



République algérienne démocratique et populaire



*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mohamed El-Bachir El-Ibrahim –Bordj Bou Arreridj -*

*Faculté des Sciences et de la Technologie
Département Génie Civil*

Mémoire de fin d'études
PRESENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER

*-Filière : Génie Civil
-Option : Structures*

THÈME :

**Etude d'une mosquée en béton armé avec une coupole et
Minaret en charpente métallique**

Préparé par :

*-Remili Halima
-Benmehenni Imene*

Encadreur :

-Dr. Abdemeziane Nabil

Le membres du jury composé de :

Président : Dr Hadhaka Fatma Zohra

Examineurs : DrLogzit Nacer

Dr Mazoz Aida

Année Universitaire : 2025/2026

Dédicace

Louange à Dieu, avant tout. Je dédie cet ouvrage à mes chers parents, dont les prières et le soutien indéfectible ont été une source constante de force tout au long de mon parcours ; à mes frères et sœurs, qui ont été une source de chaleur et d'encouragement ; et à mes professeurs, qui m'ont enseigné que la connaissance est une mission et un engagement.

J'espère que cet effort est entièrement dédié à la gloire de Dieu et qu'il sera bénéfique à ceux qui viendront après moi.

Halima

Louange à Allah, nous Le louons et Le glorifions ; nous ne devons nos souhaits qu'à Sa générosité, et nous ne restons fermes sur le long chemin que par Son secours, et celui dont Allah est le suffit ne sera pas déçu.

Je demande à Allah que ce savoir nous profite et qu'il en profite aux autres.

Imene

Résumé

Ce mémoire porte sur l'étude et la conception d'une mosquée en béton armé, composée de deux étages et d'un sou-sole. Cet édifice se distingue par son dôme et son minaret, tous deux en métal, lui conférant un caractère architectural et structurel unique.

La conception des éléments structuraux (dalles, poutres, poteaux, fondations et semelles) a été réalisée conformément aux normes en vigueur. Une attention particulière a été portée à l'étude du minaret et du dôme métalliques afin de vérifier leur résistance, leur stabilité et leur compatibilité avec la structure principale. De plus, l'impact sismique a été évalué selon les principes de conception parasismique RPA2024. Les résultats obtenus démontrent que la structure satisfait aux exigences de sécurité et de stabilité stipulées par la réglementation algérienne.

Mots clé : étude des mosquée, béton armé, coupole métallique, minaret métallique.

ملخص

تركز هذه الأطروحة على دراسة وتصميم مسجد من الخرسانة المسلحة، يتألف من طابقين وقبو. يتميز هذا المبنى بقبته ومئذنته المصنوعتين من المعدن، مما يمنحه طابعًا معماريًا وهيكلًا فريدًا. تم تصميم العناصر الإنشائية (البلاطات، والجسور، والأعمدة، والأساسات، والقواعد) وفقًا للمعايير المعتمدة. وقد أولي اهتمام خاص لدراسة المئذنة والقبة المعدنيتين للتحقق من متانتهم وثباتهما وتوافقهما مع الهيكل الرئيسي. علاوة على ذلك، تم تقييم الأثر وتظهر النتائج أن المبنى يفي بمتطلبات السلامة والثبات RPA2024 الزلزالي وفقًا لمبادئ التصميم الزلزالي المنصوص عليها في اللوائح الجزائرية.

الكلمات المفتاحية: تصميم المساجد، الخرسانة المسلحة، القباب المعدنية، المآذن المعدنية.

Summary

This thesis focuses on the study and design of a reinforced concrete mosque, consisting of two floors and a basement. The building is distinguished by its metal dome and minaret, giving it a unique architectural and structural character. The structural elements (slabs, beams, columns, foundations, and footings) were designed according to established standards. Particular attention was paid to studying the metal minaret and dome to verify their durability, stability, and compatibility with the main structure. Furthermore, the seismic impact was assessed according to the RPA2024 seismic design principles. The results demonstrate that the building meets the safety and stability requirements stipulated in Algerian regulations.

Key words: mosque design, reinforced concrete, metal domes, metal minarets.

