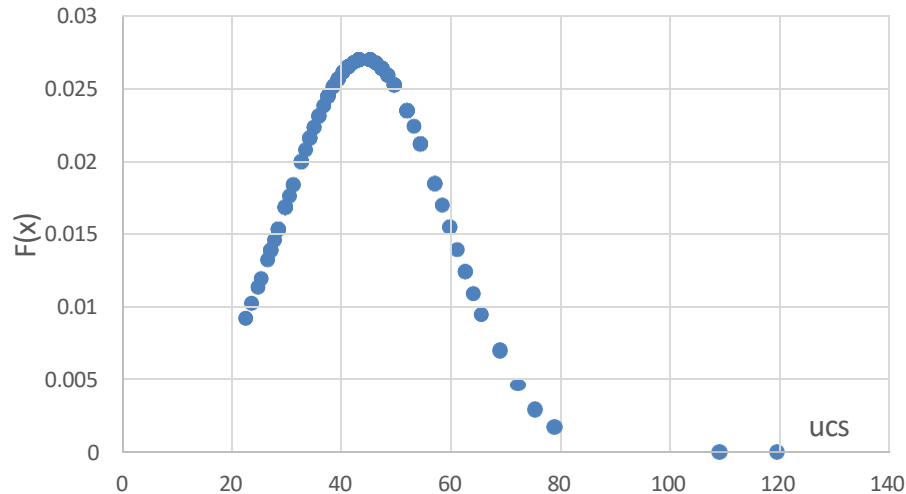


Figure 1.14: Courbe de densité de la loi normal.

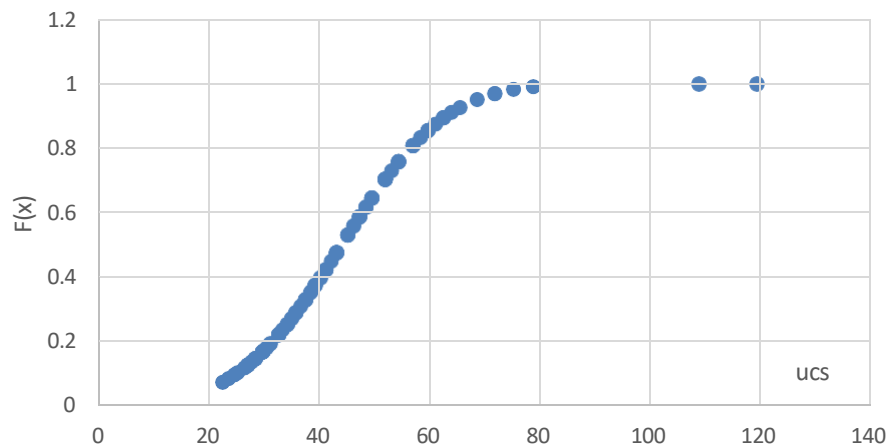


Figure 1.15: Courbe de fonction de répartition.

La résistance à la compression retenue est la moyenne des deux valeurs caractéristiques, soit : 22.5Mpa

1.4. Présentation des composants du réservoir en maçonnerie d'étude

1.4.1. Dalle en maçonnerie

Les dalles en maçonnerie dans les années 1870 étaient souvent fabriquées à partir de matériaux tels que la pierre, la brique. A cette époque, les dalles en maçonnerie étaient généralement fabriquées sur place par des artisans maçons. Les matériaux étaient découpés et assemblés pour former des dalles de différentes tailles et formes. Les joints entre les dalles étaient souvent remplis de mortier pour assurer la solidité de la structure (Figure 1.16).



Figure1.16 : Dalle en maçonnerie (Houamdi et Moukah).

1.4.2. Terrain de tennis

Les terrains de tennis des années 1870 étaient souvent construits sur des surfaces naturelles, comme l'herbe ou la terre battue. L'herbe était un choix courant pour les courts extérieurs, tandis que la terre battue était utilisée pour les courts intérieurs

1.4.3. Terre battue

Les terrains de tennis en terre battue étaient construits en utilisant une couche de terre compactée sur laquelle les joueurs évoluaient. La terre battue était constituée d'une combinaison de sable, d'argile et parfois de chaux pour aider à maintenir la cohésion du sol.



Figure1.17 : coupe des couches du terrain de tennis.

1.4.4. TPE140

L'IPE 140 est une section en acier utilisée couramment dans la construction principalement dans les structures métalliques (Figure1.28). Il fait partie de la famille des poutrelles IPE, qui sont des poutrelles à profil en I.

La désignation "IPE 140" indique les caractéristiques spécifiques de la poutrelle. Voici ce que cela signifie :

- "I" fait référence à la forme du profil en I de la poutrelle, caractérisé par une âme centrale et des ailes de chaque côté ;
- "P" signifie poutrelle, indiquant le type de section ;
- E" représente les lettres initiales du mot allemand "Eisen" qui signifie "fer" en anglais, soulignant que la poutrelle est en acier.

Le nombre "140" indique la hauteur de la poutrelle en millimètres. Dans le cas de l'IPE 140, la hauteur est donc de 140 mm la largeur et l'épaisseur des ailes de la poutrelle IPE 140 sont standardisées en fonction de la hauteur de la poutrelle. Les dimensions précises peuvent varier selon les normes de fabrication spécifiques à chaque pays. Les poutrelles IPE sont largement utilisées dans les structures métalliques pour supporter des charges lourdes, telles que les poutres et les poutres de plancher dans les bâtiments, les ponts, les structures de support et les systèmes de charpente. Elles offrent une résistance élevée et une bonne rigidité tout en étant relativement légères.



Figure 1.18 : Vue de l'IPE 140 (Houamdi et Moukah).

1.4.5. Murs extérieurs et contreforts

Une structure solide qui entoure le réservoir qui est constitué de la pierre et d'autres matériaux similaires ce type de mur est conçu pour résister aux intempéries et aux forces extérieures et maintenir le réservoir (Figure 1.19). La principale fonction de ses murs est de prévenir les fuites et de protéger le réservoir. Il offre également une isolation thermique et, aidant à maintenir une température stable à l'intérieure du réservoir. Les contreforts servent de raidisseurs pour les panneaux de la paroi qui subissent des poussées hydrostatiques.



Figure 1.19 : Murs extérieurs et Contrefort (Houamdi et Moukah).

1.4.6. Murs intérieurs de séparation

Murs intérieurs : sont construits à l'aide de la pierre et se sont fixés avec de la chaux hydraulique (Figure 1.21). Ces murs sont spécialement conçus pour résister aux contraintes imposées par le contenu du réservoir et pour maintenir l'intégrité structurelle de l'ensemble. L'objectif principal de ces murs est de créer des compartiments individuels à l'intérieur du réservoir, cela peut être particulièrement important lorsque les substances stockées sont incompatibles ou nécessite des conditions spécifiques de stockage.

Murs de séparation avec ouverture : Dans notre cas, ils ont créé deux murs de séparation de chaque côté avec des ouvertures en forme de voute, en utilisant des matériaux de maçonnerie tels que la, pierre et la chaux hydraulique ; ces murs sont conçus pour diviser l'espace intérieure de chaque côté tout en permettant à l'eau de circuler (Figure 1.20). Tout cela aide à éviter la dégradation de l'eau et prévenir la prolifération indésirable etc.



Figure 1.20 : Murs intérieurs et Mur de séparation (Houamdi et Moukah).

1.4.7. Vidange de fond

Elle est installée à la base ou sur le côté inférieur du réservoir (Figure 1.21). Elle est conçue pour permettre un contrôle précis du débit de vidange et pour assurer une fermeture étanche lorsque la vanne n'est pas en cours d'utilisation. La vanne est constituée d'un corps de vanne un volant ou une poignée pour actionner la vanne une tige de vanne reliée au mécanisme interne etc.



Figure 1.21 : Vidange de fond (Houamdi et Moukah).

1.4.8. Trous d'aération

Ils sont situés sur le dessus du réservoir et sont équipés des grilles pour empêcher l'entrée de débris ou d'animaux indésirables (Figure 1.22). L'objectif de ces trous est d'assurer une circulation d'air adéquate à l'intérieur du réservoir. Ces trous ont aussi un rôle dans la prévention de la condensation à l'intérieur du réservoir, en permettant un échange d'air qui aide à maintenir une température et réduisant ainsi les risques de corrosion ou de détérioration.



Figure 1.22: Trous d'aération (Houamdi et Moukah).

1.4.9. Vanne d'arrivée

Elle est située au-dessus de réservoir elle est utilisée pour réguler l'entrée du liquide. Elle est connectée à une conduite d'alimentation externe permettant ainsi de remplir le réservoir de manière contrôlée (Figure 1.23).

1.4.10. Vanne de sortie

Elle est située à la base du réservoir, elle est connectée à un système de drainage (Figure 1.23).



Figure 1.23 : Vanne d'arrivée et Vanne de sortie (Houamdi et Moukah).

1.4.11. Chambre des vannes

Elle est conçue pour accueillir les vannes et offrir un espace dédié à leur installation et faciliter l'accès aux vannes et pour permettre leur fonctionnement sans entrave. Elle est située à l'extérieur du réservoir (Figure 1.24).



Figure 1.24 : Chambre de vanne (Houamdi et Moukah).

Conclusion

Le réservoir en maçonnerie faisant l'objet d'étude est conçu pour alimenter la ville Larbğa Nat Yiraten (Ex Fort National). Ce réservoir a été construit durant l'occupation Française en 1871. Il est principalement constitué d'une dalle en brique sous forme de voûte, IPE 140, murs extérieurs et intérieurs en maçonnerie. Le poids volumique de la maçonnerie a été déterminé par des essais au laboratoire sur un échantillon de mesure et a donné une valeur de [2698,85 kg /m³]. Par ailleurs, pour déterminer la résistance à la compression une campagne de mesure par l'ultrason et scléromètre. Les résultats des essais ont abouti à des valeurs caractéristiques de 22,37 [Mpa] et 22,797 [Mpa] respectivement. Enfin, nous avons retenu pour les besoins de l'étude une valeur moyenne de 22,5 [Mpa].

Chapitre 2 :
Détermination des charges,
surcharges et de l'action
séismique

Introduction

Dans ce chapitre nous allons définir les charges et les surcharges que le réservoir va supporter, car il a une fonction porteuse. On peut distinguer trois cas de charges :

- Les charges permanentes G ,
- Les surcharges variable Q et S_n ,
- Les charges accidentelles (séisme).

2.1. Charges permanentes G

2.1.1. Poids propre de la dalle du court de tennis

Les différentes charges composant du terrain de tennis sont illustrées dans le tableau 2.1 et un exemple et montre dans la figure 2.1 :

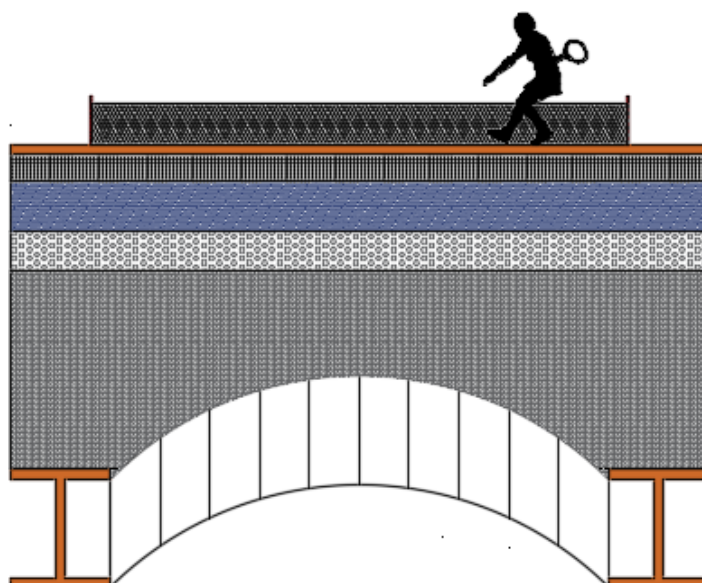


Figure 2.1 : Coupe des couches du terrain de tennis. (https://fr.wikipedia.org/wiki/Terre_battue)

Légende








-  IPE 140
-  Dalle en brique sous forme de voûte
-  couche de gros cailloux
-  couche de petits graviers
-  couche de mèchefer
-  couche de calcaire
-  couche de terre battue rouge

Tableau 2.1 : Différentes charges du terrain de tennis.

N°	Elément [cm]	Epaisseur [cm]	Poids volumique [Kg/m ³]	Charge [Kg/m ²]
1	IPE 140	/	/	12.9
2	Voute en brique	5	1900	95
3	Gros cailloux	4	1800	72
4	Gravier	2	1700	34
5	Terre battue (3 couches)	13	/	230
				G _{TOT} =443.9

2.1.2. Poids propre de la dalle de l'aire de stationnement

Les différentes charges composantes de l'aire de stationnement sont illustrées dans le tableau 2.2 et un exemple est montré en figure 2.2:

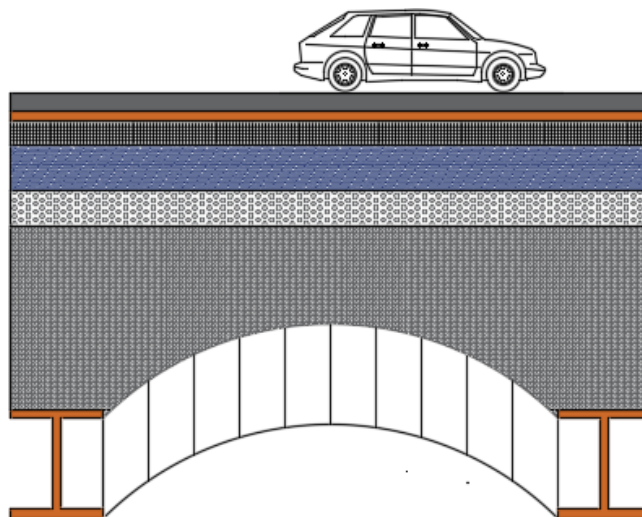


Figure 2.2 : Coupe des couches du terrain de l'aire de stationnement. (https://fr.wikipedia.org/wiki/Terre_battue)

Légende








-  IPE 140
-  Dalle en brique sous forme de voûte
-  couche de gros cailloux
-  couche de petits graviers
-  couche de mèchefer
-  couche de calcaire
-  couche de terre battue rouge

Tableau 2.2 : Différentes charges de l'air de stationnement.

N°	Elément [cm]	Epaisseur [cm]	Poids volumique [Kg/m ²]	Charge [Kg/m ²]
2	IPE 140	/	/	12.9
1	Voûte en brique	5	1900	95
5	Gros cailloux	4	1800	72
4	Gravier	2	1700	34
3	Terre battue	13	/	230
6	Dalle en béton	10	2500	250
				G_{TOT}=693.9

2.1.3. Poussée de la terre du talus

Pour le calcul de la poussée des terres, nous émettons une hypothèse simplifiée de divisée la paroi du réservoir par bandes de 1m. La méthode de poussée (la méthode de Coulomb) est généralement utilisée pour un écran vertical. La poussée active totale que ce terrain, ayant pour poids spécifique γ_t , exerce sur le massif de béton à une profondeur Z_i à partir du terrain naturel, s'écrit :

$$\sigma = K_a * \gamma_{tt} * Z_i \quad (2.3)$$

K_a : étant le coefficient de poussée active est donné par :

$$K_a = tg^2\left(\left(\frac{\pi}{4}\right) - \left(\frac{\varphi}{2}\right)\right) \quad (2.4)$$

Les résultats des calculs de la pression de la charge sur la bande du fond sont représentés par le tableau 2.3 ci-après :

Tableau 2.3 : calcul de Ka

Masse volumique des terres	1800.00	[Kg/m ³]
Angle de frottement	45	°
Coefficient de poussé des terres sur la paroi Ka	0.17	

Le résultat des pressions pour les trois bandes est donné dans le tableau 2.4 :

Tableau 2.4: Pression du remblai des terres.

Bande	Zi (m)	Pression du remblais des terres	Unité
01	1.00	306	[Kg/m ²]
02	2.00	612	[Kg/m ²]
03	2.50	918	[Kg/m ²]

L'épure de la pression hydrostatique est donnée par figure 2.3 ci-dessous :

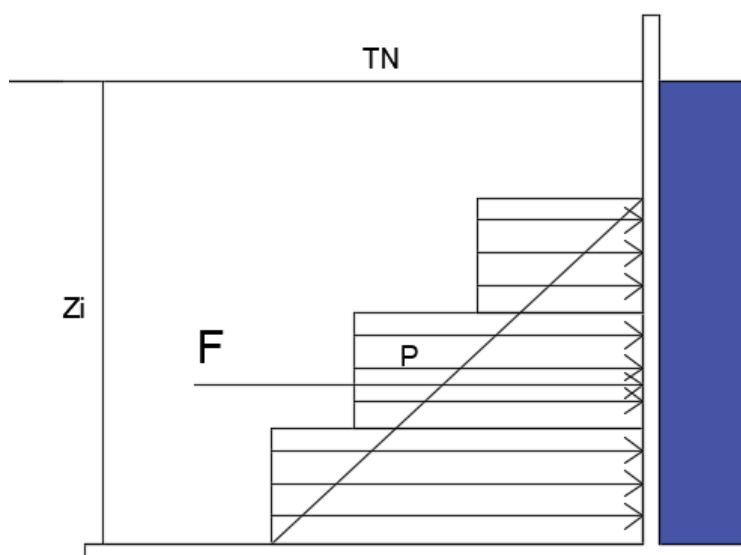


Figure2.3 : Epure de la pression hydrostatique

2.1.4. Charge permanente sous le radier

Le poids des différents composants du réservoir sont illustrés dans les tableaux 2.5 et 2.6 et 2.7:

a- Poids des dalles

Tableau 2.5 : Poids des dalles.

Eléments	Charge permanente [Kg/m ²]	Surface [m ²]	Poids de la dalle [Kg]
Dalle de Terrain de tennis	443.9	373.46	165778.894
Dalle de l'Aire de stationnement	693.9	373.46	259143.894

b- Poids des murs

Tableau 2.6: Poids des différents murs.

Eléments	Longueur du mur [m]	Hauteur [m]	Epaisseur [m]	Masse volumique [Kg/m ³]	Poids [Kg]
Murs extérieurs	10.84	2.5	0.50	2698.85	36569.42
Murs intérieurs	14.20	2.5	0.50	2698.85	47904.5875
Murs de séparation	10.20	2.5	0.50	2698.85	34410.3375
Poids total				=118 884.3 45	

c- Poids des contreforts

Le poids du contrefort est illustré dans le tableau 2.7

Tableau 2.7: Poids du contrefort.

Elément	Hauteur [m]	Longueur [m]	Epaisseur [m]	Masse volumique [Kg/m ²]	Nombres de contreforts	Poids du contrefort [Kg]
Contreforts	2.5	0.87	0.60	2698.85	24	84527.982

2.1.5. Poids radier

Le poids total du revoir est illustré dans le tableau 2.8 :

Tableau 2.8 : Poids total du réservoir.

Poids des dalles [Kg]	Terrain de tennis	165778.894
	Aire de stationnement	259143.894
Poids des murs [Kg]		118884.345
Poids des contreforts [Kg]		84527.982
	Poids total (terrain tennis) N[Kg]	369191.221
	Poids total (aire de stationnement) N [Kg]	462556.221

2.1.6. La charge répartie sous le radier

$$G = \frac{N}{S} \tag{2.10}$$

Avec :

G : La charge surfacique permanente sous radier [Kg/m²];

N : Le poids total transmis au radier [Kg] ;

S : La surface du radier[m²].

La charge du radier est illustrée dans le tableau 2.9 :

Tableau 2.9 : Charge du radier.

Eléments	N [Kg]	S [m²]	G [Kg/m²]
Terrain de tennis	369191.221	373.46	988.569
Aire de stationnement	462556.221	373.46	1238.56965

2.2. Surcharges variables

2.2.1. Surcharges d'exploitation (Q)

a.1. Cas du terrain de tennis

Dans le cas d'une surface a usage sportif et d'éducation physique, on admet une charge d'exploitation de 5KN/m²(DTR (B C 2.2)

$$Q = 5KN/m^2 = 500kg/m^2$$

a.2. Cas de l'aire de stationnement

La dalle devra supporter comme surcharges d'exploitation le poids des véicules et camions figure 2.4. Le système de surcharges pouvant être disposé sur le parking est celui appelé « type de chargement Bc » et est représenté par une surcharge d'exploitation d'un camion de 30 tonnes agissant sur la dalle. Camion comportant 03 essieux à roues simples

munies de pneumatique. L'empâtement d'un pneu est pris égal à un carré de 40 x 40 cm² de surface.

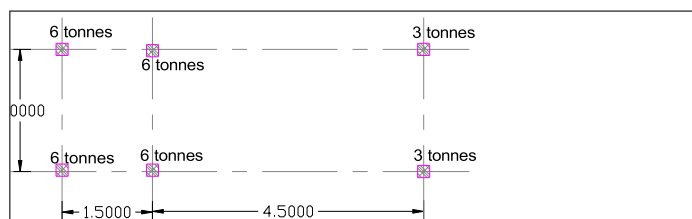


Figure 2.4 : Surface d'impact d'un camion de 30 tonnes.

La surcharge uniforme est donnée par le tableau 2.10 :

Tableau 2.10: Surcharge uniforme.

Système de charges Bc (camions de 30t)	valeur	unités
Largeur de répartition du convoi	2,40	m
Longueur de répartition du convoi	6,40	m
Surface de répartition =	15,36	m ²
Charge sur la surface de répartition	30,00	t
Surcharge d'exploitation sur la chaussée Q =	1,95	t/m ²

Pour l'aire de stationnement on prend :

$$Q = 2000 \text{ kg/m}^2 = 20 \text{ KN/m}^2$$

2.2.2. Surcharges climatique Sn (neige)

Cette surcharge est évaluée conformément au DTR (C2-4.7) Celle-ci est donnée par la relation 2.1

$$S_n = \mu \cdot S_k \tag{2.1}$$

La valeur de S_{kv} en [KN/m²] est la charge de la neige sur le sol, déterminée conformément au DTR, en fonction de la zone de neige et de l'altitude. La commune de Larbça Nat Yiraten (Ex Fort National) est classée en zone de neige A, S_k est donné par l'équation (2.2) :

$$S_k = \frac{(0.07 \cdot \text{Alt}) + 15}{100} \tag{2.2}$$

Alt : l'altitude du site d'implantation du réservoir par rapport au niveau de la mer, égale à 937m.

Ce qui donne :

$$S_k = 0.81 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

Le coefficient d'ajustement des charges μ est déterminé conformément au DTR (2-4.7), en fonction de la forme de toiture soit :

$$\mu = 0.8$$

Ce qui nous donne :

$$S_n = 64 \text{ kg/m}^2$$

2.2.3. Pression hydrostatique

La pression hydrostatique P est donnée par :

$$P_i = \varpi_e \cdot Z_i \tag{2.5}$$

ϖ_e : poids volumique de l'eau (1000 Kg/m^3) ;

Z_i : la profondeur verticale à partir de la surface libre de l'eau.

Le chargement hydrostatique est triangulaire. Pour la suite des calculs, nous retiendrons une forme rectangulaire pour chaque bande de hauteur 1m de la paroi.

Tableau 2.11 : Pression hydrostatique.

Bande	Zi [m]	ϖ_e [Kg/m ³]	Pi [Kg/m ²]
-	0	1000	-
01	1	1000	1000
02	2	1000	2000

L'épure de la pression hydrostatique est donnée par la figure 2.5 ci-dessous :

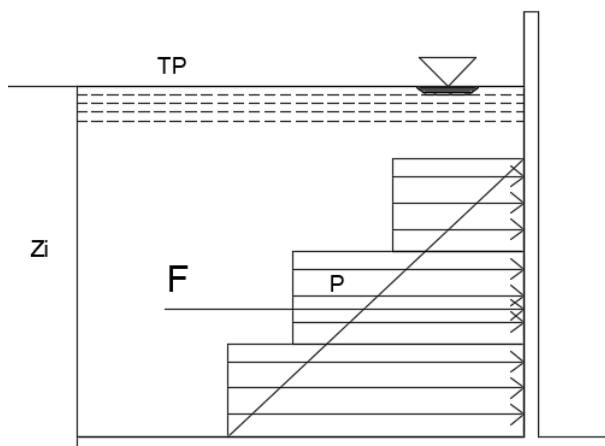


Figure 2.5 : Epure de la pression hydrostatique.

2.3. Actions sismique (le spectre de réponse sismique)

2.3.1. Calcul de l'accélération sismique du réservoir

L'accélération sismique est représentée par le spectre de calcul du RPA (99/2003), tel que :

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

Où :

S_a/g : Représente une fraction de l'accélération de la pesanteur

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

Le coefficient d'accélération de zone A est donné par le règlement parasismique algérien (RPA 99/2003) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de l'ouvrage (tableau 2.12) :

Tableau 2.12: Coefficient d'accélération de zone en fonction de zone sismique (RPA 99.R-2003).

Groupe	Zone sismique			
	I	II a	II b	III
1A	0,15	0,25	0,3	0,4
1B	0,12	0,2	0,25	0,3
2	0,1	0,15	0,2	0,25
3	0,07	0,1	0,14	0,18

Le règlement parasismique Algérien (RPA2003) considère les réservoirs et les châteaux d'eau comme étant des ouvrages de grande importance (1B). Par ailleurs, la daïra de Larbça Nat Yiraten (Ex Fort National) (wilaya de Tizi Ouzou) est considérée comme zone de moyenne sismicité, zone IIa (A=0.20).

- **Facteur de correction d'amortissement**

Ce facteur est donné par la formule (2.11) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad (2.11)$$

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, tel que présenté dans le tableau 2.13 :

Tableau 2.13 : Valeurs de ξ (%) en fonction de la nature du remplissage (RPA 99/2003).

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

Notre structure est en maçonnerie, nous retiendrons alors la valeur $\xi=10\%$. Ce qui donne que :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.76 \geq 0.70 \text{ Vérifiée}$$

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

Sa valeur unique est donnée en fonction du système de contreventement. Notre ouvrage est en maçonnerie porteuse, classée catégorie 5 par le tableau 4.3 du RPA (2003). Nous retiendrons la valeur de $R = 2.5$.

- **Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site T1 et T2**

T1, T2 sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site Si. Elles sont données par le tableau 2.14 suivant :

Tableau 2.14 : Périodes caractéristiques T1 et T2 en fonction de la nature du sol (RPA 99/2003).

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
	Site rocheux	Site ferme	Site meuble	Site très meuble
T ₁ [S]	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ [S]	0.3	0.4	0.5	0.7

Notre réservoir est implanté sur un sol rocheux (S1), il vient que T1=0.15 et T2=0.3.

- **Facteur de qualité Q**

Q est le facteur de la qualité de la structure, sa valeur est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum Pq \quad (2.12)$$

Pq : Désigne les pénalités à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non. Sa valeur est donnée dans le tableau 2.15 suivant :

Tableau 2.15 : Evaluation du facteur de qualité.

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

Pour un réservoir posé au sol, le facteur de qualité Q est pris égal à 1, car les six pénalités sont observées.

- **Période T**

La valeur de la période fondamentale du réservoir peut être estimée à partir de formules empiriques, ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. Les relations empiriques proposées par le RPA (99/2003) sont applicables uniquement aux bâtiments. Dans le cas des réservoirs posés au sol, pouvant être assimilés de façon réaliste à un prisme de section transversale constante, nous proposons la relation de Rayleigh suivante :

$$T = 1.79H^2 \sqrt{\left(\frac{P}{gEI}\right)} \quad (2.13)$$

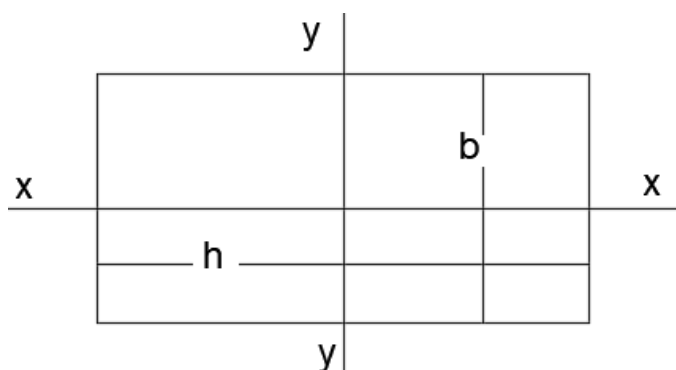
P : le poids du réservoir [KN]

H : la hauteur du réservoir [m]

E : module de Young [KN/m²]

I : module d'inertie du réservoir [m⁴]

Alors la période est égale à 0.001s sur l'axe (x,x) elle est entre 0<T<0.5s (M. Mouzzoun-all.2013)

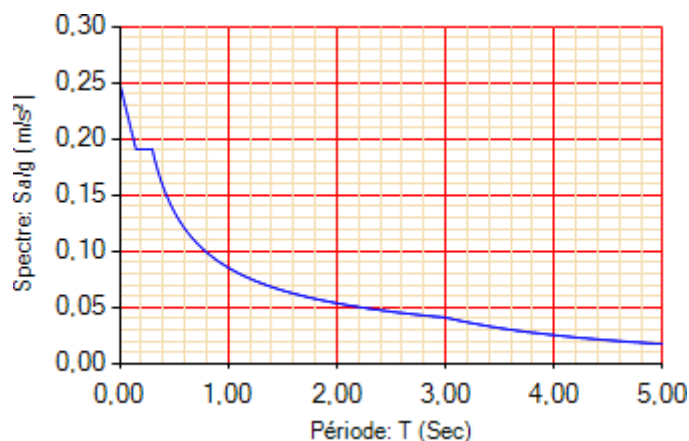
**Figure 2.6** : Forme géométrique du réservoir en plans

Un récapitulatif des paramètres utilisés pour construire le spectre de réponse sont donne dans le tableau 2.16 qui suit :

Tableau 2.16 : Paramètres utilisés pour la construction du spectre de réponse.

Coefficient d'accélération de zone A	0.2
Pourcentage d'amortissement	10%
Coefficient de comportement R	2.5
Période caractéristique [S]	T1 0.15 T2 0.30
Facteur de qualité Q	1
Facteur de correction d'amortissement η	0.76

La figure 2.7 ci-dessous illustre le spectre de réponse :

**Figure 2.7:** Spectre de réponse.

2.3.2. Pression hydrodynamique (interaction fluide-structure)

La pression l'hydrodynamique est calculée par la méthode de Westergaard (1933).

2.3.2.1. Exposé de la méthode de Westergaard

La méthode approchée de Westergaard (1933), propose d'utiliser des masses ajoutées. Cette méthode, généralement utilisée par les consultants, a été conçue pour des structures rigides et un fluide incompressible. Cependant, des études ont montré que ces hypothèses pourraient sous-estimer les forces induites (Chopra et al, 1968). Depuis, des corrections ont été proposées pour améliorer la méthode (USACE, 1995a). En pratique, cette approche est largement utilisée en raison de sa simplicité. Il est à noter qu'elle a été conceptualisée en tenant compte des hypothèses suivantes :

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

La méthode considère que la charge hydrodynamique agissant sur la paroi est de forme parabolique. La figure 2.8 illustre le diagramme des pressions hydrodynamiques agissant sur la paroi du réservoir.

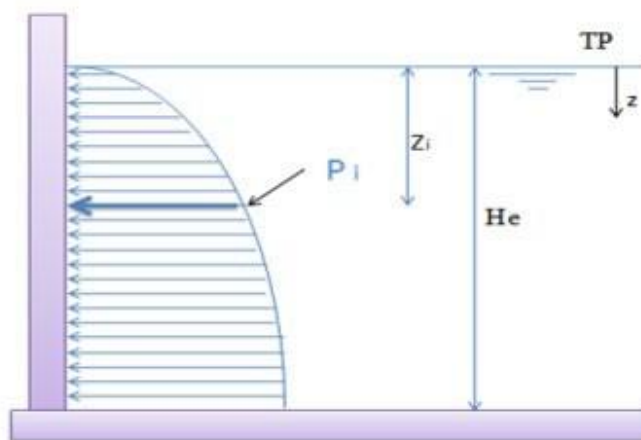


Figure 2.8: Pressions hydrodynamiques agissant sur la paroi du réservoir.

2.3.2.2. Calcul de la pression moyenne P_i

La méthode de Westergaard propose, pour le calcul de la pression moyenne P_i , une relation qui prend en compte à la fois la profondeur du trop-plein au point de calcul de la pression hydrodynamique de la bande (Z_i), et le rapport de l'accélération par la force de pesanteur :

$$P_i = C_e * \left(\frac{S_a}{g}\right) * \varpi_e * \sqrt{H_e * Z_i} \quad (2.14)$$

Où :

C_e : Coefficient de Westergaard égale à 7/8 ;

ϖ_e : Masse volumique de l'eau en (Kg/m³) ;

H_e : Hauteur d'eau en (m) ;

Ainsi, chaque bande est soumise à une charge horizontale parabolique que nous admettons rectangulaire dans les calculs. La figure 2.9 nous montre la pression hydrodynamique moyenne agissant sur une bande quelconque i de la paroi.

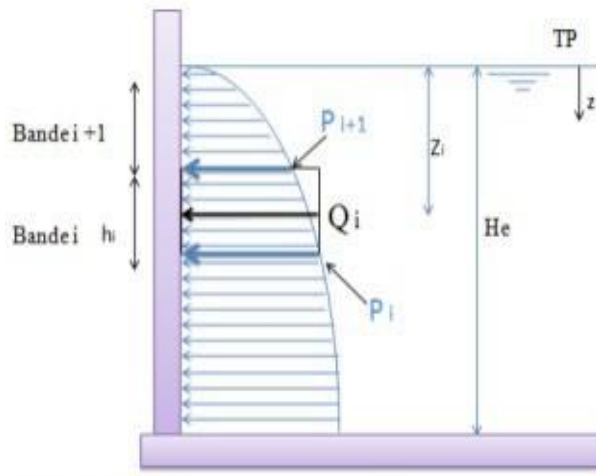


Figure 2.9: Pression hydrodynamique moyenne agissant sur une bande quelconque i de la paroi.

Les paramètres utilisés pour calculer la pression hydrostatique sont présentés dans le tableau 2.17 suivant :

Tableau 2.17 : Paramètres utilisés pour le calcul la pression hydrodynamique.

Eléments	valeur	Unités
Coefficient de wasterdaard	0.88	-
Accélération sismique S_a/g	0.24	-
L'accélération g	9.81	[m/s ²]
Masse volumique de l'eau	1000	[Kg/m ³]
Hauteur de l'eau dans le réservoir	2	[m]
Pression hydrodynamique	273.8	[Kg/m ²]

Le résultat de calcul de la pression Hydrodynamique est donné dans le tableau 2.18 :

Tableau 2.18 : Résultats des pressions hydrodynamiques.

H_i (m)	Pression hydrodynamique [Kg/m ²]
0	-
1	273.8
2	422.4

2.4. Les combinaisons de charge

2.4.1. Les combinaisons d'actions suivantes sont à considérer.

a) Vis-à-vis des états limites ultimes (ELU)

$$C1\ 1: 1.35(G+G_T)+1.5(Q+Q_D+Q_G)+N$$

$$C1\ 2 : 1.35(G+G_T)+1.5(Q+Q_D)+N$$

$$C1\ 3 : 1.35(G+G_T)+1.5(Q+Q_G)+N$$

$$C2\ 4: 1.35(G+G_T)+1.3(Q+Q_D+Q_G)+1.5N$$

$$C2\ 5: 1.35(G+G_T)+1.3(Q+Q_D)+1.5N$$

$$C2\ 6: 1.35(G+G_T)+1.3(Q +Q_G)+1.5N$$

$$C3\ 7: G+G_T+1.5N$$

$$C4\ 8: G+G_T+Q+Q_D+Q_G+Q+Q_{DH}+Q_{GH} +N$$

$$C4\ 9: G+G_T+Q+Q_D+Q_G+Q+Q_{DH} +N$$

$$C4\ 10: G+G_T+Q+Q_D+Q_G+Q +Q_{GH} +N$$

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

$$C5\ 11: G+G_T+Q+Q_D+Q_G$$

$$C5\ 12: G+G_T+Q+Q_D$$

$$C5\ 13: G+G_T+Q+Q_G$$

$$C6\ 14: G+G_T+Q+Q_D+Q_G$$

$$C6\ 15 :G+G_T+Q+Q_D+Q_G$$

$$C6\ 16: G+G_T+Q+Q_D+Q_G$$

Où :

G : Charge permanente sur la dalle du réservoir

G_T : Charge permanente de la terre sur la paroi

Q : Surcharge d'exploitation sur la dalle du réservoir

Q_D : Surcharges d'exploitation sur la paroi droite

Q_G : Surcharges d'exploitation sur la paroi gauche

N : Surcharge climatique de neige paroi

Q_{DH} : Surcharge permanente hydrodynamique paroi droite

Q_{GH} : Surcharge permanente hydrodynamique paroi gauche

Conclusion

En conclusion, nous présentons un tableau récapitulatif des principaux paramètres calculés dans ce chapitre et qui sont nécessaires pour la modélisation de notre réservoir, qui fera l'objet du troisième chapitre :

Un récapitulatif des charges sont illustrés dans les tableaux 2.19 Et 2.20

Tableau 2.19 : principaux paramètres calculés pour le terrain de tennis

Charges	Valeurs			Unité
G	443,90			[KN/m ²]
Q	560			[KN/m ²]
Sn	64			[KN/m ²]
	1 m	2 m	2,5 m	[m]
Pression de la terre	306	612	918	[KN/m ²]
Pression hydrostatique	/	1000	2000	[KN/m ²]
G radier	988,569			[KN/m ²]
Pression hydrodynamique	/	273,8	422.4	[KN/m ²]

Tableau 2.20 : principaux paramètres calculés pour l'aire de stationnement

Charges	Valeurs			Unité
G	693,90			[KN/m ²]
Q	2000			[KN/m ²]
Sn	64			[KN/m ²]
	1 m	2 m	2,5 m	[m]
Pression de la terre	306	612	918	[KN/m ²]
Pression hydrostatique	/	1000	2000	[KN/m ²]
G radier	1238,56964			[KN/m ²]
Pression hydrodynamique	/	273,8	422.4	[KN/m ²]

Chapitre 3 :
Modélisation du réservoir
maçonnerie

Introduction

Ce troisième chapitre est consacré à la modélisation du réservoir en maçonnerie faisant l'objet d'étude, en utilisant le logiciel SAP2000©, Nous nous intéressons à l'analyse du comportement hydrodynamique de la structure, sous sollicitations extérieures (charges, surcharges et séisme).

3.1. Étape de modélisation

3.1.1. Choix des Unités

Pour le choix d'unités une icône est affichée en bas de l'écran (figure 3.1). Les unités choisies dans notre cas sont [KN, m, °C], pour les forces et déplacements.



Figure 3.1 : Choix des unités.

3.1.2. Définition de la Géométrie du Modèle

Pour créer un modèle, on sélectionne dans notre cas la figure 3.2 :

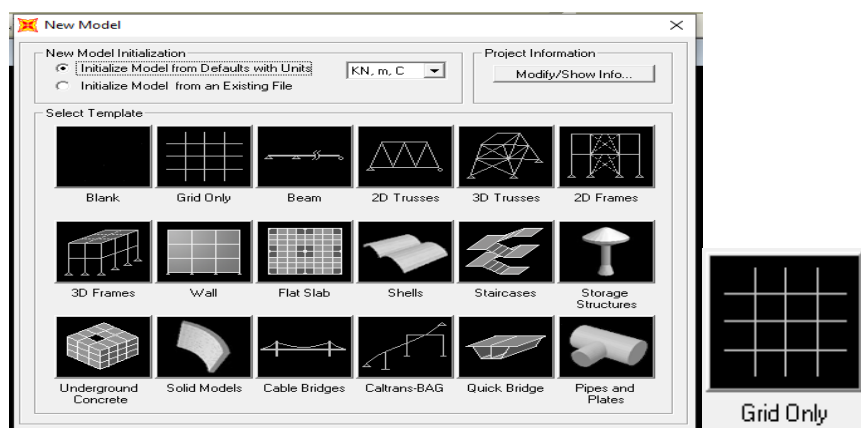
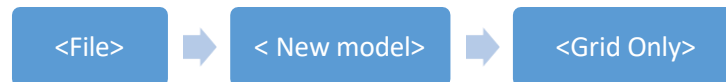


Figure 3.2 : Choix de la géométrie de base.

Pour spécifier les travées suivant X, Y, et la hauteur suivant Z, on injecte les valeurs puis on clique sur ok comme le montre la figure 3.3:

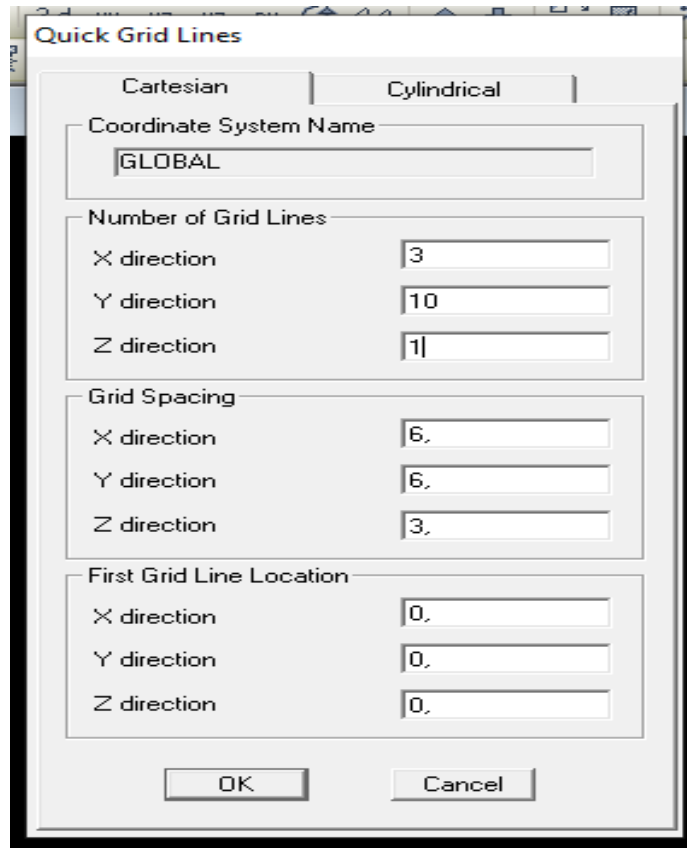


Figure 3.3 : Choix des lignes rapide.

Puis on modifie les travées suivant X Y et Z si on a des longueurs et largeurs différentes comme dans la figure 3.4 qui suit :

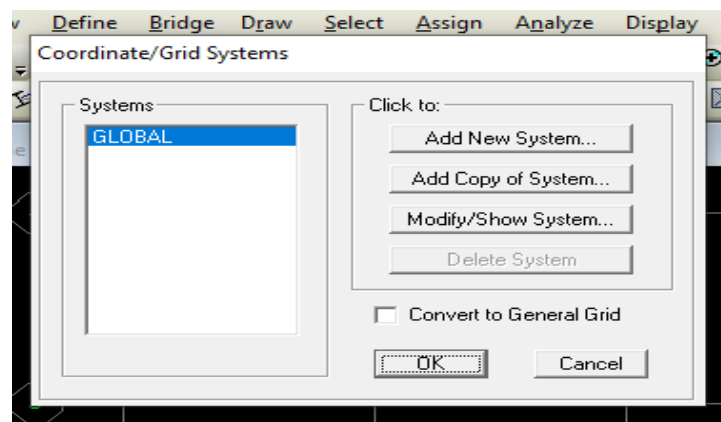


Figure 3.4 : Modification des gridlines.