Table des matières :

List des figures :	9
LISTE DES TABLEAUX :	12
LISTE DES ABRÉVIATIONS	15
Introduction générale :	18
Chapitre 01 :	19
Introduction historique et architecture sur les mosquées.....	19
1.1. Introduction	19
1.2. Evaluation historique des mosquées.....	19
1.3. Élément d'architecture islamique	22
1.4. Classement des mosquées :	25
Conclusion :	25
Chapitre 02 : présentation de projet.....	27
2.1. Introduction	26
2.2. Présentation des projet	26
2.2.1. Caractéristique géométrique.....	27
2.2.2. Ossatures :	30
2.2.3. Planchers :	30
2.2.4. Maçonnerie	28
2.2.5. Revêtements :	30
2.2.6. Infrastructure :	30
2.3. Matériaux Principaux	28
2.4. Règlements et normes utilisés :	39
Conclusion :	37
Chapitre 03 :	40
Prédimensionnement et descente des charge.....	40
3.1. Prédimensionnement des poutres :	41
A. Poutre principal:.....	41
B. Pouter secondaries:	42
3.2. Les planchers :	42
3.3. Prédimensionnement des poteaux :	48
3.3.1. Les étapes de calcul :	48
3.3.2. Calcul de la surface reprise par poteau le plus défavorable :	50
3.3.3. Evaluation de l'effort normal ultime Nu de la compression :	50
3.3.4. Calcul de la section du poteau :	52
3.3.5. Vérification nécessaire :	53

3.4. Les voiles :.....	53
Conclusion :	53
Chapitre 04 : Etude des éléments non structuraux.....	55
4.1. Les escaliers :	
4.1.1 Prédimensionnement des escaliers:.....	56
4.1.2. Evaluation des charges des escaliers:.....	58
4.1.3. Combinaisons des charges d'escalier:.....	59
4.1.4. Calculus des ferrailages:	59
4.1.5. Verification:	61
4.2. L'acrotère :.....	62
4.3. Les balcons :.....	67
4.4. Calculus des poutrelles:	70
Conclusion :.....	84
Chapitre 05 : étude de coupole	86
5.1 Introduction :	87
5.2. Définition :	87
Type de coupole utilisée :.....	88
5.3. Evaluation des charges :	88
5.3.1. Charge permanent (G) :	88
5.3.2. Charge d'exploitation :	89
5.3.3. Charge climatique :	89
5.4. Calcule des sollicitations :	92
5.4.1. Combinaison d'actions :	93
5.4.2. Décomposition des charges :	93
5.5. Vérifications des résistances :	93
5.5.1. Vérification à l'ELS :.....	93
5.6. Vérification à la sécurité :	94
5.7. Vérification de la ceinture :	97
5.8. Pré dimensionnement des poteaux court :	98
5.8.1. Calcul des charges:	98
5.8.2. Détermination de l'effort N par la descente de charges :	98
5.9. Poutre courbe :.....	99
5.10. Dalle plein de coupole :.....	100
Conclusion :	100
Chapitre 06 : l'étude sismique.....	101
6.1. Introduction :	102
6.2. Critères de classification :	102
6.2.1. Classification des zones sismiques :	102
6.2.2. Classification des sites :.....	103

6.2.3.	Actions sismiques (coefficient d'accélération) :.....	103
6.2.4.	Classification des bâtiments selon leur importance :.....	104
6.2.5.	Coefficient de comportement global de la structure R :.....	104
6.2.6.	Classification des bâtiments selon leur configuration :.....	105
6.2.7.	Facteur de qualité :	105
6.3.	Choix de la méthode de calcul :.....	106
6.3.1.	Condition d'application de la méthode statique équivalente :.....	106
6.3.2.	Méthode d'analyse modale spectrale :.....	107
6.3.4.	Calcul de la force sismique totale V :.....	109
6.3.4.1.	Coefficients de correction λ :.....	109
6.3.4.2.	Spectre de réponse :.....	109
6.3.4.3.	Poids sismique total du bâtiment W :.....	110
6.3.4.4.	Résultats de calcul de la force sismique V :.....	110
6.4	Justification de sécurité :	111
6.4.1	Composante verticale de l'action sismique :	111
6.4.2.	Justifications vis-à-vis de résistance :.....	111
6.4.3.	Justification vis-à-vis de la ductilité :	112
6.4.4.	Vérification de l'effort tranchant à la base :	112
6.4.5.	Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble (renversement) :.....	112
6.4.6.	Justification vis-à-vis de la résistance des planchers :.....	114
6.4.7.	Justification de la stabilité des fondations :.....	114
6.4.8.	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :.....	115
6.4.9.	Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages :.....	116
	Conclusion :.....	117
	Chapitre 7 : Calcul des éléments structurels.....	118
7.1.	Introduction :	118
7.2.	ferraillage des poutre	119
7.2.1.	Recommandation selon RPA version 2024 :.....	119
7.2.3.	Les résultats des sollicitations :	120
7.2.4.	Exemple de calcul du ferraillage d'une poutre :	121
7.2.5.	Tableau de ferraillage des poutres :.....	126
7.2.6.	Tableau des vérifications :.....	127
	Exemple de schéma de ferraillage :.....	128
7.3.	Ferraillage des poteaux :.....	128
7.3.1.	Recommandations pour les poteaux selon le RPA 2024 :.....	128
7.3.2.	Les résultats des sollicitations :	130
7.3.3	Vérification spécifiques selon RPA 2024 :.....	130
	Exemple de calcule Ferraillage des poteaux :	131
7.3.4.	Tableau de ferraillage des poteaux :.....	134