La figure 3.5 ci-dessous illustre les données de notre réservoir. On introduit les vraies valeurs,

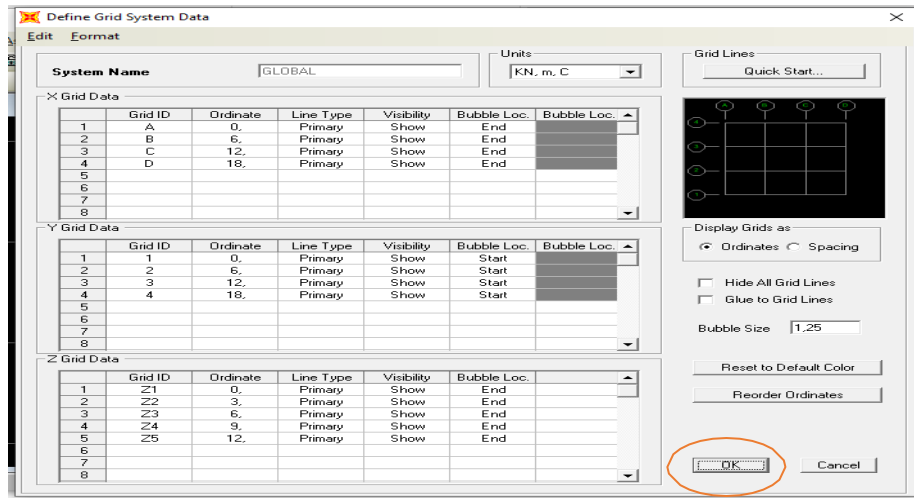


Figure 3.5 : Introduction des données du réservoir.

Deux vues (2D et 3D) du modèle de notre réservoir sont illustrées en Figure 3.6 :

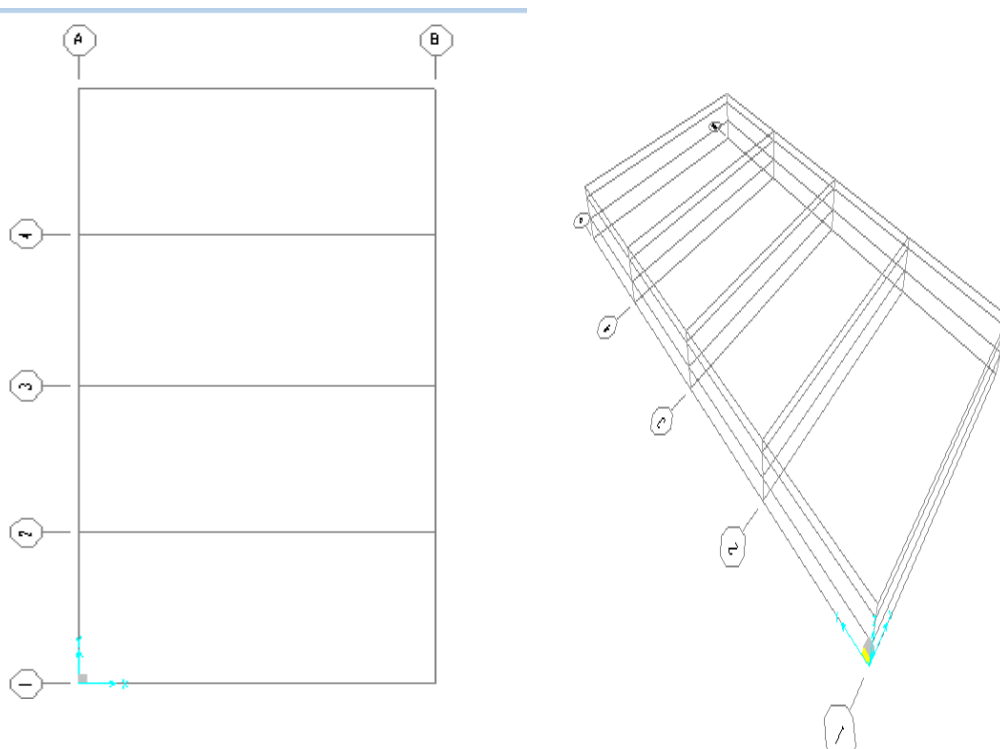
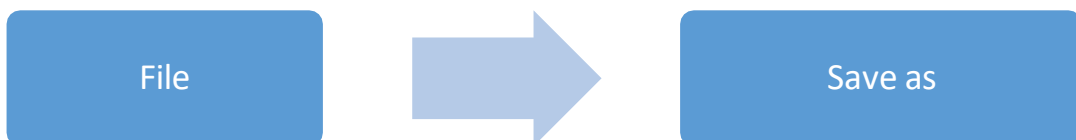


Figure 3.6 : Modelé du réservoir.

Pour sauvegarder ce modèle, on sélectionne :



3.1.3. Introduction des propriétés des matériaux (maçonnerie, acier, béton)

Pour définir les propriétés de la maçonnerie, acier, béton et maçonnerie (poids volumique, le module de Young et la résistance du béton à la compression), on sélectionne :



Les caractéristiques de chaque matériau sont introduites, comme l'illustre les figures 3.7, 3.8 et 3.9 :

Figure 3.7 : Introduction des caractéristiques de la maçonnerie.

Figure 3.8 : Introduction des caractéristiques de l'acier.

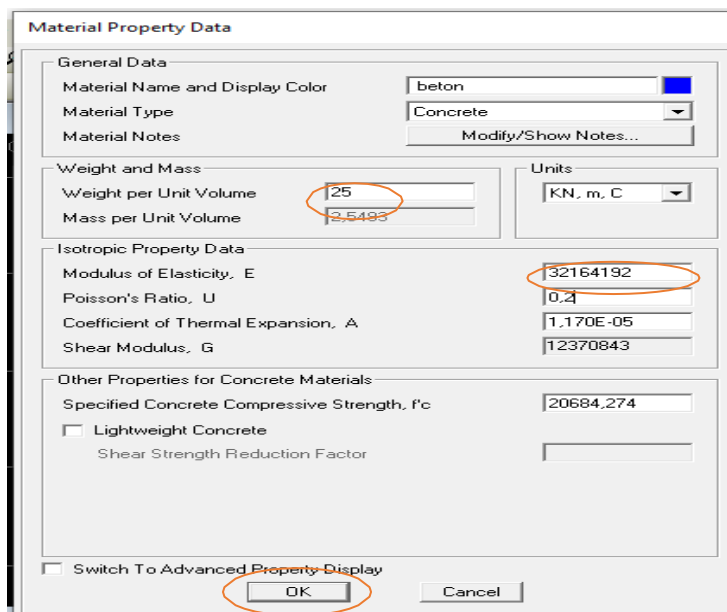


Figure 3.9 : Introduction des caractéristiques du béton.

3.1.4. Caractéristiques des éléments

3.1.4.1. Choix du type Sections

Les éléments de notre structure (IPE140) sont en acier. Pour le choix de ces éléments, on sélectionne les étapes montre ci-après ans la figure 3.10 :

a- Introduction des caractéristiques géométrique

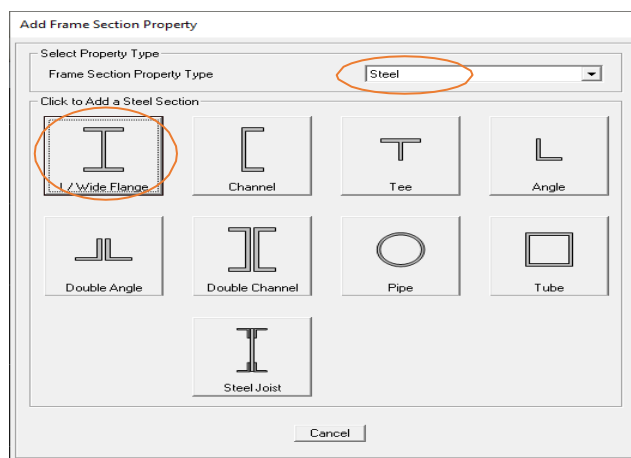
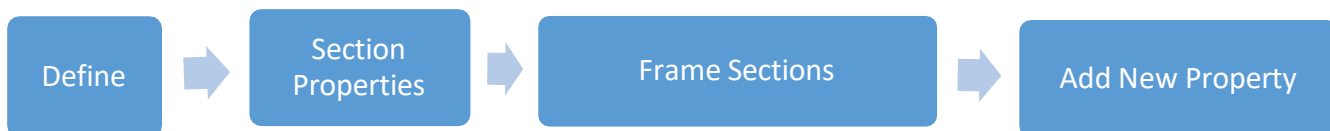


Figure 3.10 : Choix du type de matériau et le type de section des éléments.

b- Introduction des sections (IPE 140) :

Nous obtenons les figures 3.11 suivante :

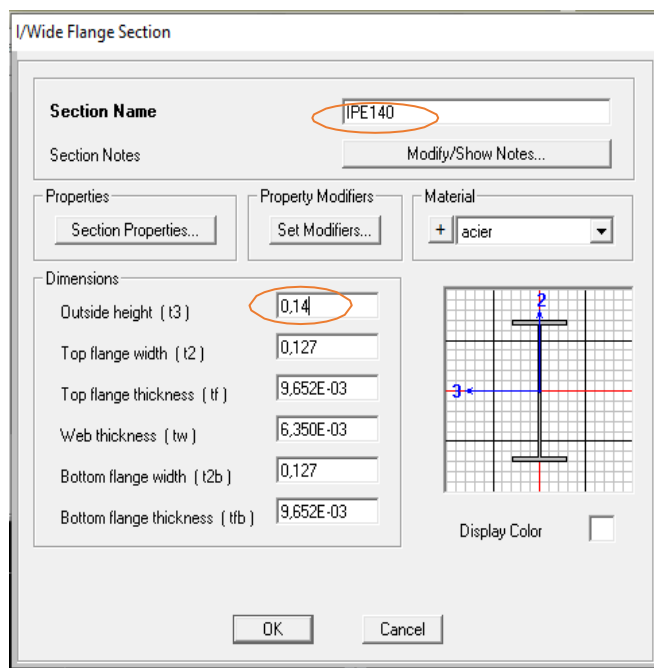


Figure 3.11 : Caractéristiques d’IPE140.

3.1.4.2. Introduction de l’épaisseur des murs et des contreforts



a- Affectation des sections choisies aux éléments de structures

Pour affecter les propriétés, on présente la structure du réservoir dans les plans XZ et YZ sur l’une des vues du modèle affichées (3D et 2D) sur écran, on sélectionne :

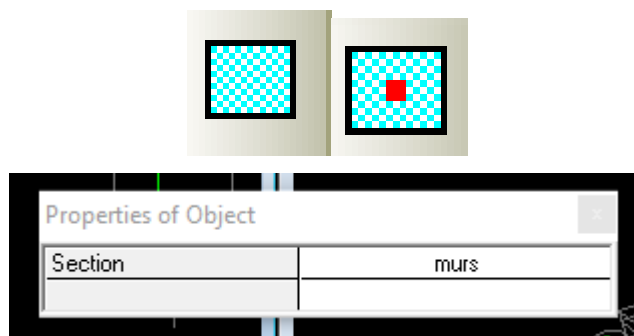


Figure 3.12 : Choix des murs.

On dessine les murs successivement, tels que l'illustre la figure 3.13:

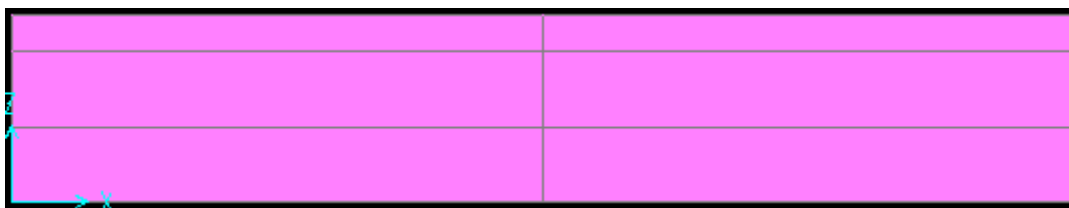


Figure 3.13 : Affectation des murs.

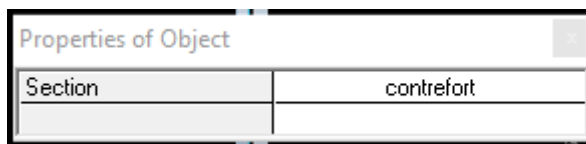


Figure 3.14 : Choix des contreforts.

On dessine les contreforts successivement, tels que l'illustre la figure 3.15 qui suit :

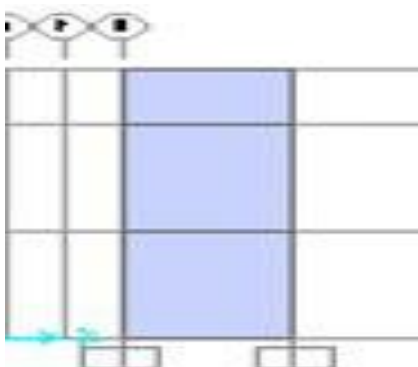



Figure 3.15 : Affectation des contreforts.

Pour afficher différentes informations en clic sur l'icône : Set Display Options...  et coche la case qu'il faut come dans la figure 3.16

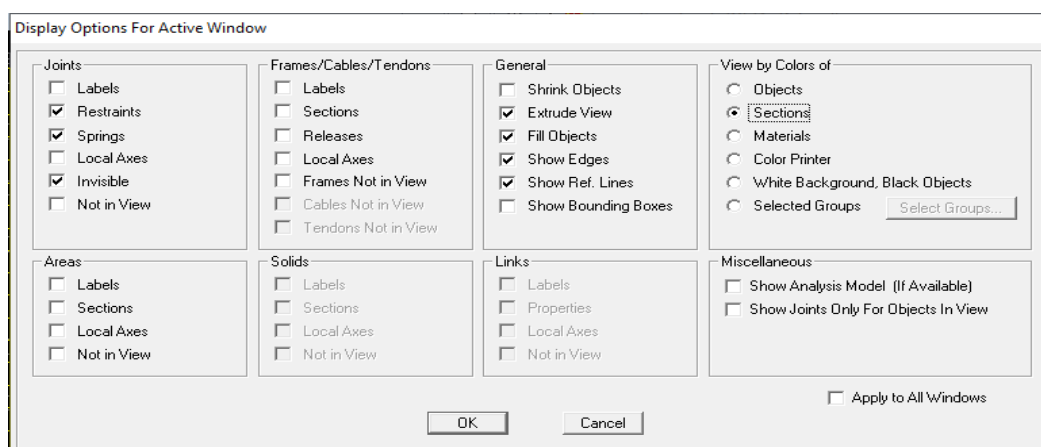


Figure 3.16 : Affichage des différentes informations.

3.1.5. Définition des cas de charges

Pour SAP2000, chaque cas de chargement doit être défini. Les charges sont ensuite appliquées sur les nœuds et les éléments appropriés et associés à un cas de chargement existant.

a-Type de chargement

L'exemple traité ici comporte les chargements suivants :

- La charge permanente G ;
- La surcharge d'exploitation Q ;
- Les charges sismiques E dans les cas de la méthode statique équivalente ;
- Les fonctions de spectres de réponse, dans le cas de la méthode spectrale.

Pour le faire, on sélectionne :

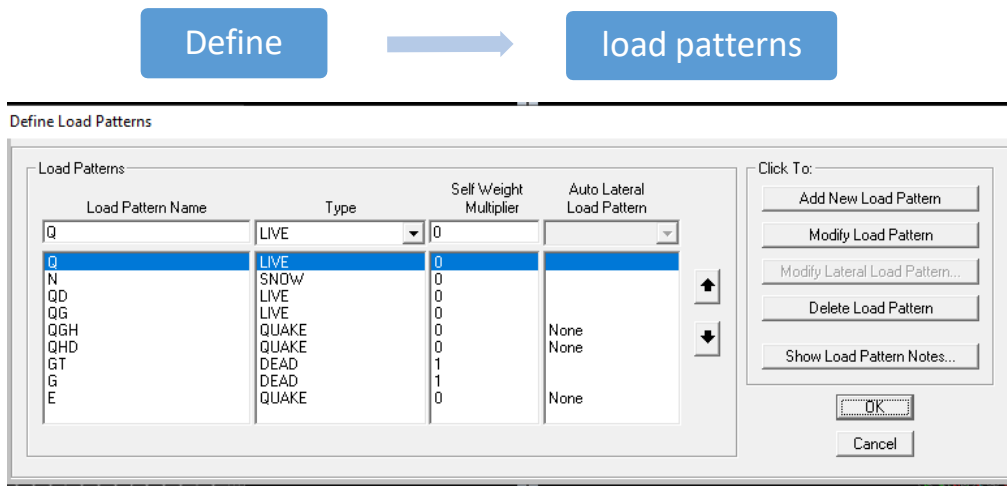


Figure 3.17 : Définition du type de chargement.

a- Cas de Chargement

- **Chargement Statiques (Permanent et d'Exploitation)**

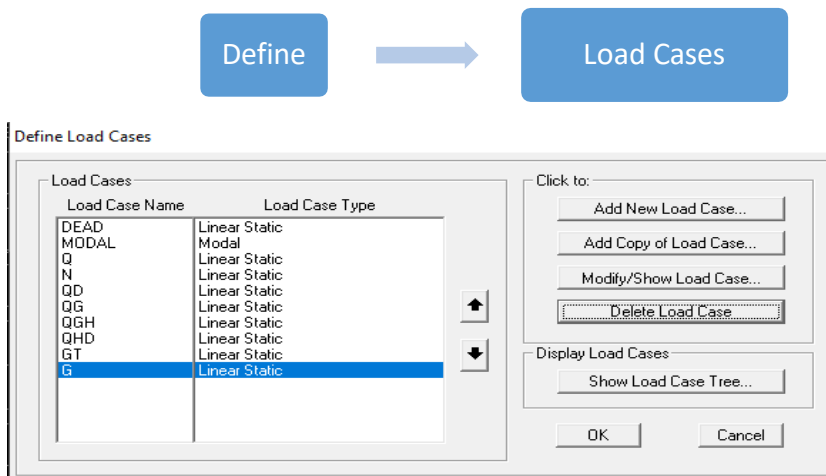


Figure 3.18 : Définitions des charges statiques.

- **Chargement sismiques**

Si la structure répond aux spécifications de l'application de la méthode statique équivalente présentées dans le RPA99, le chargement sismique sera considéré comme une force statique appliquée aux nœuds maîtres des planchers. Ainsi, pour introduire cette force, on sélectionne :



Cette option permet de créer les cas de chargement statique comme la montre la figure 3.19 qui suit :

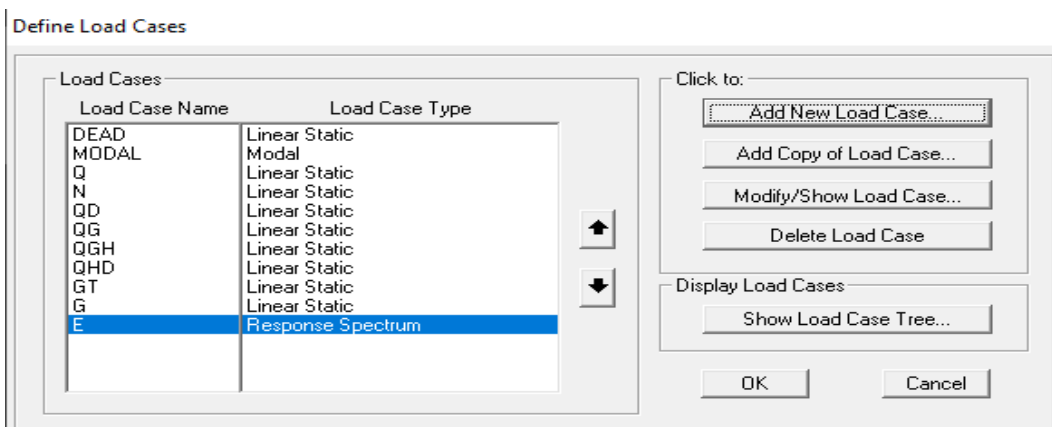


Figure 3.19 : Définitions des charges sismiques.

3.1.6. Méthode d'Analyse Modale Spectrale (Spectre de Réponse)

Pour charger le fichier du spectre de réponse déjà créé et sauvegardé dans notre répertoire sous le nom de "seiseme.dat" par exemple, en deux colonnes, une colonne des périodes et une colonne des accélérations, on sélectionne :

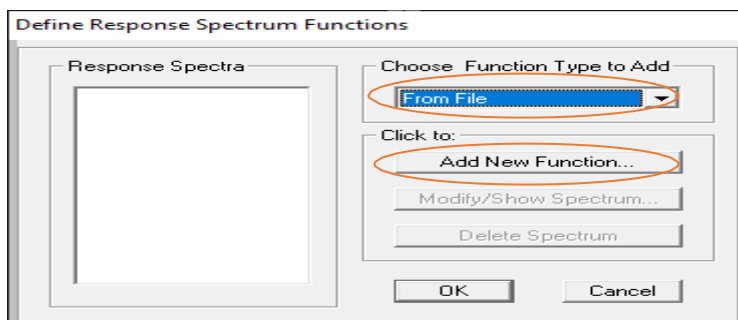
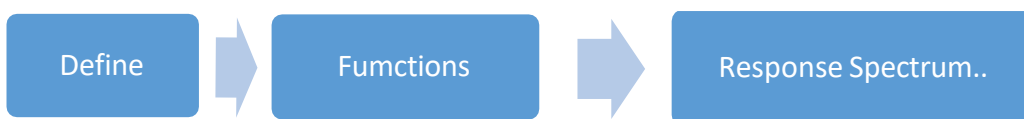


Figure 3.20 : Etape introduction le spectre de réponse.