7.4. Conclusion :	135
Chapitre 8 : Calcul des infrastructures.	136
8.1. Les voiles périphériques :	137
8.1.1. Recommandations sur RPA2024 :	137
8.1.2. Donnée de calcul :	137
8.1.3. Calcul des charges :	137
8.1.4. Calcul du ferrailage :	138
8.2. Calcul des fondations :	139
8.2.3. Prédimensionnement des semelles	142
8.2.4. Calcul du ferrailage :	145
Conclusion :	149
Chapitre 09 : étude de minaret.	150
9.1. Introduction :	151
9.2. Présentation de projet :	151
9.3. Calcul des charges :	152
9.3.1. Etude au vent:	152
9.4. Détermination des sollicitations :	157
9.5. Vérification portique :	159
9.6. Étude de fondation :	162
Conclusion :	166
Bibliographie :	168
Annexe :	169

List des figures :

Figure 1.1: Grande Mosquée des Omeyyades	
Figure 1.2 : mosquée ibn Toulon	
Figure1.3 : Mosquée al-Azhar	
Figure1.4 : mosquée Al-kabir d'Aljoun	
Figure1.5 : la Mosquée Bleue	
Figure1.6 : La mosquée Faisal	
Figure2.1 : image 3D illustrative du plan architectural de la mosquée	
Figure 2.2 : coupe transversale	
Figure 2.3 : Diagrammes déformations –contraintes de béton.	
Figure2.4 : Diagramme contrainte déformation d'acier.	
Figure2.5 : Diagramme contrainte déformation conventionnel de l'acier	
Figure 3.1 : présentation des poutres	
Figure 3.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	
Figure 3.3: Coupe transversale (section en T)	
Figure 3.4: Présentation des poteaux les plus sollicités (B3 et E3)	
Figure 3.5: schéma des voiles	
Figure4.1 : présentation de Les escaliers	
Figure 4.2 : Volée	
Figure 4.3: Schémas de ferrailage des escaliers	
Figure 4.4: Acrotère	
Figure4.5 : Schémas de ferrailage de l'acrotère	
Figure 4.6 : sollicitation exercée sur le balcon.	
Figure 4.7: schéma de ferrailage des balcons	
Figure 4.8: schéma de ferrailage	
Figure 5.1 : Exemple Visual de la coupole	
Figure 5.2 : classification des coupoles selon la forme de la méridienne	
Figure 5.3 : schéma de la coupole	

Figure 5.4 : coefficient de forme, toiture cylindrique	
Figure 5.5 : divisio des toitures en forme de calotte sphérique.	
Figure 5.6: coefficient C_{pe} pour toiture en dôme à base circulaire	
Figure 5.7 : Schéma de calcule	
Figure5.8 : schéma représentative de poteaux	
Figure5.9 : schéma de la dalle plein.	
Figure6.1 : classification des zones sismicité et coefficient d'accélération de zone	
Figure6.2 : tableau du coefficient de comportement R sur RPA2024 (p67)	
Figure6.3 : tableau de valeurs des pondérations	
Figure 6.4: condition d'application de la méthode statique équivalente sur RPA2024 (p 74)	
Figure 6.5 : Schéma de l'équilibre global de l'ouvrage sous l'effet des forces sismiques	
Figure 6.6 : Effet P- Δ	
Figure 7.1 : résultat de moment à l'État limite ultime ELU sur logiciel robot	
Figure 7.2: resultant de moment à d'états limit accidental ELA sur logical robot	
Figure 7.3 : Ferrailage de poutre principale et poutre secondaire sur appuis	
Figure 7.4 : schéma de ferrailage de poteau circulaire	
Figure 7.5 : schéma de ferrailage de poteau care	
Figure 8.1: Exemple de Cartographie des moments à l'ELU	
Figure 8.2 : Schéma de la semelle isolée	
Figure 8.3: Représentation des semelles isolées sous poteaux carrée	
Figure 8.4: Ferrailage de semelles isolées sous poteaux care	
Figure 8.5 : Représentation des semelles isolées sous poteaux circulaire	
Figure 8.6: Ferrailage de semelles isolées sous poteaux circulaire	
Figure 9.1 : schéma représentative du minaret	
Figure 9.2 : hauteur de référence et profil correspondant de la pression dynamique	
Figure 9.3 : légende pour les parois verticales.	
Figure :9.4 : schéma référence de la coupe de la hauteur de minaret	
Figure 9.5 : Répartition des pressions du vent coupe C-C	
Figure 9.6 : Répartition des pressions du vent coupe A-A	
Figure 9.7 : Répartition des pressions du vent coupe B-B	

Figure9.8 : distribution de charge permanent et d'exploitation	
Figure 9.9 : distribution des charges de vent	
Figure : 9.10 : vérification des poteaux selon robot	
Figure : 9.11 : vérification des poutres selon robot	
Figure : 9.12 : vérification des contreventements selon robot	
Figure 9.13 : dimensionnements d'escalier.	
Figure9.14 : Distribution des contraintes selon ROBOT	
Figure 9.15 : Représentation du dimensionnement de semelle	
Figure 9.16 : Représentation de l'assemblage pied poteau articulé.	
Figure 9.17 : détails sur l'assemblage pied de poteau articulé.	
Figure1 : P ALAN RDC	
Figure 2 : PLAN MEZANNINE	
Figure 3 : PLAN ENTRE SOL	
Figure 4 : FACADE PRINCIPALE OUEST ET FACADE EST	
Figure 5 : FACADE NORD ET SUD	
Figure 6 : COUPE 3D	
Figure 7 : VUE 3D	
Figure 8 : LES COUPE	
Figure 9 : La modélisation par ROBO	
Figure 10 : Coupole en charpente métallique	
Figure 13 : modalisation 3D de l'intérieur de la mosquée	

LISTE DES TABLEAUX :

Tableaux 1 : Les différents types de minaret

Tableaux 2.1 : La composition de béton armé ordinaire sur 1 m cube

Tableaux 2.2 : Caractéristiques des Modules de déformation et Contraintes de compression

Tableaux 2.3 : Caractéristique des nuances d'acier.

Tableaux 2.4: Caractéristique des contrainte déformation d'acier

Tableaux 3.1 : Dimensionnement de plancher

Tableaux 3.2 : Evaluation de charge d'étage courant.

Tableaux 3.3 : Evaluation de charge de terrasse.

Tableaux 3.4 : Prédimensionnement de la section transversale de nervure.

Tableaux 3.5 : Evaluation de charge du plancher dalle plein.

Tableaux 3.6 : L'effort normal ultime des poteaux

Tableaux 4.1 : Charge totale du palier.

Tableaux 4.2: Charge totale du paillasse.