La figure 3.21 ci-dessous apparaît sur écran

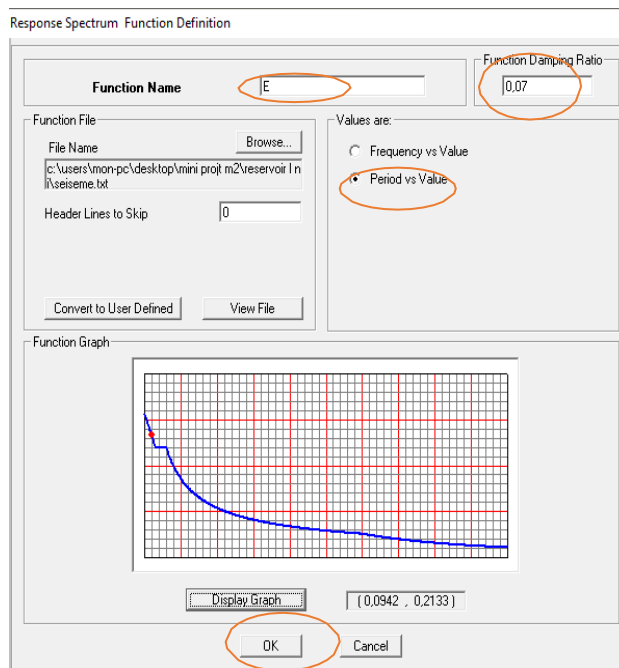


Figure 3.21 : Introduction du spectre de réponse.

3.1.7. Combinaisons de charge

Pour introduire les combinaisons de charges on sélectionne :



Sur la figure 3.22 qui apparaît sur l'écran, on précisera pour la combinaison choisie l'état limite ultime ou service.

Par exemple pour la combinaison C1 à l'ELU, on 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 Combinations Figure 3.22.

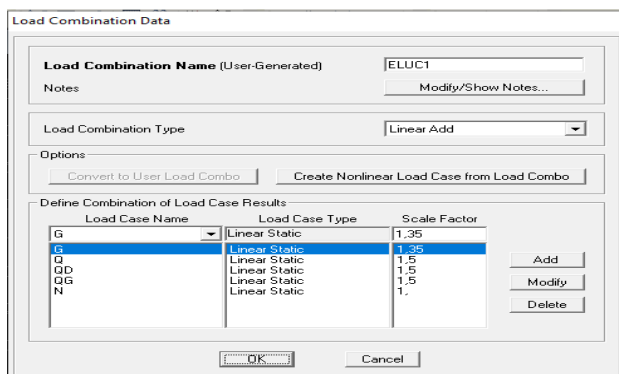


Figure 3.22 : Combinaison C1.

Reprendre les étapes de l'opération précédente pour introduire toutes les combinaisons suscitées, on obtient ainsi 3.23 :

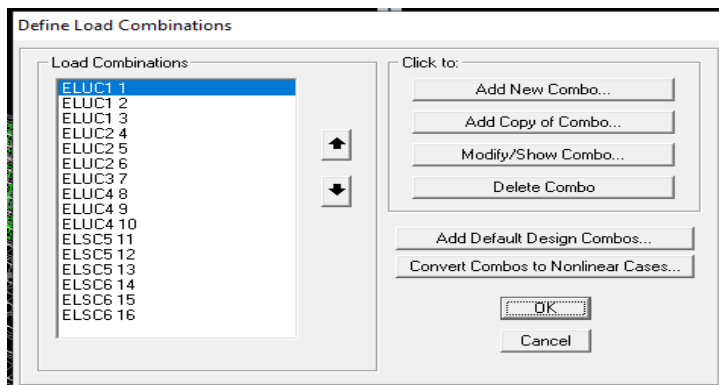



Figure 3.23 : Combinaisons de charge.

3.1.8. Affectation des Charges Statiques

Pour affecter les charges statiques verticales revenant aux poutrelles, on doit d'abord présenter la structure du réservoir dans le plan XY, sur l'une des vues affichées du modèle (3D et 2D) sur écran. Cliquez sur l'icône Clear dans la barre d'outils flottante pour éliminer toute sélection.

On sélectionne dans le plan choisi les poutrelles à charger à l'aide de l'icône  dans la barre d'outils flottante. On attribue le chargement avec :

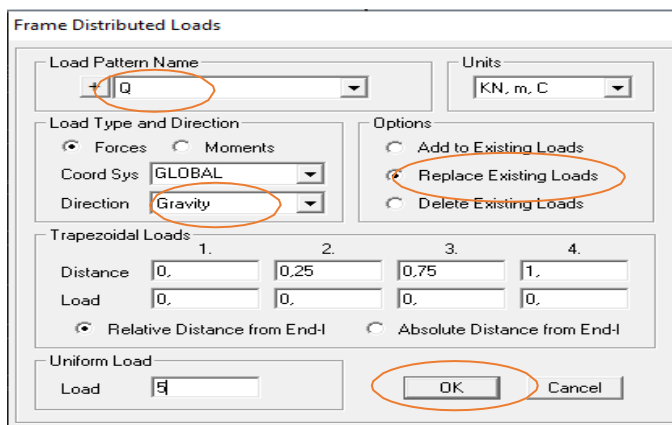



Figure 3.24 : Affectation des Charges Statiques.

Pour affecter les charges statiques Horizontal revenant aux murs, on doit d'abord présenter la structure du réservoir dans le plan XZ ou/et YZ, sur l'une des vues affichées du modèle (3D et 2D) sur écran. Cliquez sur l'icône Clear dans la barre d'outils flottante pour éliminer toute sélection.

On sélectionne dans le plan choisi les poutrelles à charger à l'aide de l'icône  dans la barre d'outils flottante. On attribue le chargement avec :

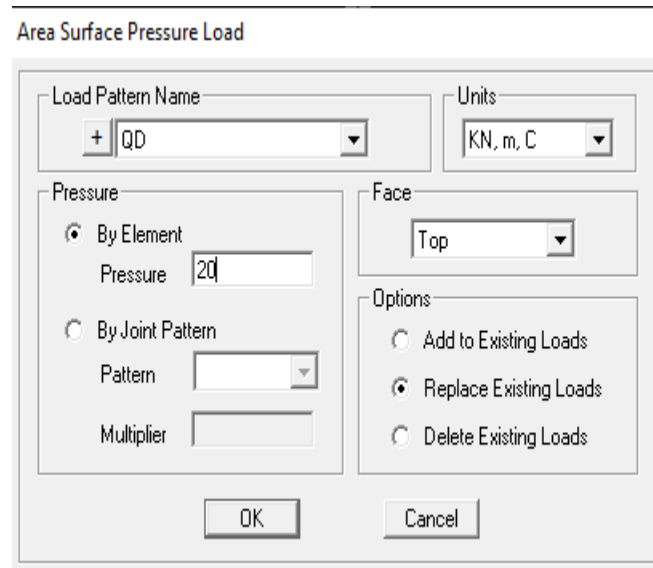


Figure 3.25 : Affectation des Charges Statiques

3.1.9. 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 est considérée dans ce cas de figure

3.1.10. Définition des appuis (Restraints)

On sélectionne les nœuds à la base en dessinant une fenêtre dans le plan X-Y pour Z=0. On attribue des appuis (restraints) le choix des conditions d'appuis est donné dans la figure 3.26



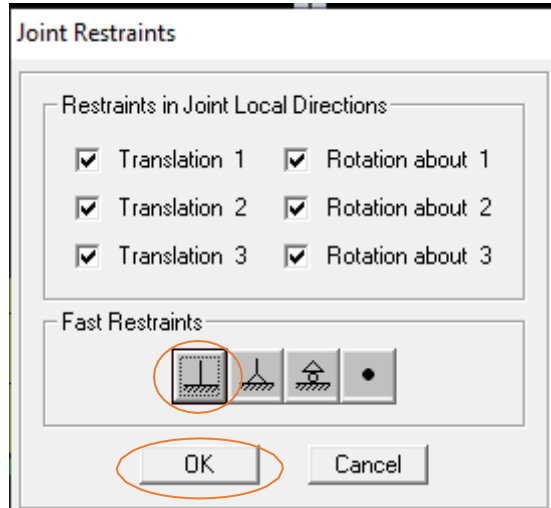



Figure 3.26 : Choix des conditions d'appuis.

3.1.11. Démarrage et exécution

L'exécution du problème peut être démarrée en sélectionnant :



Elle peut également être démarrée en appuyant sur F5 ou bien sur l'icône  comme le montre la figure 3.27 suivante :

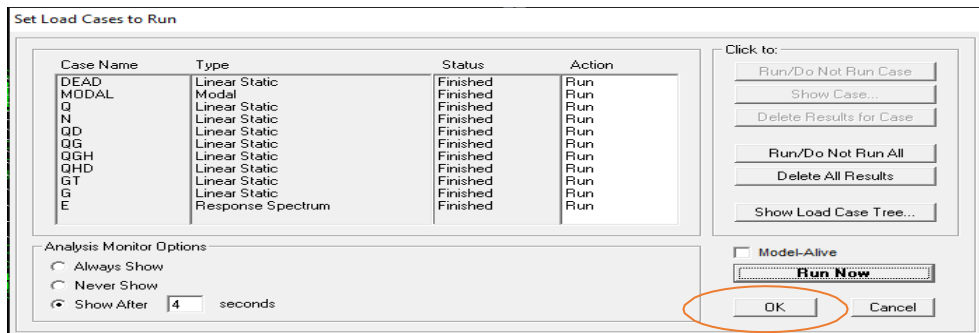


Figure 3.27: Lancement de l'analyse.

3.2. Modélisation

3.2.1. Radier

Le radier est une fondation superficielle du type plateforme en maçonnerie figure 3.28

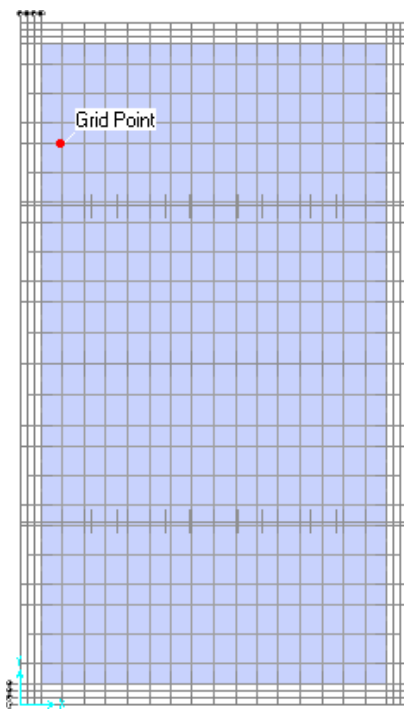


Figure 3.28 : Modélisation du réservoir.

3.2.2. Murs extérieurs, intérieurs et de séparation et contrefort

On entend par « murs et contrefort » des ouvrages verticaux en maçonnerie. Comme montre dans les figures 3.29, 3.30, 3.31 et 3.32 :

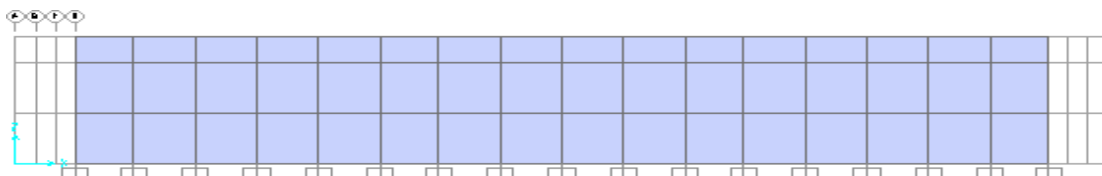


Figure 3.29 : Murs extérieure.

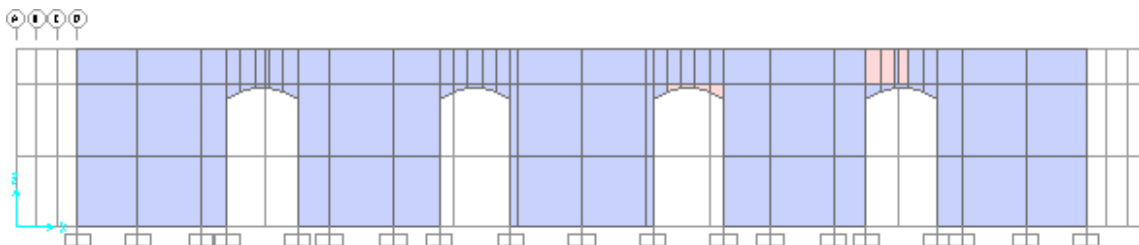


Figure 3.30 : Mur de séparation

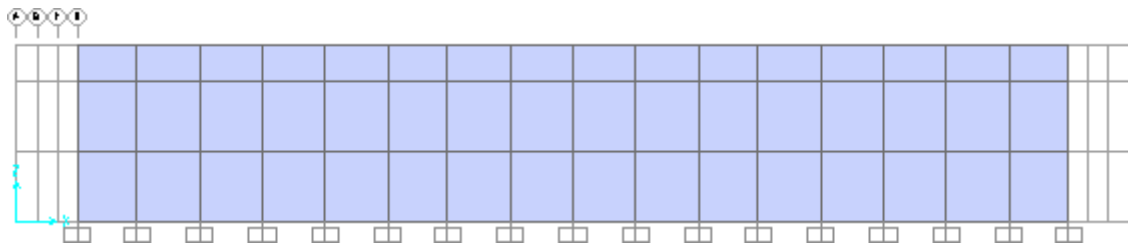


Figure 3.31 : Mur intérieur.

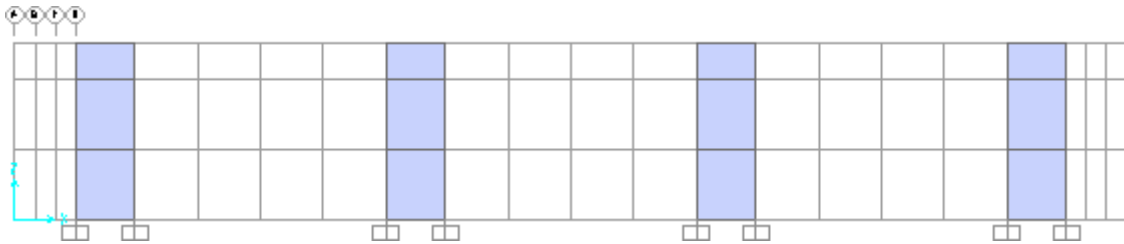


Figure 3.32 : Contreforts.

3.2.3. La structure en 3 D

Le réservoir en 3D est représenté sur la figure 3.33 :

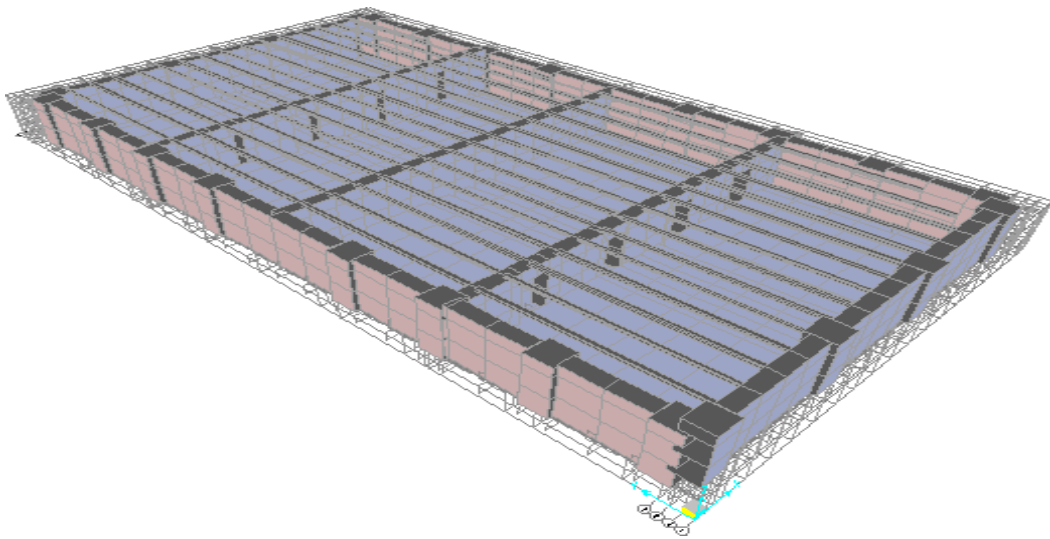


Figure 3.33 : Réservoir en maçonnerie.

3.2.4. Comportement de la structure après le chargement

Sous l'effet de chargement, la structure se déforme, comme le montre la figure 3.34 :

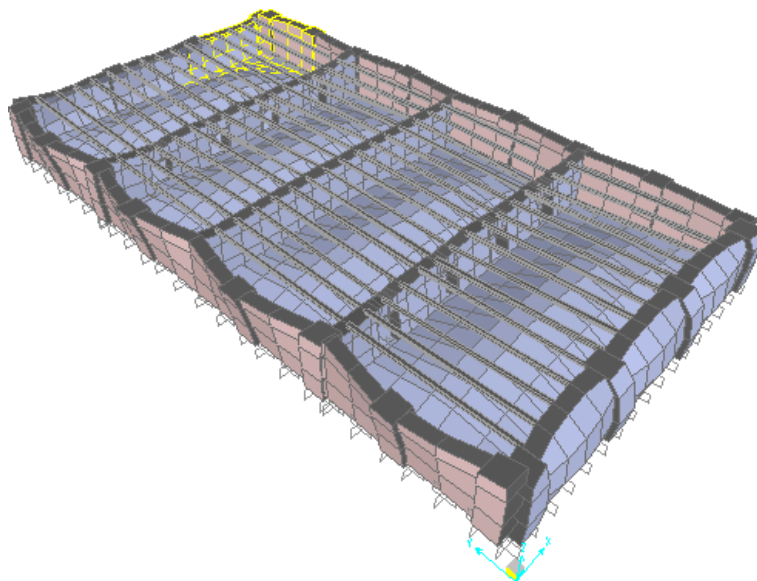


Figure 3.34 : Déformation du réservoir sous l'effet de la combinaison ELU C11

3.3. Résultats de la modélisation

3.3.1. 1^{er} cas : court de tennis

3.3.1.1. Période fondamentale de la structure

Les résultats des périodes et des fréquences pour les différents modes de vibration de la structure sont présentés dans le tableau 3.1. La période fondamentale $T=0.08193s < 0.5s$ (M. Mouzzoun-all.2013). Classe notre réservoir comme structure rigide donc. Ce résultat reflète bien sûr la réalité, étant donné qu'il s'agit d'un réservoir posé au sol et réalisé en maçonnerie massive.

Tableau 3.1 : Table des périodes et des fréquences.

Num	Période	Fréquence	CircFreq	Eigenvalue
Unitless	[Sec]	[Cyc/sec]	[rad/sec]	[rad ² /sec ²]
1	0,08193	12,206	76,689	5881,3
2	0,066234	15,098	94,864	8999,2
3	0,060059	16,65	104,62	10945
4	0,060048	16,653	104,64	10949
5	0,054545	18,333	115,19	13269
6	0,054544	18,334	115,2	13270
7	0,053056	18,848	118,42	14024
8	0,053025	18,859	118,49	14041
9	0,051927	19,258	121	14641
10	0,051896	19,269	121,07	14658
11	0,051202	19,531	122,71	15059
12	0,051129	19,558	122,89	15102

3.3.1.2. Résultats de l'analyse

a) Convention de signe

Nous donnons ci-après les conventions de signes utilisées par le logiciel SAP2000©:

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

Un extrait des résultats des états de contraintes est représenté dans le tableau 3.3 avec la notation suivante :

Tableau 3.2 : Notation équivalente des contraintes.

Notations	Equivalent
S11Top	σ_x contrainte normale σ_x selon l'axe x
S22Top	σ_y contrainte normale σ_y selon l'axe y
S12Top	τ_{xy} contrainte de cisaillement
SMaxTop	σ_{max} contrainte normal principale maximal
SMinTop	σ_{min} contrainte normal principale minimal

Tableau 3.3: Extrait des résultats des contraintes.