Tableaux 4.3 : Combinaison des charges d'escalier

Tableaux 4.4 : Evaluation des charges et surcharges

Tableaux 4.5 : Evaluation des charges du balcon

Tableaux 4.6 : Caractéristique des moments isostatique M_0

Tableaux 4.7 : Caractéristique des moments sur appuis à ELU

Tableaux 4.8 : Caractéristique des moments sur appuis à ELS

Tableaux 4.9 : Caractéristique des moments en travée à ELU et ELS

Tableaux 4.10 : Caractéristique des efforts tranchants à ELU et ELS

Tableaux 4.11 : Caractéristique des moments isostatique M_0 de sous sole

Tableaux 4.12 : Caractéristique des moments sur appuis à ELU et ELS de sous sole

Tableaux 4.13 : Caractéristique des moments en travée à ELU et ELS de sous sole

Tableaux 4.14 : Caractéristique des efforts tranchants à ELU et ELS de sous sole

Tableaux 5.1 : Les valeurs des pressions

Tableau 5.2 : Calcule des combinaisons d'actions e_z

Tableau 5.3 : Les efforts normaux due déférentes charges

Tableau 5.4 : Le calcul se fait à flexion simple

Tableau 6.1 : Rescape des critères de classification

Tableaux 6.2 : Valeurs du coefficient C_T

Tableau 6.3 : Résultats obtenus à l'aide du logiciel Robot

Tableau 6.4 : Valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

Tableau 6.5: Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ

Tableau 6.6 : La masse cumulée obtenus à l'aide du logiciel Robot

Tableau 6.7 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente

Tableau 6.8 : Vérification de la résultante des forces $E_x, E_y(KN)$

Tableau 6.9 : Vérification vis-à-vis de renversement, DIRECTION X

Tableau 6.10 : vérification vis-à-vis de renversement, DIRECTION Y

Tableau 6.11 : justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

Tableau 6.12 : Valeurs limites des déplacements inter-étages

Tableau 6.13 : Justification des déplacements inter-étages

Tableau 7.1 : Les résultats des sollicitations (Les combinaisons des charges)

Tableau 7.2 : Caractéristique mécanique des matériaux

Tableau 7.3 : De ferrailage longitudinale des poutres

Tableau 7.4 : De ferrailage transversale des poutres

Tableau 7.5 : Tableau des vérifications

Tableau 7.6 : Sollicitations de calcul maximales des poteaux

Tableau 7.7 : Caractéristique des Sollicitations tangentes

Tableau 7.8 : De ferrailage des poteaux.

Tableau 8.1 : Lecteur μ_x et μ_y

Tableau 8.2: les résultats des moments

Tableau 8.3: ferrailage des voiles périphérique

Tableau 8.4 : Caractéristique de la semelle isolée sous poteau le plus sollicité

Tableau 8.5 : Vérification de la contrainte du sol

Tableau 8.6 : Calcul du ferrailage

Tableau 9.1 : Valeurs du coefficient d'exposition au vent C_e

Tableau 9.2 : Valeurs de la pression dynamique

Tableau 9.3 : Valeurs de pression extérieure selon la zone

Tableau 9.4 : Valeurs de pression du vent

Tableau 9.5 : Caractéristiques des barres

Tableau 9.6 : récapitulatif des moments $M_x(KN/m)$ directions xx

Tableau 9.7 : récapitulatif des moments $M_y(KN/m)$ direction yy

Tableau 9.8 : ferrailage de radier

LISTE DES ABRÉVIATIONS

A : coefficient d'accélération de zone	Mf : moment fléchissant total
Aa : section d'armature en appui	Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde-corps
Al : section d'armature longitudinale	Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
Amin : section minimale d'armature déterminée par les règlements	MI : masse linéaire
Ar : section d'armature de répartition	Mser : moment fléchissant à l'état limite de service
At : section d'armature de travée ou transversale	Mt : moment fléchissant de travée
Au : section d'armature à l'état limite ultime de résistance	Mu : moment fléchissant à l'état limite ultime de résistance
A' : section d'armature comprimée	Mw : moment fléchissant de la gauche
A1 : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée	Mx : moment fléchissant dans le sens x-x
A2 : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée	My : moment fléchissant dans le sens y-y
Br : section réduite du béton	M0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
Cp : facteur de force horizontale	M1 : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
Cs : coefficient de sécurité	M2 : coefficient de Pigeaud
Cr : charge de rupture	M22 : moment suivant le sens 2-2
Crn : charge de rupture minimale nécessaire	M33 : moment suivant le sens 3-3
D : coefficient d'amplification dynamique	N : effort normal
E : module de déformation longitudinale	Ne : effort normal au centre de la section
Eij : module de déformation longitudinale instantanée	Npp : effort normal dû au poids des poutres principales
Eiv : module de déformation longitudinale différée	Nps : effort normal dû au poids des poutres secondaires
G : action permanente	Nser : effort normal à l'état limite de service
H : hauteur	Nu : effort normal à l'état limite ultime de résistance
HA : armature à haute adhérence	P : poids propre ; périmètre
I : moment d'inertie	Pr : poids propre du radier
If : moment d'inertie fictif	Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
J : action permanente avant la mise en place des cloisons	R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
L : longueur	S : surface
Le : longueur en élévation	Sr : surface du radier
Ln : entre-axe des nervures	T : effort tranchant
Lp : longueur en plan	Tx : période fondamentale dans le sens x-x
M : moment fléchissant	Ty : période fondamentale dans le sens y-y
Ma : moment fléchissant en appui	Uc : périmètre du contour
Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console	V : action sismique ; effort horizontal
Md : moment fléchissant de la droite	Vt : effort sismique à la base de la structure
Me : masse du câble ; moment au centre de la section	

W : poids total de la structure
W_p : poids de l'élément considéré
a : longueur ; distance ; dimension
b : largeur
b₀ : largeur de la nervure
b₁ : largeur du poteau
c : enrobage
d : hauteur utile
e : excentricité ; espacement
ea : excentricité additionnelle
f : flèche
f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
f_e : limite élastique de l'acier
f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
g : giron de la marche
h : hauteur
h_c : hauteur du corps creux
h_d : Hauteur de la dalle
h_e : Hauteur libre
h_{moy} : Hauteur moyenne
h_t : Hauteur totale
h' : Hauteur de la zone nodale
h₁ : Hauteur du poteau
i : Rayon de giration
j : Nombre de jours
l : Longueur ; distance
l_f : Longueur de flambement
l_x : Petite dimension du panneau de dalle
l_y : Grande dimension du panneau de dalle
l₀ : Longueur libre
q_b : Charge linéaire due aux marches
q_{eq} : Charge linéaire équivalente
q_l : Charge linéaire
q_{ser} : Charge linéaire à l'état limite de service
q_u : Charge linéaire à l'état limite ultime de résistance
q_P : Charge linéaire appliquée sur le palier

S : Espacement
T : période
x : Abscisse
y : Ordonnée
y₁ : Ordonnée du centre de gravité de la section homogène
α : Angle; coefficient sans dimension
γ : Coefficient partiel de sécurité; rapport des moments
β : Coefficient sans dimension ; coefficient de pondération
ε : Coefficient de réponse
η : Coefficient de fissuration; facteur de correction d'amortissement
θ : Déviation angulaire; coefficient sans dimension; coefficient global dépendant du type de construction
λ : Élanement mécanique d'un élément comprimé; coefficient sans dimension; rapport des dimensions
μ : Moment réduit
ν : Coefficient de Poisson
ρ : Rapport entre deux dimensions
σ : Contrainte dans le béton ou l'acier
τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
ψ : Coefficient de pondération
δ : Coefficient de réduction; espacement des armatures transversales; déplacement
Σ : Opérateur de sommation
φ (ou **φ**) : Diamètre des armatures transversales ou des treillis soudés
σ_{bc} : contrainte de compression du béton
f_{cj} : résistance caractéristique du béton en compression à j jou

A : Section brute d'une pièce

A_w : Section de l'âme

C_t : Coefficient de topographie

C_p : Coefficient de pression

C_d : Coefficient dynamique

longitudinale de l'acier

ou de Rigidité poteaux

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur

résistance au déversement

résistance plastique de la section transversale brute

élément comprimé au flambement

N_{c,Rd} : Valeur de calcul de la résistance de la section

transversale à la compression uniforme

S_k : La charge de la neige sur le sol

élastique

plastique

l_f : Longueur de flambement

z₀ : Paramètre de rugosité

Z_{min} : Hauteur minimale ;

pour le mode de flambement approprié

fonction de la nature et de la durée de la charge

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité

élastique de l'acier

charge de neige

w : v : charge de vent

A_{net} : Section nette d'une pièce

C_r : Coefficient de rugosité

C_e : Coefficient d'exposition

E : Module d'élasticité

K : Coefficient d'encastrement

K_T : Facteur de terrain

M_{b,Rd} : Valeur de calcul de la

N_{pl,Rd} : Valeur de calcul de la

N_{b,Rd} : Valeur de calcul d'un

N_{sd} : Effort normal

S : La charge de la neige

W_{el} : Module de résistance

W_{pl} : Module de résistance

z : Hauteur au-dessus du sol

z_{eq} : Hauteur équivalente ;

χ : Coefficient de réduction

β : Coefficient de pondération

λ : Élancement

ε : Coefficient de réduction

μ : coefficient de forme de la

Introduction générale :

L'origine et la construction des mosquées ont évolué au fil de l'histoire. Cette évolution a permis l'utilisation de divers matériaux de construction afin de répondre aux exigences architecturales, structurelles et économiques. Le béton armé figure parmi les matériaux les plus courants et les plus utilisés en raison de sa durabilité, de sa résistance et de sa facilité de mise en œuvre. Cependant, certaines structures, comme les minarets, requièrent des matériaux plus importants du fait de leur hauteur ou de leurs dimensions. Pour pallier ce problème, on utilise des structures métalliques en raison de leur légèreté, de leur rapidité de construction et de leur capacité à offrir une couverture suffisante.