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	S11Top	S22Top	S12Top	SMaxTop	SMinTop	SAngleTop	SVMTop
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	KN/m2	Degrees	KN/m2
1193	557	Shell-Thin	1094	ELUC1 2	Combination		-1387,16	-3620,99	-205,16	-1368,48	-3639,68	-5,204	3184,2
1193	557	Shell-Thin	143	ELUC1 2	Combination		-2619,63	-4910,07	-252,64	-2592,1	-4937,61	-6,22	4277,87
1193	557	Shell-Thin	1031	ELUC1 2	Combination		1082,96	-2879,94	251,02	1098,8	-2895,78	3,61	3574,18
1193	557	Shell-Thin	1090	ELUC1 3	Combination		457,16	-3260,14	301,32	481,43	-3284,41	4,604	3549,69
1193	557	Shell-Thin	1094	ELUC1 3	Combination		-1386,85	-3617,78	-204,09	-1368,33	-3636,29	-5,184	3181,08
992	450	Shell-Thin	945	ELUC1 1	Combination		794,22	1448,72	52,91	1452,97	789,97	85,408	1259,91
992	450	Shell-Thin	940	ELUC1 1	Combination		837,77	1854,93	29,77	1855,8	836,9	88,325	1609,74
992	450	Shell-Thin	939	ELUC1 2	Combination		735,02	1609,72	170,36	1641,73	703,01	79,359	1426,65
992	450	Shell-Thin	944	ELUC1 2	Combination		711,1	1288,53	193,54	1347,4	652,24	73,082	1167,08
992	450	Shell-Thin	945	ELUC1 2	Combination		794,2	1448,75	52,88	1452,99	789,95	85,411	1259,93

Parmi tous les états de contraintes analysés nous nous intéresserons particulièrement à deux états qui sont :

- Etat de contrainte de l'élément 1193 qui correspond à la contrainte de compression maximal
- Etat de contrainte de l'élément 992 qui correspond à la contrainte de traction maximal

Ces deux états de contraintes sont représentés par la figure ci-après :

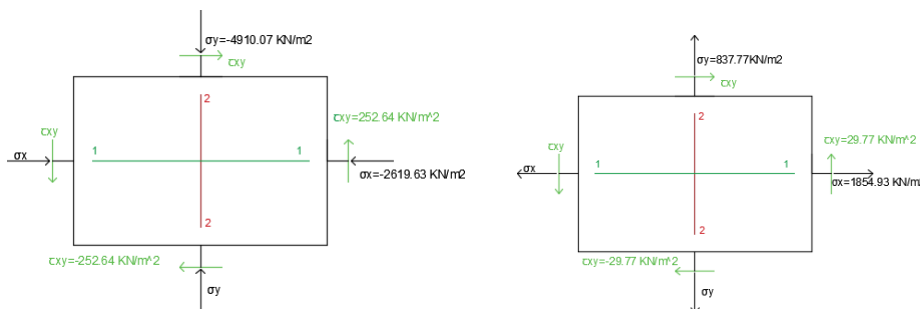


Figure 3.35 : États de contrainte.

Nous constatons que les contraintes maximales de compression sont obtenues pour l'élément 1193 par la combinaison (ELU C12).

De même que les contraintes maximales de traction sont obtenues pour l'élément 992 par la combinaison (ELU C11). Le tableau 3.4 illustre résultats des contraintes maximales et minimales obtenues par le logiciel SAP2000©.

Tableau 3.4: Résultats des contraintes normales principales (maximales et minimales)

	σ_x [KN/m ²]	σ_y [KN/m ²]	τ_{xy} [KN/m ²]	σ_{max} [KN/m ²]	σ_{min} [KN/m ²]	angle θ_{00} [degre]
compression	-2619.63	-4910.07	-252.64	-2592.1	-4937.61	-6.22
traction	837.77	1854.93	29.77	1855.8	836.9	88.325

3.3.1.3. Distribution des contraintes principales

Nous présentons en figures 3.36 Le diagramme des contraintes principales de compression sous la combinaison ELUC1 2

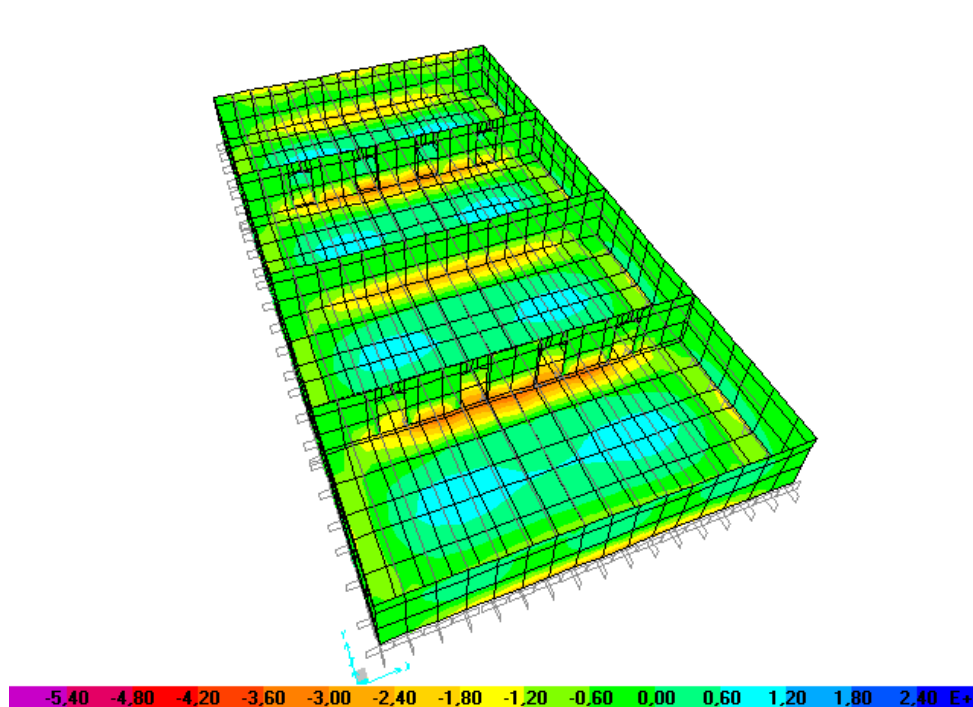


Figure 3.36: Distribution des contraintes principales de compression σ_{min} sous ELUC1 2.

Nous constatons que les contraintes maximales de compression règnent au niveau de la base des murs, à la jonction murs-radier

Nous présentons en figures 3.37 Le diagramme des contraintes principales de traction sous la combinaison ELUC1 2

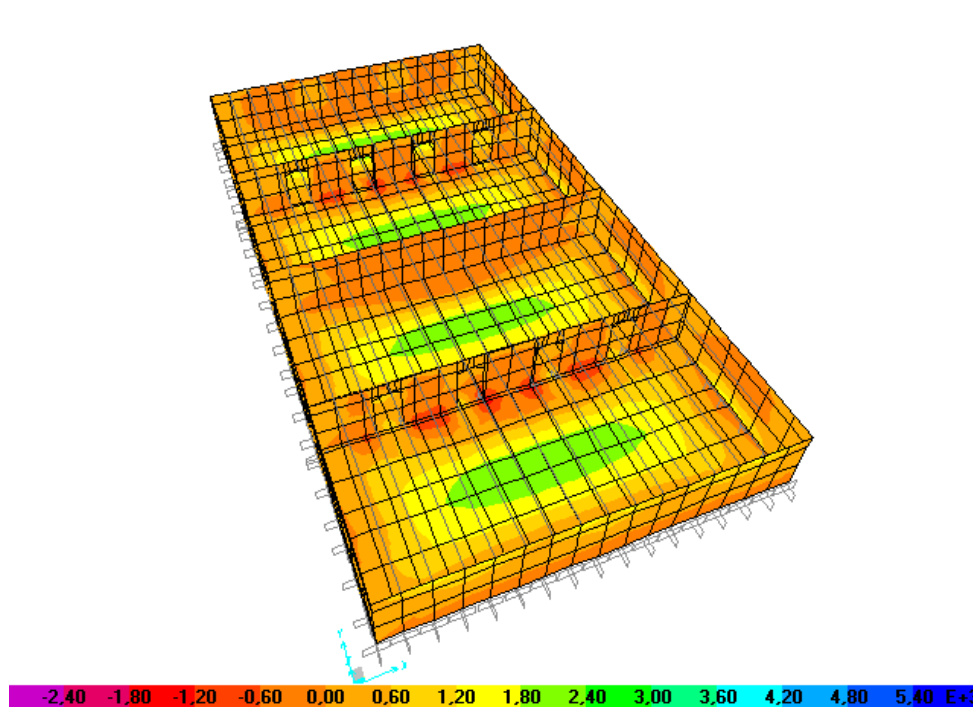


Figure 3.37 : Distribution des contraintes principales traction σ_{\max} , sous la combinaison ELUC1 1.

Nous constatons que les contraintes maximales de règnent au niveau de la base (radier)

3.3.2. 2^{er} cas : aire de stationnement

3.3.2.1. Période fondamentale de la structure

Les résultats des périodes et des fréquences pour les différents modes de la structure sont présentés dans le tableau 3.5. La période fondamentale $T=0.079296$ s <0.5 s (M. Mouzzoun-all.2013) Ce qui classe notre réservoir comme structure rigide. Ce résultat reflète bien sûr la réalité, étant donné qu'il s'agit d'un réservoir posé au sol et réalisé en maçonnerie massive.

Tableau 3.5 : Table des périodes et des fréquences.

StepNum	Période	Fréquence	CircFreq	Eigenvalue
Unités	[Sec]	[Cyc/sec]	[rad/sec]	[rad ² /sec ²]
1	0,079296	12,611	79,237	6278,5
2	0,064559	15,49	97,324	9472
3	0,057203	17,482	109,84	12065
4	0,057203	17,482	109,84	12065
5	0,054177	18,458	115,97	13450
6	0,054177	18,458	115,97	13450
7	0,053058	18,847	118,42	14024
8	0,053036	18,855	118,47	14035
9	0,051933	19,255	120,99	14637
10	0,051909	19,264	121,04	14651
11	0,051175	19,541	122,78	15075
12	0,051148	19,551	122,84	15090

3.3.2.2. Extraits des résultats des contraintes

Un extrait des résultats des états de contraintes est représenté dans le tableau 3.6 avec la notation ci-dessus :

Tableau 3.6 : Extraits des résultats des contraintes.

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	S11Top	S22Top	S12Top	SMaxTop	SMinTop	SAngleTop	SVMTop
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	Degrees	KN/m ²
947	423	Shell-Thin	905	ELUC1 1	Combination		3116,99	6805,03	-723,81	6942	2980,02	-79,285	6031,96
947	423	Shell-Thin	906	ELUC1 1	Combination		3551,85	7847,86	-130,32	7851,81	3547,9	-88,264	6810,37
947	423	Shell-Thin	902	ELUC1 1	Combination		3368,68	6130,72	-227,41	6149,32	3350,08	-85,325	5332,59
947	423	Shell-Thin	901	ELUC1 2	Combination		3018,62	5449,55	-820,89	5700,79	2767,38	-72,983	4937,73
947	423	Shell-Thin	905	ELUC1 2	Combination		3116,99	6805,03	-723,81	6942	2980,02	-79,285	6031,96
947	423	Shell-Thin	906	ELUC1 2	Combination		3551,85	7847,86	-130,32	7851,81	3547,9	-88,264	6810,37
960	431	Shell-Thin	912	ELUC1 1	Combination		4688,82	-11547,09	-1201,74	4777,29	-11635,56	-4,21	14621,74
960	431	Shell-Thin	159	ELUC1 1	Combination		-11394,33	-22807,7	693,71	-11352,32	-22849,71	3,465	19788,56
960	431	Shell-Thin	917	ELUC1 1	Combination		-6431,72	-16138,49	389,25	-6416,13	-16154,07	2,293	14088,09
960	431	Shell-Thin	913	ELUC1 1	Combination		2146,12	-13698,55	-1506,2	2288,03	-13840,46	-5,382	15114,92
960	431	Shell-Thin	912	ELUC1 2	Combination		4688,82	-11547,09	-1201,74	4777,29	-11635,56	-4,21	14621,74
960	431	Shell-Thin	159	ELUC1 2	Combination		-11394,33	-22807,7	693,71	-11352,32	-22849,71	3,465	19788,56

Parmi tous les états de contraintes analysés nous nous intéresserons particulièrement à deux états qui sont :

- Etat de contrainte de l'élément 960 qui correspond à la contrainte de compression maximal
- Etat de contrainte de l'élément 947 qui correspond à la contrainte de traction maximal

Ces deux états de contraintes sont représentés par la figure ci-après :

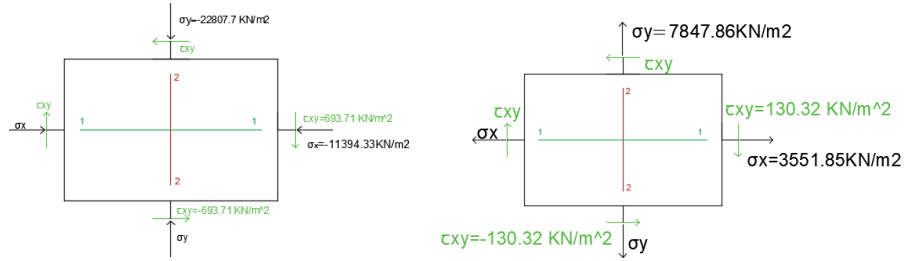


Figure 3.38 : États de contrainte

Nous constatons que les contraintes maximales de compression sont obtenues pour l'élément 947 par la combinaison (ELU C11).

De même que les contraintes maximales de traction sont obtenues pour l'élément 960 par la combinaison (ELU C11). Le tableau 3.7 illustre résultats des contraintes maximales et minimales obtenues par le logiciel.

Tableau 3.7: Résultats des contraintes normales principales (maximales et minimales).

	σ_x [KN/m ²]	σ_y [KN/m ²]	τ_{xy} [KN/m ²]	σ_{max} [KN/m ²]	σ_{min} [KN/m ²]	angle θ_{00} degre
Compression	-11394.33	-22807.7	693.71	-11352.32	-22849.71	3.465
traction	3551.85	7847.86	-130.32	7851.81	3547.9	-88.264

3.3.2.3. Distribution des contraintes principales

Nous présentons en figures 3.39 le diagramme des contraintes principales de compression sous la combinaison ELUC1 1

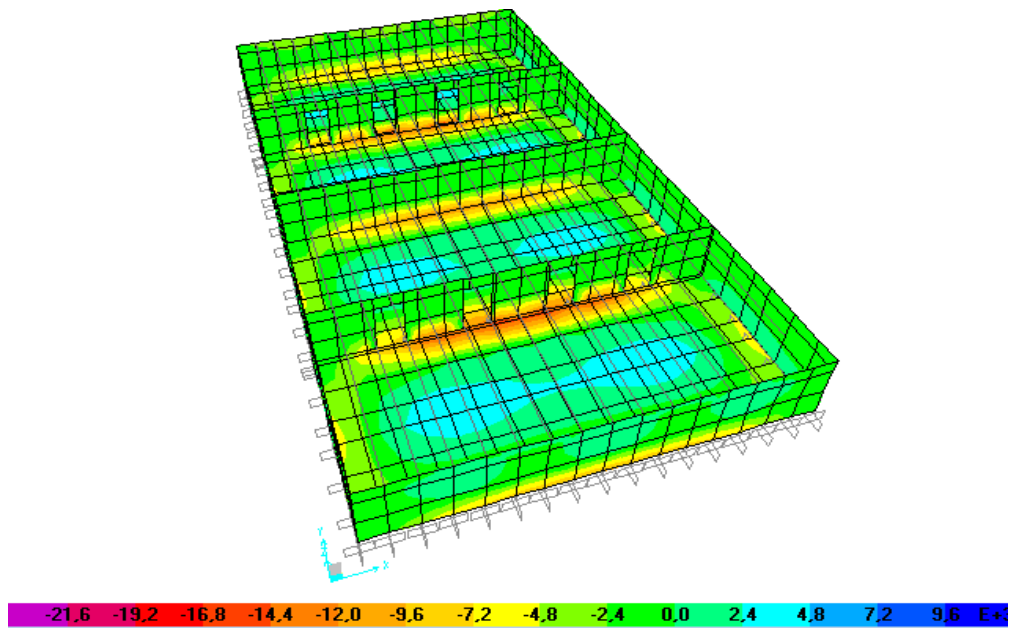


Figure 3.39: Distribution des contraintes principales compression σ_{min} sous ELU C11

Nous constatons que les contraintes maximales de compression règnent au niveau de la base des murs, à la jonction murs-radier

Nous présentons en figures 3.40 Le diagramme des contraintes principales de traction sous la combinaison ELUC1 1

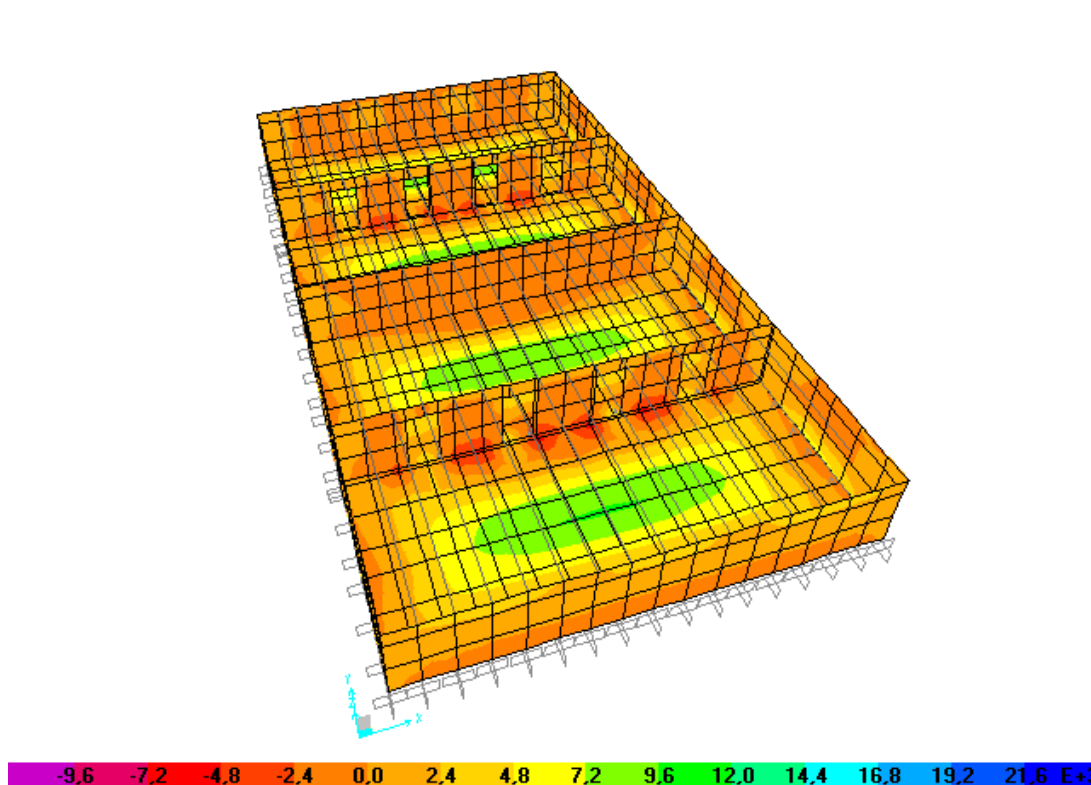


Figure 3.40: Distribution des contraintes principales traction σ_{max} sous ELU C11.

Nous constatons que les contraintes maximales de compression règnent au niveau de la base des murs, à la jonction murs-radier

Un récapitulatif des résultats des contraintes de compression et de traction maximales et minimales, sont illustrées dans le tableau 3.9 pour les deux cas d'étude (terrain de tennis) et aire de stationnement).

Tableau3.9 : Contraintes principales.

	Cas du court de tennis	Cas de l'aire de stationnement	Vérification
Compression [KN/m ²]	$\sigma_{max} = -2592.1$	$\sigma_{max} = -11352.32$	337.96%
	$\sigma_{min} = -4937.61$	$\sigma_{min} = -22849.71$	362.77%
Traction [KN/m ²]	$\sigma_{min} = 836.9$	$\sigma_{min} = 3551.85$	324.40%
	$\sigma_{max} = 1855.8$	$\sigma_{max} = 7847.86$	322.88%

Nous remarquons que les contraintes obtenues pour le cas de l'aire de stationnement sont plus élevées. Elles varient entre 322.88 % et 362.77 %

Conclusion

La modélisation du réservoir en maçonnerie de la ville de Larbga Nat Yiraten (Ex Fort National) a été effectuée avec le logiciel SAP2000©. Deux cas d'études sont considérés. Dans le premier cas, la dalle du réservoir est conçue pour un court de tennis et dans le deuxième cas, la dalle est transformée en aire de stationnement. Les résultats des états de contraintes du court de tennis ont montré que les contraintes de maximales et minimale de compression et de cisaillement sont obtenues par la combinaison (ELU C12) et les contraintes maximales et minimale de traction et de cisaillement sont obtenus par la combinaison (ELU C11) et pour le cas de l'aire de stationnement les résultats ont montré que les contraintes maximales et minimale de compression, de traction et de cisaillement sont obtenus par la combinaison (ELU C11). La comparaison des résultats pour les deux cas d'étude a montré que la transformation du court de tennis en aire de stationnement a entraîné une augmentation des contraintes qui varient entre 322.88 % et 362.77 %.

Chapitre 4 :
Analyse des états de
contraintes

Introduction

Dans ce chapitre, après avoir déterminé les contraintes normales et des contraintes de cisaillement avec le logiciel SAP2000© au chapitre 3, nous procédons au calcul des contraintes maximales et minimales de compression et de traction avec les relations de la des milieux continue ainsi qu'à la représentation des cercles de Mohr. Deux cas de figure seront considérés le réservoir surmonté d'un terrain de tennis et le réservoir surmonté d'une aire de stationnement. Les résultats de calcul des contraintes seront comparés à ceux issus du calcul numérique avec SAP2000©.

4.1. Méthode d'analyse des contraintes

4.1.1. Etat plan de contrainte

En générale un élément plan est soumis aux contrainte normale σ_x et σ_y , ainsi qu'à la contrainte de cisaillement τ_{xy} , telle que l'illustre la figure 4.1. La convention de signe représentée en figure 4.1 indiquent les contraintes normales de traction (positive) et les contraintes de cisaillement positive. Pour les contraintes de compression le sens est dans le sens opposé (négatives)

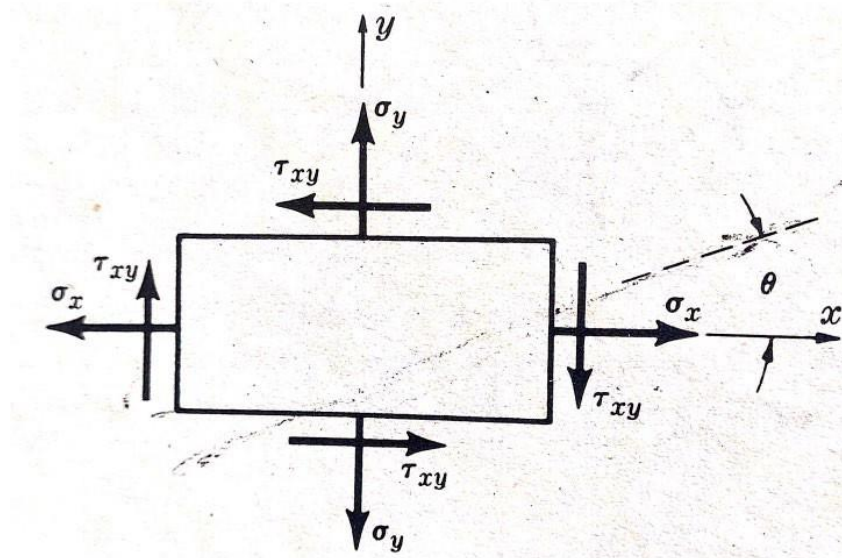


Figure 4.1 : Convention de signe des contraintes.

4.1.2. Contraintes dans un plan incliné

Supposons que les contraintes σ_x, σ_y et τ_{xy} sont connues, il est fréquemment demandé de connaître l'état de contrainte dans un plan incliné d'un angle θ par rapport à l'axe x , la contrainte normale désignée par σ et celle de cisaillement désignée par τ , sont déterminées les figure 4.1 et 4.2 conformément aux relation des milieux continue (MMC) (WILLIAN A.NASH)

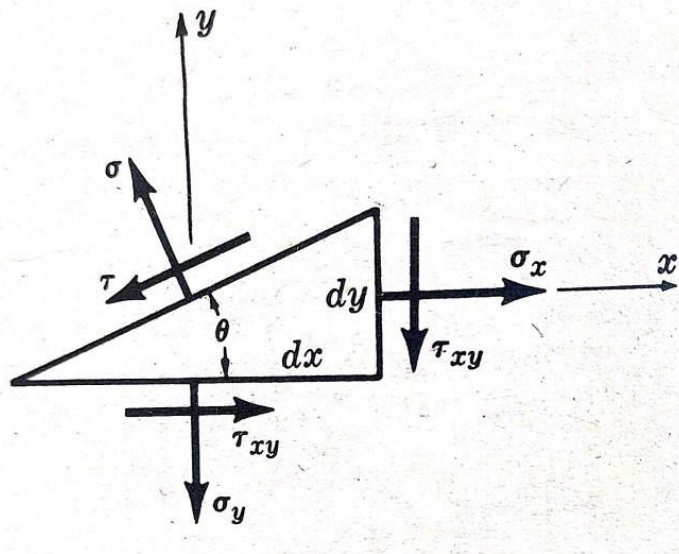


Figure 4.2 : Contrainte dans un plan incliné.

Donc σ et τ peuvent être obtenus pour toute valeur de θ par ces expressions

$$\sigma_{\theta} = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right) - \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) * \cos(2\theta_p) + \tau_{xy} * \sin(2\theta_p) \quad (4.1)$$

$$\zeta_{\theta} = \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) * (\sin(2\theta'_0) + \tau_{xy} * \cos(2\theta'_0)) \quad (4.2)$$

4.1.3. Direction des contraintes principales

L'angle noté θ_p entre les axes des x et les plans dans lesquels apparaissent les contraintes principales sont données par l'équation 4.3 :

$$\operatorname{tg}2\theta_p = -\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (4.3)$$

4.1.4. Evaluation des contraintes principales

Il est démontré que les contraintes de cisaillement sont toujours nulles dans les plans contenant σ_{\max} et σ_{\min} quel que soit les valeurs de σ_x, σ_y et τ_{xy} donne par l'équation (4.4). Ainsi un élément orienté le long des plans principaux et soumis aux contraintes principales telles que représente la figure 4.3 :

$$\sigma_{\max \min} = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right) \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + (\tau_{xy})^2} \quad (4.4)$$

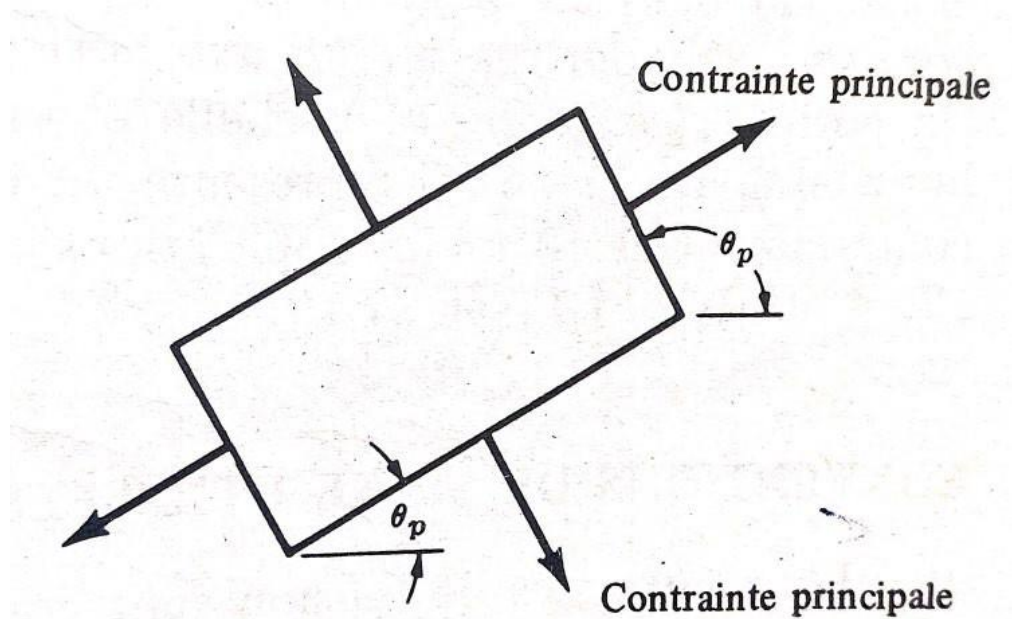


Figure 4.3 : Contrainte principales dans les plans principaux.

4.1.5. Contrainte maximale de cisaillement

Certaines valeurs de l'angle $\theta\theta'_0$ conduisent à une valeur maximale de τ_{\max} pour un groupe donné de contraintes. Ces valeurs de contraintes maximales sont données par

$$\tau_{\max \text{ et } \min} = \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + (\tau_{xy})^2} \quad (4.5)$$

4.1.6. Direction de la contrainte maximale de cisaillement

Les angles notés $\theta\theta'_0$ entre les axes des x et les plans dans lesquels apparaissent les contraintes de cisaillement sont donne part l'équation suivante :

$$\text{tg}2\theta'_0 = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2\tau_{xy}} \quad (4.6)$$

4.1.7. Contraintes normales sur les plans de contrainte maximale de cisaillement

Il est démontré que la contrainte normale sur chaque'un des plans de contrainte de cisaillement maximale (qui sont naturellement à 90° l'un de l'autre) est donnée par :

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \quad (4.7)$$

4.1.8. Cercle de Mohr

Les informations contenues des équations ci-dessus peuvent être toutes présentées commodément dans un graphique dit le cercle de Mohr. Dans cette représentation, les

contraintes normales sont portées sur l'axe horizontale, et les contraintes de cisaillement sur l'axe verticale. On porte σ_x , σ_y et τ_{xy} à l'échelle et on trace par ces points un cercle qui a son centre l'axe horizontale

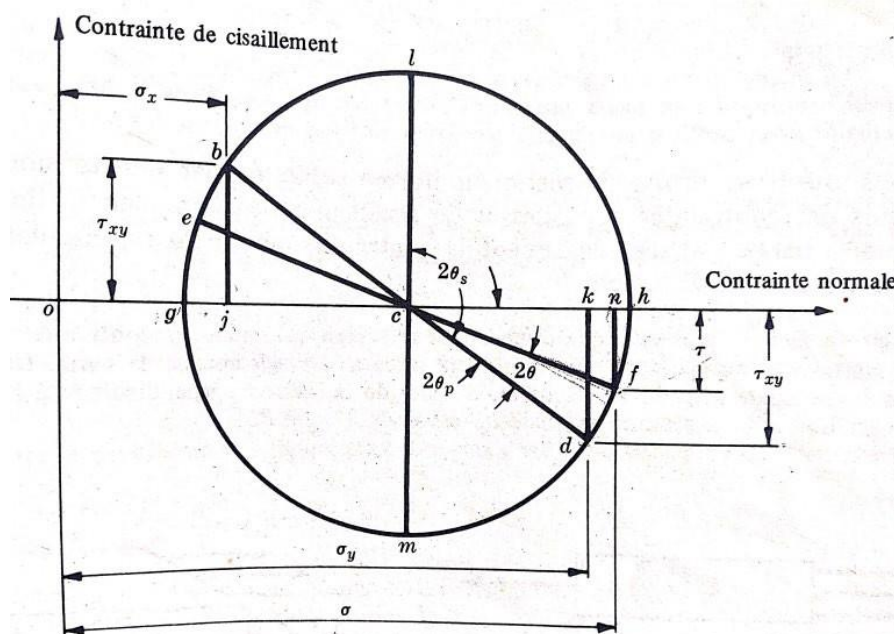


Figure 4.4 : Cercle de Mohr.

4.2. Application au cas d'étude

Pour illustrer la méthode de calcul présentée ci-dessus, nous l'appliquons au réservoir d'étude pour déterminer les contraintes normales de compression et de traction, ainsi que les contraintes de cisaillement.

4.2.1. Cas de terrain de tennis

4.2.1.1. Calcul des contraintes principales (compression)

L'élément le plus sollicité à la compression 1193 est extrait à partir des résultats de la modélisation du réservoir sous SAP2000©, tel qu'illustré dans le tableau 4.1. La représentation de l'état de contrainte normales et tangentielle dans cet élément est donné en figure 4.1 :

Tableau 4.1 : Extrait des résultats de contraintes de compression.

	σ_x [KN/m ²]	σ_y [KN/m ²]	τ_{xy} [KN/m ²]	σ_{max} [KN/m ²]	σ_{min} [KN/m ²]	Angle θ_n°
Compression	-2619.63	-4910.07	-252.64	-2592.1	-4937.61	-6.22

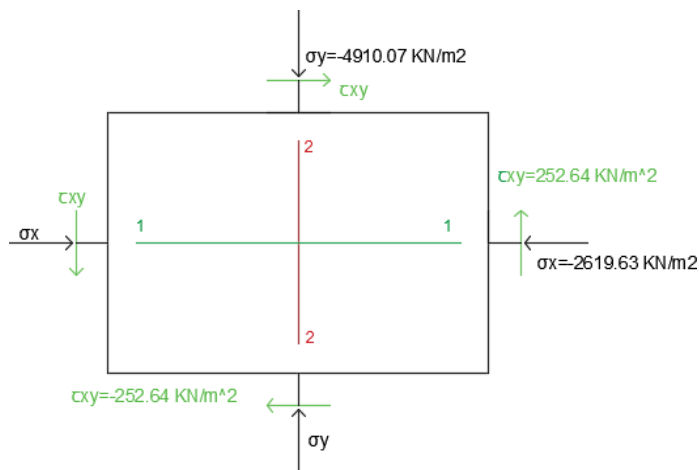


Figure 4.5 : Etat de contrainte de l'élément 1193 sous ELUC12.

Le calcul des contraintes principales est effectué conformément aux relations (4.1) et (4.3). Les résultats sont présentés dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2 : Résultats de calcul des contraintes principales.

Paramètre	Valeurs	Unités
σ_x	-2619,63	[KN/m ²]
σ_y	-4910,07	[KN/m ²]
τ_{xy}	-252,64	[KN/m ²]
θ_{00}	-6,22	[Degré]
σ_{min}	-4846,65	[KN/m ²]
σ_{max}	-2611,18	[KN/m ²]

• Etape de vérification

Vérification des contenants σ donne par l'équation (4.1) pour distinguer l'orientation des contraintes principale

$$\sigma_{\theta} = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right) - \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right) * \cos(2\theta_p) + \tau_{xy} * \sin(2\theta_p) = -4737.81 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

La figure 4.6 ci-après présente l'état de contraintes principales

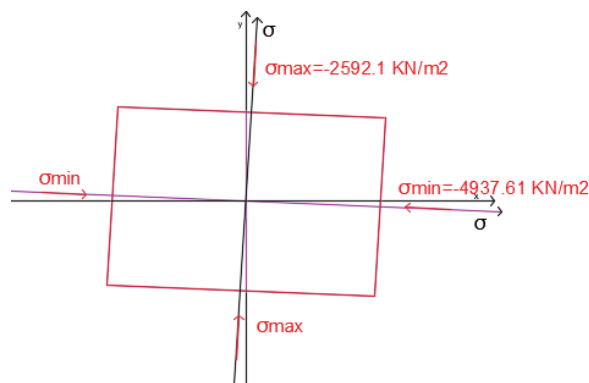


Figure 4.6 : Etat de contraintes principales.

4.2.1.2. Calcul des contraintes de cisaillement

Le calcul des contraintes de cisaillement est effectué conformément aux relations (4.2), (4.4) et (4.5). Les résultats sont présentés dans le tableau 4.3.

Tableau 4.3 : Résultats de calcul des contraintes de cisaillement

Paramètre	Valeurs	Unités
σ_x	-2619,63	[KN/m ²]
σ_y	-4910,07	[KN/m ²]
τ_{xy}	-252,64	[KN/m ²]
θ_0'	-38,79	[Degrés]
τ_{\min}	-1117,01	[KN/m ²]
τ_{\max}	1117,01	[KN/m ²]
σ	-3764.85	[KN/m ²]

- **Etape de vérification**

Vérification des contenants σ donne par l'équation (4.2) pour distinguer l'orientation des contraintes de cisaillement

$$\zeta_{\theta} = \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) * (\sin(2\theta'_0) + \tau_{xy} * \cos(2\theta'_0)) = -1173.22 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

La figure 4.7 suivante présente l'état des contraintes de cisaillement

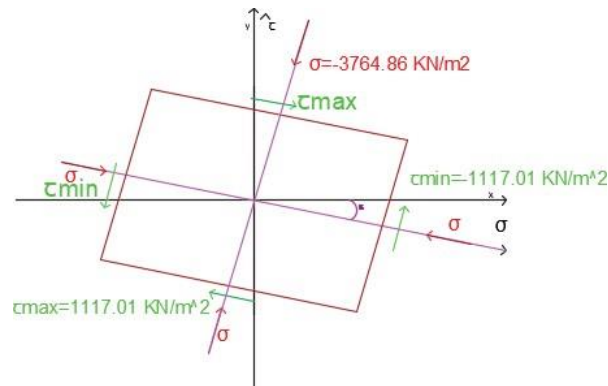


Figure 4.7 : Etat de contraintes de cisaillement

4.2.1.3. Représentation du Cercle de Mohr

La représentation du cercle de Mohr est donnée en figure 4.8.

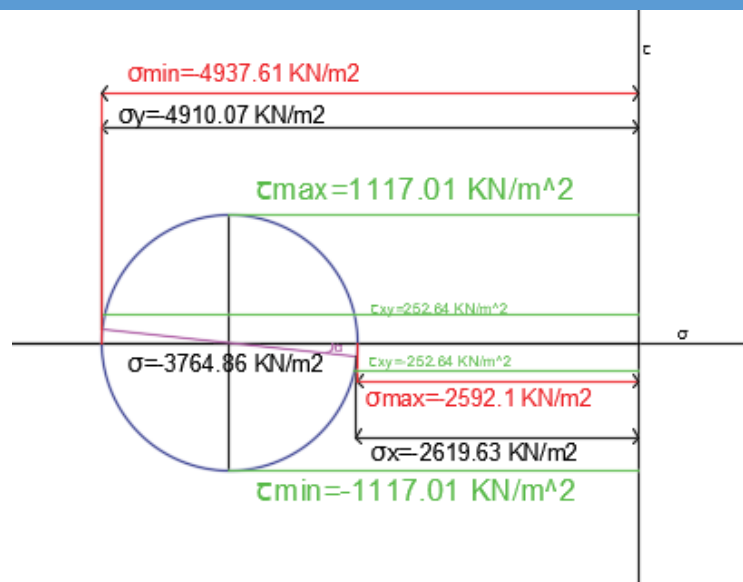


Figure 4.8 : Cercle de Mohr pour la compression du terrain de tennis.

4.2.1.4. Calcul des contraintes principales (traction)

L'élément le plus sollicité à la traction 992 est extrait à partir des résultats de la modélisation du réservoir sous SAP2000©, tel qu'illustré dans le tableau 4.4. La représentation de l'état de contrainte normales et tangentielle dans cet élément est donné en figure 4.9 :

Tableau 4.4: Extrait des résultats de contraintes de traction.

	σ_x [KN/m ²]	σ_y [KN/m ²]	τ_{xy} [KN/m ²]	σ_{max} [KN/m ²]	σ_{min} [KN/m ²]	Angle θ_p [°]
Traction	837.77	1854.93	29.77	1855.8	836.9	88.325

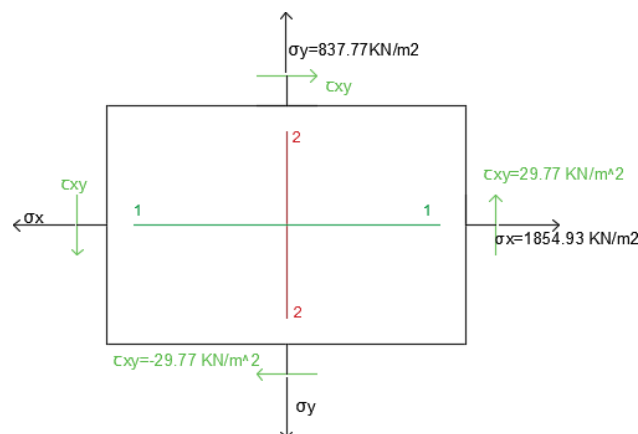


Figure 4.9 : Etats de contraintes de l'élément 992 sous ELU C11.

Le calcul des contraintes principales est effectué conformément aux relations (4.1) et (4.3). Les résultats sont présentés dans le tableau 4.5.

Tableau 4.5 : Résultats de calcul des contraintes principales.

Paramètre	Valeurs	Unités
σ_x	837.77	[KN/m ²]
σ_y	1854.93	[KN/m ²]
τ_{xy}	29.77	[KN/m ²]
θ_{pp}	1.675	Degrés
σ_{min}	1854.81	[KN/m ²]
σ_{max}	838	[KN/m ²]

- **Etape de vérification**

Vérification des contraintes σ données par l'équation (4.1) pour distinguer l'orientation des contraintes principale

$$\sigma_{\theta} = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right) - \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) * \cos(2\theta_p) + \tau_{xy} * \sin(2\theta_p) = 1854.81 [\text{KN/m}^2]$$

La figure 4.10 qui suit présente l'état de contraintes principales

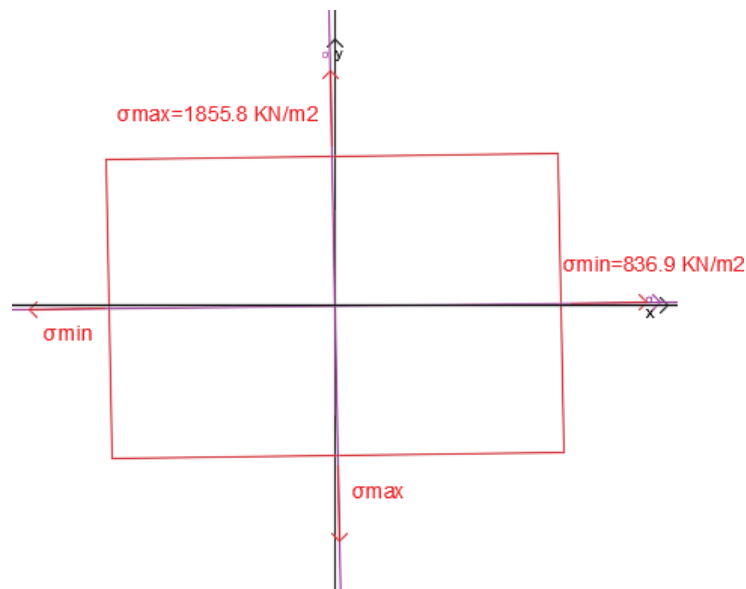


Figure 4.10 : Etat de contraintes principales.

4.2.1.5. Calcul des contraintes de cisaillement

Le calcul des contraintes de cisaillement est effectué conformément aux relations (4.2), (4.4) et (4.5). Les résultats sont présentés dans le tableau 4.6 :

Tableau 4.6 : Résultats de contraintes de cisaillement

Paramètre	Valeurs	Unités
σ_x	837.77	[KN/m ²]
σ_y	1854.93	[KN/m ²]
τ_{xy}	29.77	[KN/m ²]
θ_0	-43.42	Degrés
τ_{min}	-509.5	[KN/m ²]
τ_{max}	509.5	[KN/m ²]
σ	1346.35	[KN/m ²]

- **Etape de vérification**

Vérification des contenants σ donne par l'équation (4.2) pour distinguer l'orientation des contraintes de cisaillement

$$\zeta_{\theta} = \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) * (\sin(2\theta'_0) + \tau_{xy} * \cos(2\theta'_0)) = 509.5 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

La figure 4.11 suivante présente l'état des contraintes de cisaillement.