Compte tenu du statut unique des mosquées en tant qu'édifices, de par leur importance religieuse, sociale et architecturale, leur conception exige une attention particulière. Ceci s'explique par leurs vastes espaces de prière, ainsi que par des éléments distinctifs tels que les dômes et les minarets, qui influencent considérablement l'atmosphère générale du bâtiment.

Ce projet porte sur l'étude d'une mosquée à deux étages avec sous-sol, construite en béton armé et dotée d'un dôme et d'un minaret à structure métallique. L'objectif principal est de comprendre le comportement de la structure et de vérifier sa résistance aux charges verticales et horizontales, au vent et aux séismes, en tenant compte des différentes méthodes de construction utilisées en Algérie. L'étude se déroule par étapes, débutant par la description de la structure et les hypothèses de calcul, et se poursuivant par l'étude des éléments en béton.

Ce travail nous permet ainsi de conjuguer notre expertise aux ressources disponibles sur un projet concret alliant deux styles distincts et une complexité structurelle importante.

Problématique

Le secteur de la construction connaît une transformation radicale, donnant naissance à de nouvelles méthodes de construction. Par exemple, la construction d'une grande mosquée exige des études approfondies. Les structures en acier contribuent à la légèreté de l'édifice et, utilisées pour le minaret et le dôme, elles offrent une stabilité et une capacité portante accrues, tout en réduisant les coûts. La situation géographique est également un facteur crucial, imposant des réglementations spécifiques et nécessitant des études méticuleuses afin de garantir la sécurité, la durabilité et le fonctionnement optimal du bâtiment tout au long de sa durée de vie. Comment concevoir et étudier une mosquée moderne en béton armé, intégrant une structure en acier comme élément contemporain, tout en préservant l'architecture historique des mosquées ?

Chapitre 01 :

**Introduction historique et
architecture sur les
mosquées.**

Résumé :

Ce chapitre retrace l'évolution structurelle des mosquées depuis la période prophétique jusqu'à l'ère moderne, en analysant les innovations techniques (coupoles à contreforts, minarets élancés,) et les typologies fonctionnelles. Les principes éprouvés du patrimoine islamique guideront l'étude d'ingénierie civile pour des mosquées contemporaines préservant identité et performance.

1.1. Introduction :

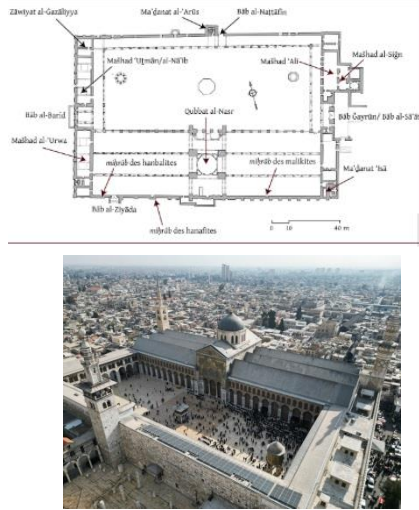
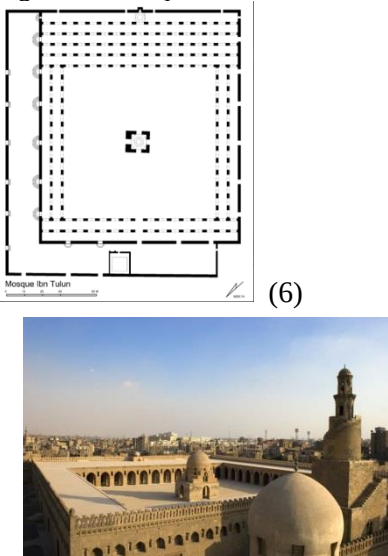
L'historien grec Plutarque rapporte ces mots : « On peut trouver des villes sans remparts, sans rois, sans richesses, sans lettres, sans théâtres, mais on n'a jamais trouvé de ville sans temple où l'homme puisse pratiquer le culte » (1), une affirmation qui trouve de larges échos dans les écrits de l'anthropologie et de la sociologie religieuse.