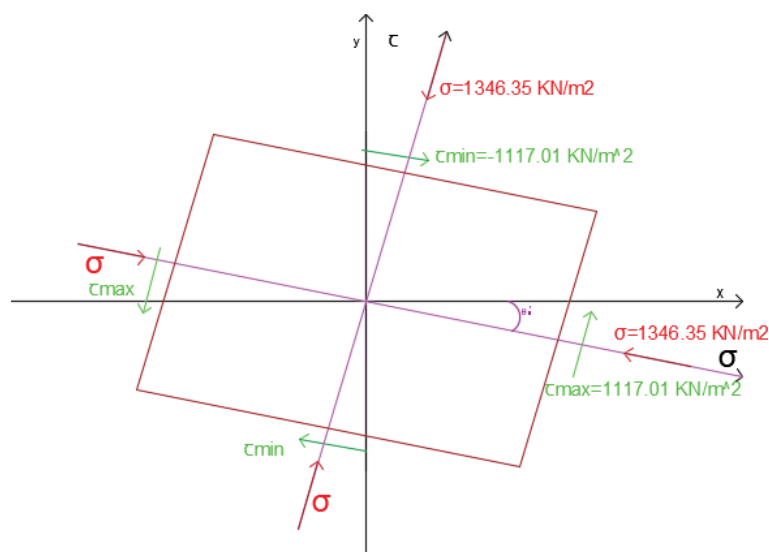


Figure 4.11 : Etat de contraintes de cisaillement.

4.2.1.6. Représentation du Cercle de Mohr

La représentation du cercle de Mohr est donnée en figure 4.12.

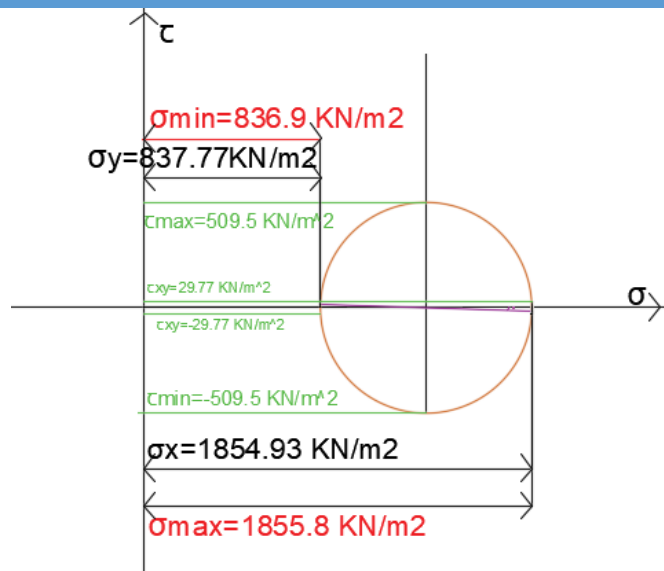


Figure 4.12 : Cercle de Mohr pour la traction du terrain de tennis.

4.2.2. 2^{ème} cas : aire de stationnement

4.2.2.1. Calcul des contraintes principales (compression)

L'élément le plus sollicité à la compression 960 est extrait à partir des résultats de la modélisation du réservoir sous SAP2000©, tel qu'illustré dans le tableau 4.7. La représentation de l'état de contraintes normales et tangentielles dans cet élément est donnée en figure 4.13 :

Tableau 4.7 : Extrait des résultats de contraintes de compression.

	σ_x [KN/m ²]	σ_y [KN/m ²]	τ_{xy} [KN/m ²]	σ_{max} [KN/m ²]	σ_{min} [KN/m ²]	Angle θ_p°
Compression	-11394.33	-22807.7	693.71	-11352.32	-22849.71	3.465

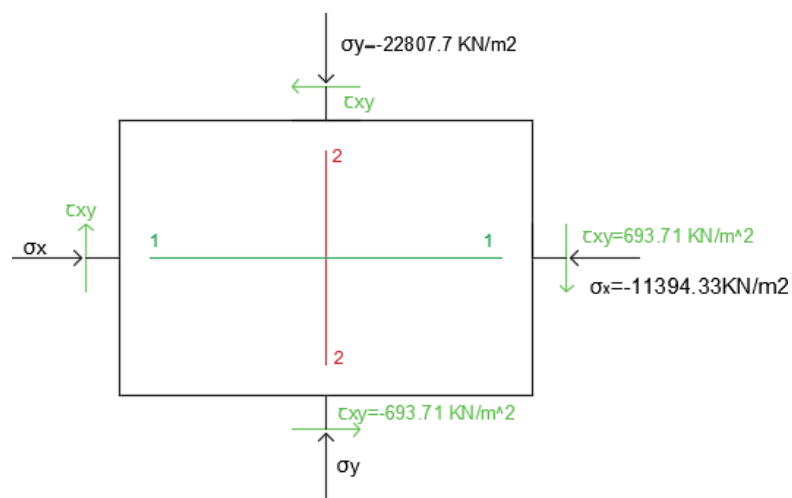


Figure 4.13 : Etats de contraintes de l'élément 960 sous ELU C11.

Le calcul des contraintes principales est effectué conformément aux relations (4.1) et (4.3). Les résultats sont présentés dans le tableau 4.8.

Tableau4.8 : Résultats de calcul des contraintes principales.

Paramètre	Valeurs	Unités
σ_x	-11394.33	[KN/m ²]
σ_y	-22807.7	[KN/m ²]
τ_{xy}	693.71	[KN/m ²]
θ_{00}	-3.465	Degrés
σ_{min}	-22564.35	[KN/m ²]
σ_{max}	-11230.86	[KN/m ²]

- **Etape de vérification**

Vérification des contenants σ donne par l'équation (4.1) pour distinguer l'orientation des contraintes principale

$$\sigma_{\theta} = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right) - \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) * \cos(2\theta_p) + \tau_{xy} * \sin(2\theta_p) = -22731.39 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

La figure 4.14 ci-après présente l'état contraintes principales

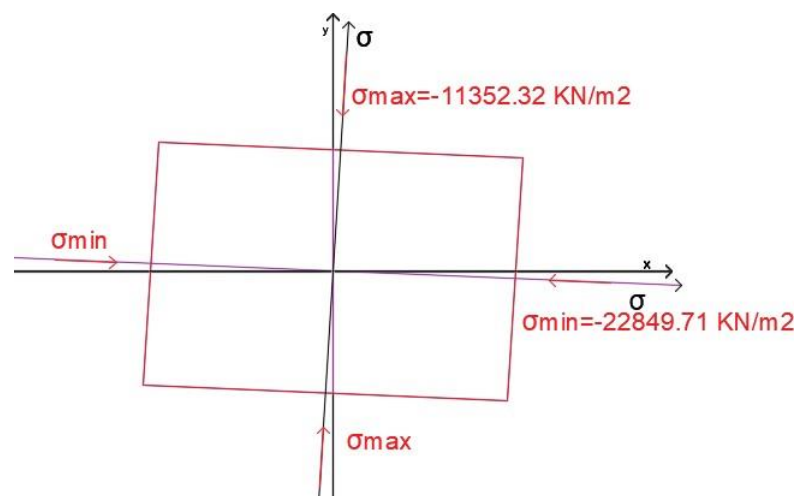


Figure 4.14 : Etat de contraintes principales.

4.2.2.2. Calcul des contraintes de cisaillement

Le calcul des contraintes de cisaillement est effectué conformément aux relations (4.2), (4.4) et (4.5). Les résultats sont présentés dans le tableau 4.9.

Tableau 4.9 : Résultats de calcul contraintes de cisaillement

Paramètre	Valeurs	Unités
σ_x	-11394,33	[KN/m ²]
σ_y	-22807,7	[KN/m ²]
τ_{xy}	693,71	[KN/m ²]
$\theta\theta'$	41,5	Degrés
τ_{min}	-5748,69	[KN/m ²]
τ_{max}	5748,69	[KN/m ²]
σ	-17101.06	[KN/m ²]

- **Etape de vérification**

Vérification des contenants σ donne par l'équation (4.2) pour distinguer l'orientation des contraintes de cisaillement

$$\zeta_{\theta} = \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) * (\sin(2\theta'_0)) + \tau_{xy} * \cos(2\theta'_0) = 5750.53 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

La figure 4.15 suivante présente l'état des contraintes de cisaillement :

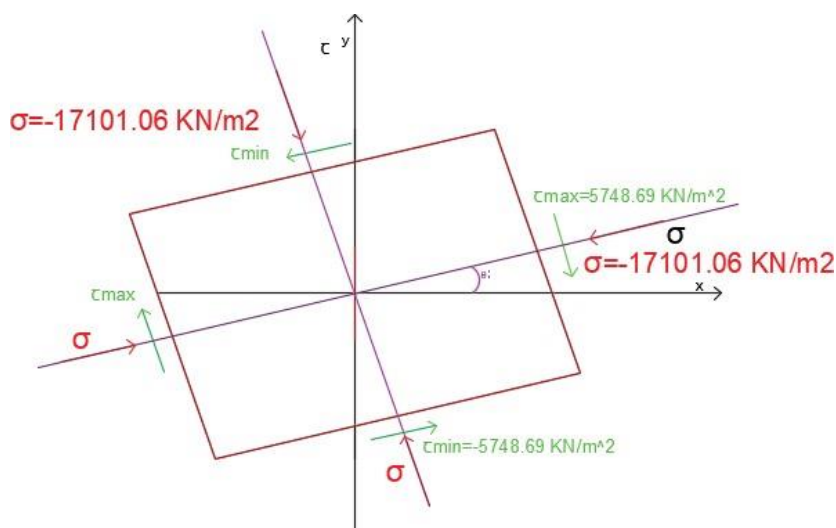


Figure 4.15 : Contrainte de cisaillement.

4.2.2.3. Représentation du Cercle de Mohr

La représentation du cercle de Mohr est donnée en figure 4.16 :

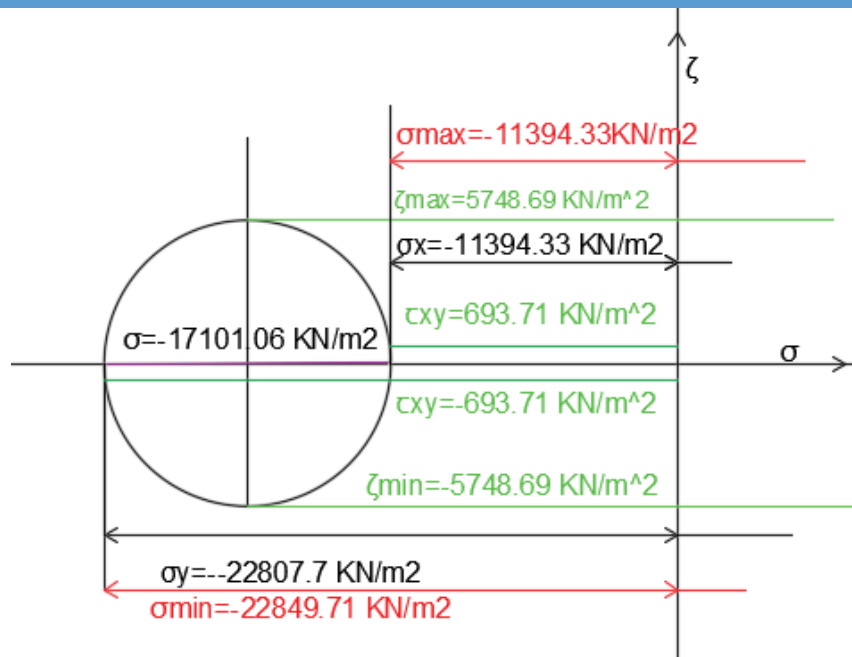


Figure 4.16: Cercle de mohr pour la compression de l'aire de stationnement.

4.2.2.4. Calcul des contraintes principales (traction)

L'élément le plus sollicité à la traction 947 est extrait à partir des résultats de la modélisation du réservoir sous SAP2000©, tel qu'illustré dans le tableau 4.10 La représentation de l'état de contrainte normales et tangentielle dans cet élément est donné en figure 4.17:

Tableau 4.10: Extrait des résultats de contraintes de traction.

	σ_x [KN/m ²]	σ_y [KN/m ²]	τ_{xy} [KN/m ²]	σ_{max} [KN/m ²]	σ_{min} [KN/m ²]	Angle θ_p°
Traction	3551.85	7847.86	-130.32	7851.81	3547.9	-88.264

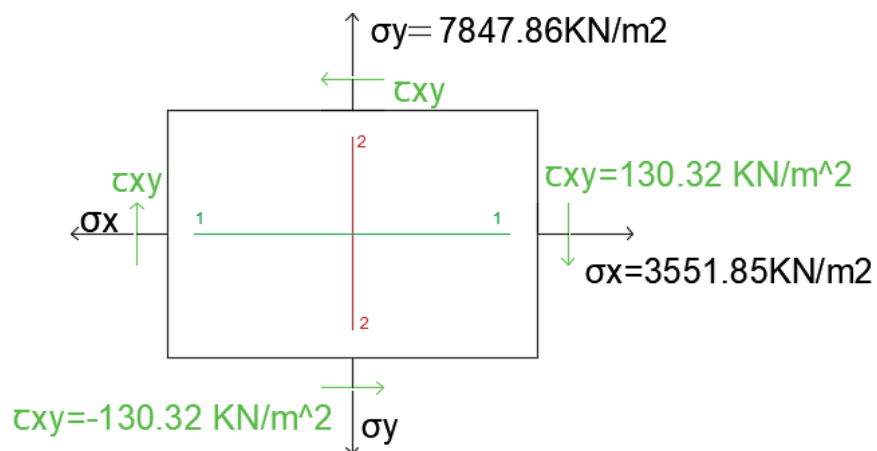


Figure 4.17: Etats de contraintes de l'élément 947 sous ELU C11.

Le calcul des contraintes principales est effectué conformément aux relations (4.1) et (4.3). Les résultats sont présentés dans le tableau 4.11.

Tableau 4.11 : Résultats de calcul des contraintes principales.

Paramètre	Valeurs	Unités
σ_x	3551,85	[KN/m ²]
σ_y	7847,86	[KN/m ²]
τ_{xy}	-130,32	[KN/m ²]
θ_{θ_0}	-1,736	Degrés
σ_{\min}	3556,19	[KN/m ²]
σ_{\max}	7847,91	[KN/m ²]

- **Etape de vérification**

Vérification des contenants σ donne par l'équation (4.1) pour distinguer l'orientation des contraintes principale

$$\sigma_{\theta} = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right) - \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) * \cos(2\theta_p) + \tau_{xy} * \sin(2\theta_p) = 7840.06 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

La figure 4.18 ci-après présente l'état contraintes principales

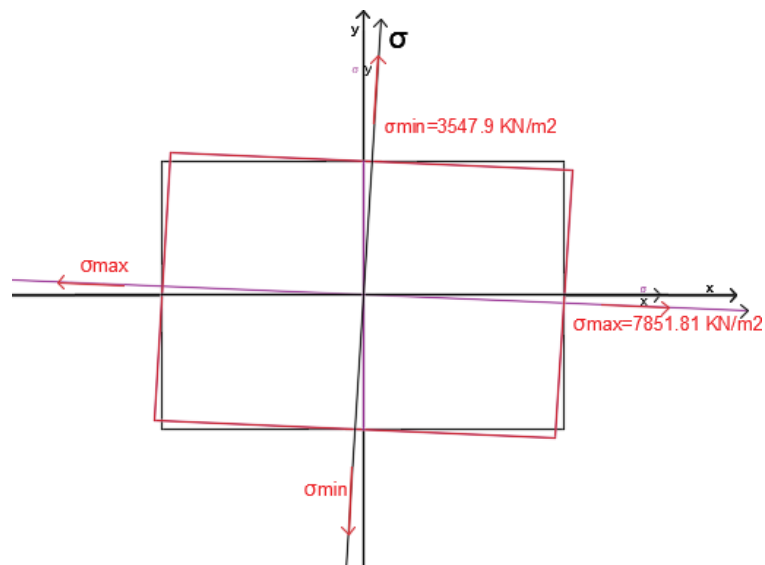


Figure 4.18 : Etat de contraintes principales dans un plan incliné d'un angle α .

4.2.2.5. Calcul des contraintes de cisaillement

Le calcul des contraintes de cisaillement est effectué conformément aux relations (4.2), (4.4) et (4.5). Les résultats sont présentés dans le tableau 4.12.

Tableau 4.12 : Résultats de calcul contraintes de cisaillement

Paramètre	Valeurs	Unités
σ_x	3551,85	[KN/m ²]
σ_y	7847,86	[KN/m ²]
τ_{xy}	-130,32	[KN/m ²]
θ_0'	43.26	Degrés
τ_{min}	-2144,01	[KN/m ²]
τ_{max}	2144,01	[KN/m ²]
σ	5699.86	[KN/m ²]

- **Etape de vérification**

Vérification des contenants σ donne par l'équation (4.2) pour distinguer l'orientation des contraintes de cisaillement

$$\zeta_{\theta} = \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right) * (\sin(2\theta_0')) + \tau_{xy} * \cos(2\theta_0') = -2153.77 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

La figure 4.19 suivante présente l'état des contraintes de cisaillement

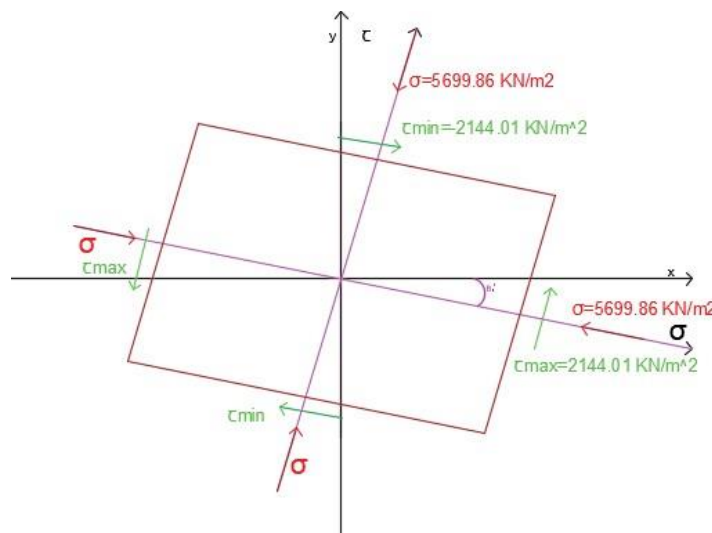


Figure 4.19 : Etat de contraintes de cisaillement

4.2.2.6. Représentation du Cercle de Mohr

La représentation du cercle de Mohr est donnée en figure 4.20

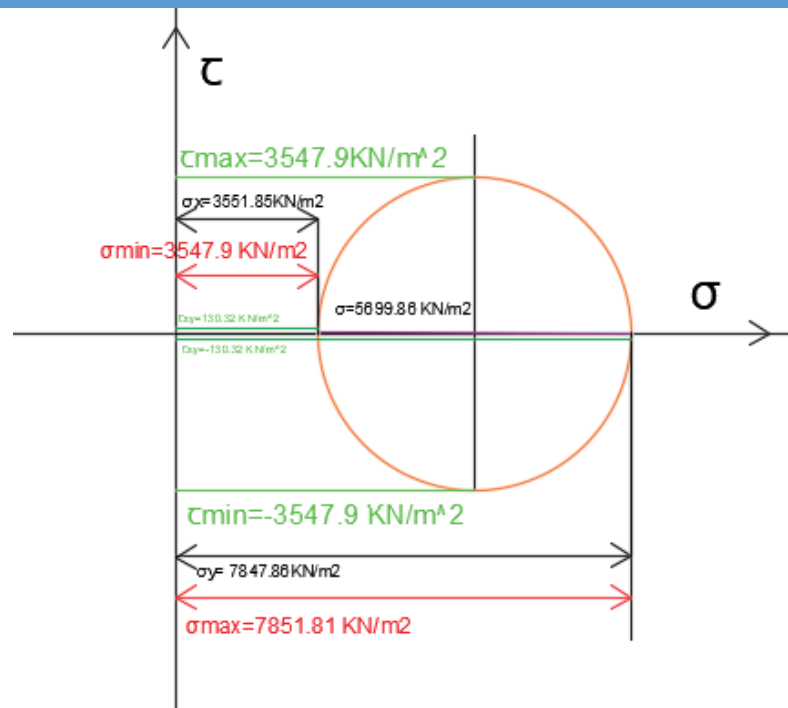


Figure 4.20: Cercle de Mohr pour la traction de l'aire de stationnement.

4.3. Analyse des résultats et comparaison

On constate que les contraintes obtenues dans le cas de l'aire de stationnement sont supérieures à celle obtenues dans l'analyse du court de tennis. Les contraintes obtenues dans le court de tennis sont inférieure par rapport aux contraintes admissible.

Les contraintes obtenues dans l'aire de stationnement sont supérieures par rapport aux contraintes admissible sous l'effet de ce chargement extérieur exceptionnel, notre structure présente de forte probabilité de défaillance au niveau de l'encastrement paroi-radier pose au sol.

La contrainte de compression maximum observée au niveau de l'encastrement paroi-radier peut induire soit l'écrasement de la paroi sur le radier au l'on pourrait aussi avoir le phénomène de poinçonnement du radier. Quant à la contrainte maximum de traction dans la fibre supérieure du radier, celle-ci aura pour conséquence l'apparition de fissure sur la plaque radier pouvant entraîner la perte de la fonction d'étanchéité du réservoir.

4.3.1. Le cercle de Mohr et les contraintes de compression et traction générale

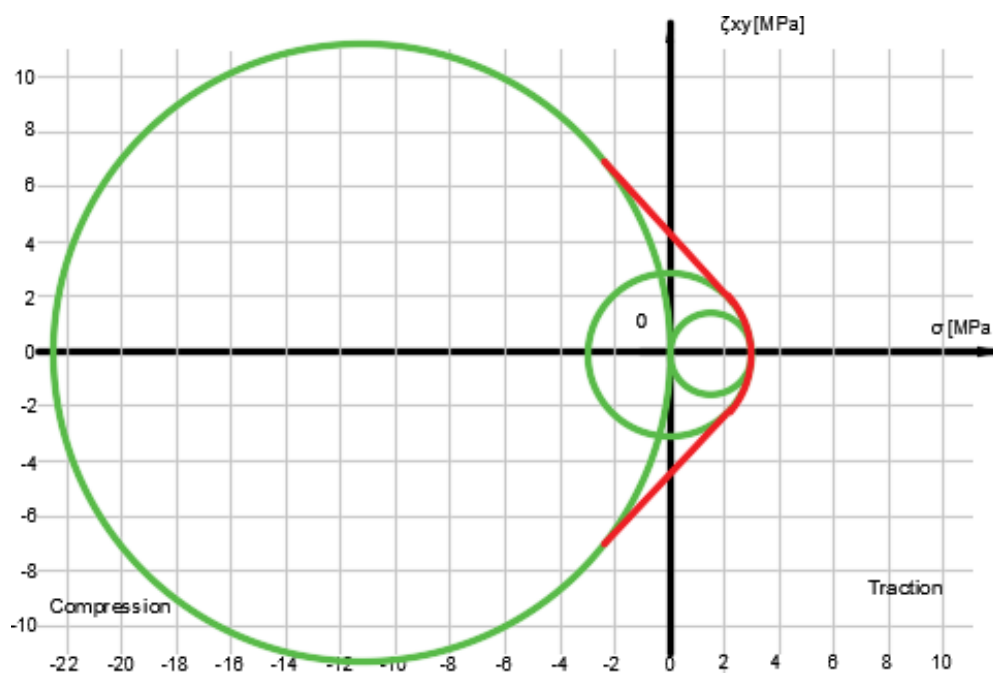


Figure 4.21 : Cercle de Mohr des contraintes admissibles.

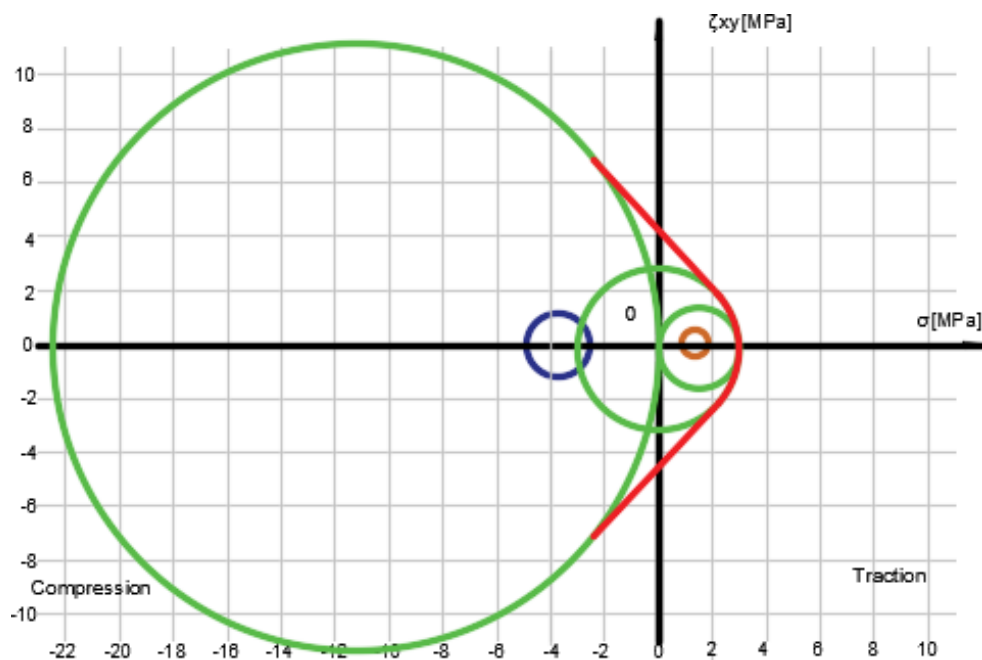


Figure 4.22 : Cercle de Mohr des contraintes de traction et de compression du train de tennis.

Et pour cela on constate que les contraintes obtenues pour le cas du court de tennis sont inférieures aux contraintes admissibles

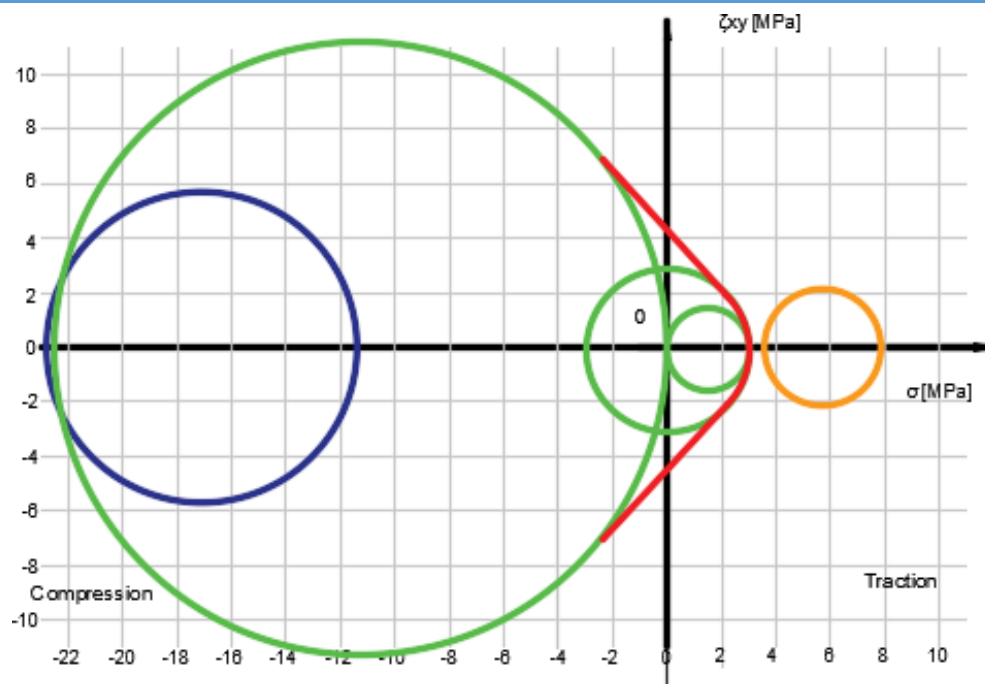


Figure 4.23 : Cercle de Mohr des contraintes de traction et de compression de l'aire de stationnement.

Dans ce cas on constate que les contraintes obtenues dans le cas d'une aire de stationnement en compression sont légèrement supérieures aux contraintes admissibles de compression. Par contre les contraintes de traction sont très élevées par rapport aux contraintes admissibles de traction.

Légende

- contrainte a la traction
- contrainte admissible
- contrainte a la compression

4.3.2. Solution préconisée

Nous avons fait varier Q de telle manière à faire rentrer les cercles de Mohr dans les cercles de contrainte admissibles et on a calculé la surcharge équivalente pour un véhicule léger.

La dalle devra supporter comme surcharges d'exploitation le poids des véhicules et est représenté par une surcharge d'exploitation d'un véhicule de 12 tonnes agissant sur la dalle.

Le véhicule léger comportant 06 essieux à roues simples. L'empâtement d'un pneu est pris égal à un carré de 30*30 cm² de surface.

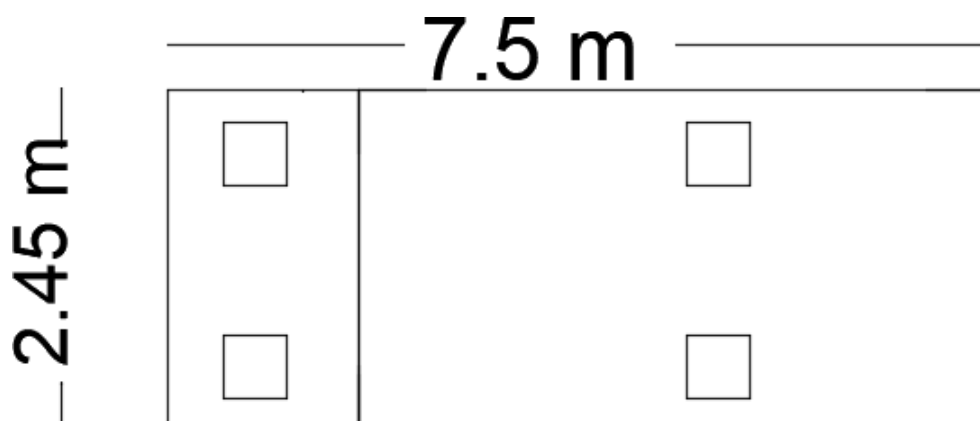


Figure 4.22: Surface d'impact d'un camion de 12 tonnes.

La surcharge uniforme est donnée par le tableau 4.13 :

Tableau 4.13: Surcharge uniforme.

Système de charges (voiture 3.5 t)	valeur	unités
Largeur de répartition du convoi	7.8	m
Longueur de répartition du convoi	2.75	m
Surface de répartition =	21.45	m ²
Charge sur la surface de répartition	12	t
Surcharge d'exploitation sur la chaussée Q =	0.6	t/m ²

Et pour cela on prend la surcharge $Q = 630$ [Kg/m²]

Tableau 4.14 : Résultats des contraintes normales principales (maximales et minimales)

	σ_x [KN/m ²]	σ_y [KN/m ²]	τ_{xy} [KN/m ²]	σ_{max} [KN/m ²]	σ_{min} [KN/m ²]	angle θ_{00} [degre]
Compression	-2977,64	-6871,2	-94,11	-2975,36	-6873,48	-1,384
Traction	748,25	2902,09	3,14	2902,09	748,24	89,916

Nous présentons les distributions des contraintes principales de compression et de traction sous la combinaison ELUC1 1 pour la charges $Q = 630$ [Kg/m²].

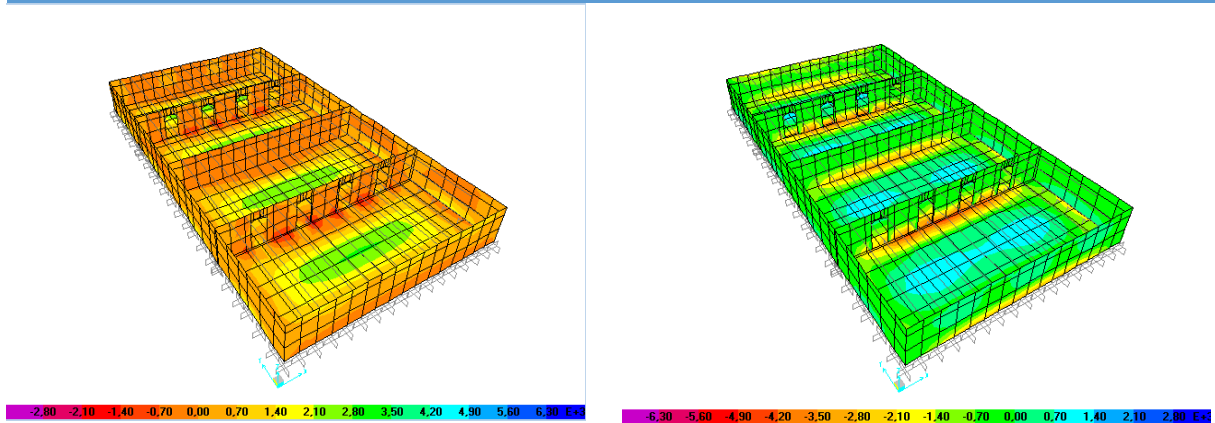


Figure 4.23: Distribution des contraintes principales compression et de traction σ_{\min} σ_{\max} sous ELU C11.

4.3.3. Le cercle de Mohr des contraintes de compression et traction conseiller pour le cas d'étude

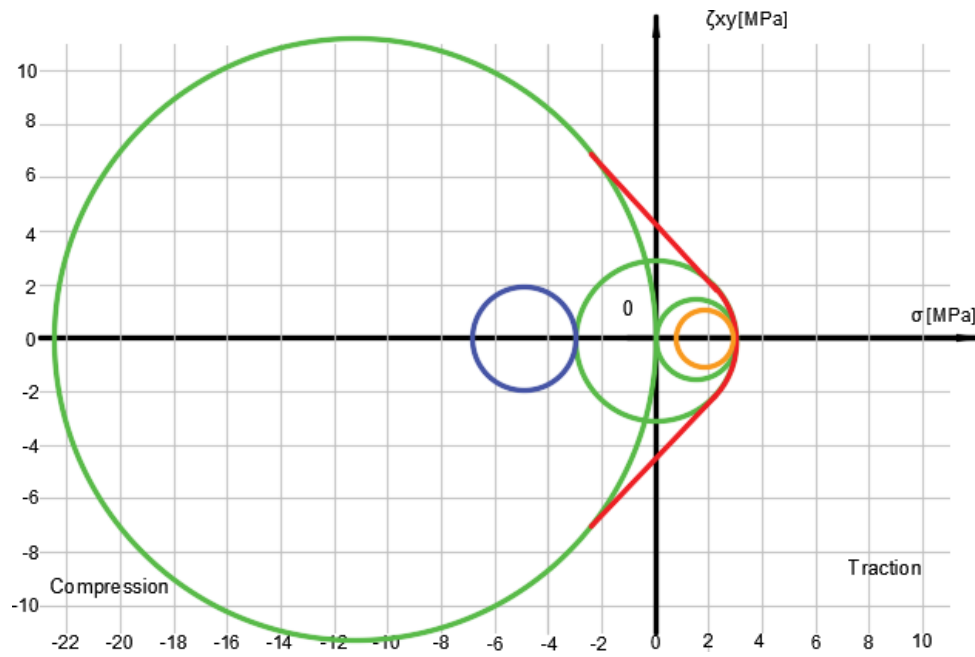


Figure 4.24 : Cercle de Mohr des contraintes de traction et de compression conseiller pour le cas d'étude.

Enfin, pour l'aire de stationnement, la charge induite par le véhicule ne doit pas dépasser 630 [Kg/m²], pour que les contraintes restent inférieures aux contraintes admissibles

Conclusion

Il est à noter que les résultats contraints obtenus par le logiciel SAP2000© sont identiques à ceux donnés par des relations de la résistance des matériaux ainsi que la représentation des cercles de Mohr.

Ces résultats ont montré que :

- Les contraintes obtenues dans le cas d'une aire de stationnement sont supérieures à celles obtenues pour le cas du court de tennis ;
- Les contraintes obtenues pour le cas du court de tennis sont inférieures aux contraintes admissibles ;
- Les contraintes obtenues dans le cas d'une aire de stationnement en compression sont légèrement supérieures aux contraintes admissibles de compression. Par contre les contraintes de traction sont très élevées par rapport aux contraintes admissibles de traction.
- Enfin, pour l'aire de stationnement, la charge induite par le véhicule ne doit pas dépasser $630 \text{ [Kg/m}^2\text{]}$, pour que les contraintes restent inférieures aux contraintes admissibles pour éviter les phénomènes de défaillance suivant :(l'écrasement, poinçonnement, fissuration).

*Conclusion
générale*

La modélisation du réservoir en maçonnerie de la ville de Larbğa Nat Yiraten (Ex Fort National) a été effectuée avec le logiciel SAP2000©. Deux cas d'études sont considérés. Dans le premier cas, la dalle du réservoir est conçue pour un court de tennis et dans le deuxième cas, la dalle est transformée en aire de stationnement. Les résultats des états de contraintes du court de tennis ont montré que les contraintes maximales et minimales de compression et de cisaillement sont obtenues par la combinaison (ELU C12) et les contraintes maximales et minimales de traction et de cisaillement sont obtenues par la combinaison (ELU C11). Pour le cas de l'aire de stationnement, les résultats ont montré que les contraintes maximales et minimales de compression, de traction et de cisaillement sont obtenues par la combinaison (ELU C11). La comparaison des résultats pour les deux cas d'étude a montré que la transformation du court de tennis en aire de stationnement a entraîné une augmentation des contraintes qui varient entre 322.88 % et 362.77 %.

Il est à noter que les résultats contraints obtenus par le logiciel SAP2000© sont identiques à ceux donnés par des relations de la résistance des matériaux ainsi que la représentation des cercles de Mohr.

Ces résultats ont montré que :

- Les contraintes obtenues dans le cas d'une aire de stationnement sont supérieures à celles obtenues pour le cas du court de tennis ;
- Les contraintes obtenues pour le cas du court de tennis sont inférieures aux contraintes admissibles ;
- Les contraintes obtenues dans le cas d'une aire de stationnement en compression sont légèrement supérieures aux contraintes admissibles de compression. Par contre les contraintes de traction sont très élevées par rapport aux contraintes admissibles de traction.
- Enfin, pour l'aire de stationnement, la charge induite par le véhicule ne doit pas dépasser 630 [Kg/m²], pour que les contraintes restent inférieures aux contraintes admissibles.

*Références
bibliographiques*

Ouvrages

1. **BSEN 12504-4 :2004**, Testing concrete – part 4 : Determination of ultrasonic pulse velocity.
2. **DTR B C 2.2**, Charges permanente et surcharges d'exploitation.
3. **DTR, C2 – 4.7** Règles de neige et vent, 1999.
4. **FASCICULE 74**, Texte officiel, Construction des réservoirs en béton - cahier des clauses techniques générales, Ministère de l'équipement des transports et du logement, Paris, mars 1998.
5. **HAMMOUM. H., BOUZELHA. K, L HOUAMDI. L, MOUKAH. K**, Rehabilitation of a historical heritage: The case study of the oldest drinking water tank of Fort National (Algeria), Urban Planning & Architectural Design for Sustainable Development (UPADSD), University of Florence, Italy., 2023.
6. **KAROGLOU M., BAKOLAS A.**, Estimation of compressive strength of various stones based on non-destructive techniques. *Materials and structures*, 56:85, 2023.
7. **RPA, Règles parasismiques algériennes version 2003**, ministère de l'habitat document technique règlementaire DTR B C 2 48.
8. **WILLIAN A. NASH**, Résistance des matériaux 2 - Cours et Problèmes, SRIE SCHAUM, Edition française, 1984

Webographie

1. https://fr.wikipedia.org/wiki/Terre_battue
2. <https://www.acoustique-materiaux.net/m-279-masse-volumique.html>

Annexes

L'annexe 1 est consacrée pour les résultats de vitesse et valeur de la résistance donnée par le l'ultrason et le scléromètre.

1.1 Résultats des vitesses données par l'ultrason

Tableau1.1 : Essai ultrason sur la pierre 1 du contrefort 2.

Les mesures de vitesse [cm/ms]	0	50,8	74,9	155,4
Distance [cm]	0	10	20	30

Tableau1.2 : Essai ultrason sur la pierre 2 du contrefort 2.

Les mesures de vitesse[cm/ms]	0	101,3	165,8
Distance [cm]	0	20	30

Tableau1.3 : Essai ultrason sur la pierre 1 du panneau 1.

Les mesures de vitesse[cm/ms]	0	59,1	125,8	193,1	238,9
Distance [cm]	0	10	20	30	40

Tableau1.4 : Essai ultrason sur la pierre 1 du panneau 2.

Les mesures de vitesse[cm/ms]	0	73,9	180,1
Distance [cm]	0	15,5	31

Tableau1.5 : Essai ultrason sur la pierre 1 du panneau 3.

Les mesures de vitesse[cm/ms]	0	83,1	147,4
Distance [cm]	0	12	24

1.2. Valeur de la résistance donnée par le scléromètre

Tableau1.6 : Mesures du scléromètre pour le contrefort 2 point 1.

Numéro des essai	Valeur de la résistance SHR [MPa]
1	26,5
2	27,5
3	28
4	28
5	28
6	28
7	28,5
8	29
9	29
10	30
11	30,5
12	32
13	32
14	33
15	33,5
16	35
17	36
18	37
19	37
20	38
21	38
22	39,5
23	40
24	42
25	44
26	45,5
27	58

Tableau1.7 : Mesures du scléromètre pour le panneau 1 point 1.

Numéro des essai	Valeur de la résistance SHR [MPa]
1	24
2	28
3	29
4	30
5	30
6	30
7	30
8	32
9	32
10	33
11	33
12	33
13	33,5
14	34
15	36
16	36,5
17	37

ANNEXE 1

18	38
19	39
20	40
21	41
22	41
23	42
24	42
25	42
26	43
27	44

Tableau1.8 : Mesures du scléromètre pour le panneau 2 point 1.

Numéro des essai	Valeur de la résistance SHR [MPA]
1	30
2	30
3	32
4	34
5	35
6	36,5
7	37
8	39,5
9	40
10	40
11	40
12	40,5
13	40,5
14	41
15	42
16	43
17	43
18	43
19	44
20	44,5
21	46
22	46,5
23	47
24	49
25	50
26	51
27	60

Tableau1.9 : Mesures du scléromètre pour le panneau 3 point 1.

Numéro des essai	Valeur de la résistance SHR [MPA]
1	30
2	30
3	30
4	31
5	32
6	33
7	34
8	34
9	35
10	35
11	35
12	36
13	37
14	38
15	38
16	38
17	39
18	39
19	39
20	40
21	42
22	42
23	43
24	43
25	44
26	44
27	46