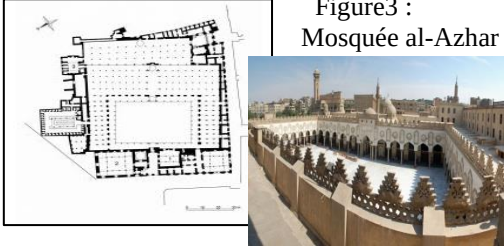
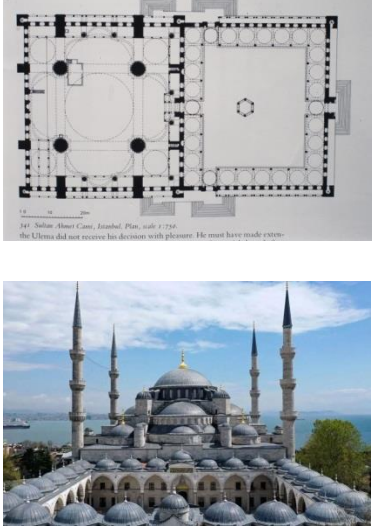
Il n'échappe à aucun musulman que la place de la mosquée dans nos âmes dépasse le simple lieu de culte rituel ; depuis que le Prophète Muhammad ﷺ fonda sa mosquée à Médine après l'Hégire, celle-ci devint le centre de la vie islamique dans toutes ses dimensions, et demeura l'une des premières constructions érigées lors de la fondation de toute ville dans le monde musulman. Avec l'évolution des techniques d'ingénierie et l'expansion du monde islamique, les mosquées acquièrent des caractéristiques propres à chaque époque et chaque lieu, devenant ainsi un témoignage de la diversité et du développement de l'architecture islamique, et un symbole civilisationnel singulier reflétant l'esprit et les valeurs de cette civilisation, même face aux influences extérieures qui ne tardèrent pas à se fondre en elle.

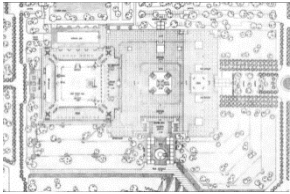
Cependant, la demande croissante de construction de mosquées en Algérie a eu des répercussions sur la qualité de la conception architecturale ; certaines mosquées semblent désormais dépourvues de leur symbolisme originel, leurs annexes ont été négligées ou rattachées de manière maladroite, sans compter les cas où l'orientation correcte de la qibla n'a pas été respectée, ou encore l'harmonie avec l'environnement architectural environnant.

C'est dans cette perspective que ce chapitre retrace l'évolution historique des mosquées et s'arrête sur leurs éléments architecturaux les plus significatifs : le dôme, le minaret et la salle de prière, afin d'établir un cadre de référence qui approfondit la compréhension de la symbolique de ces éléments et répond aux exigences du contexte algérien.

1.2. Evolution historique des mosquées :

Période	Description	Image et plan de la mosquée
La période prophétique	La mosquée de Cuba, première construite par le Prophète à Médine en 622 apr. J.-C., fut édifée en pierres simples à la périphérie de la ville. La mosquée prophétique, également à Médine la même année, présentait initialement un mur en briques crues séchées au soleil, des colonnes en troncs de palmiers soutenant des poutres, un treillis en osier et un toit de feuilles de palmier. Les agrandissements successifs sous les califes Omar et Othman ont renforcé la structure : Othman l'a considérablement élargie avec des piliers en pierres taillées et un toit en bois de teck (2) (3). Ces évolutions structurelles ont transformé l'édifice en une grande mosquée durable.	
L'époque omeyyade (41-132 H : 661-750 AP J-C)	L'architecture omeyyade privilégie la pierre comme matériau principal de construction et introduit des éléments structurels majeurs d'influence byzantine : minarets, coupoles, arcs en plein cintre et colonnes, permettant la réalisation de grands volumes avec une diversité de matériaux (pierre, marbre, bois). Les mosquées adoptent un plan hypostyle inspiré de la mosquée du Prophète, organisé autour d'une cour centrale entourée de portiques. Parmi les exemples structuraux significatifs figurent l'extension de la mosquée du Prophète, les mosquées de Kufa et Bassora, le Dôme du Rocher, le Grande Mosquée de Damas et la mosquée Al-Aqsa (4)	Figure 1 : Grande Mosquée des Omeyyades (5) 
L'époque abbasside (132-656 H ; 750-1258 AP J-C)	À l'époque abbasside, les mosquées ont été considérablement agrandies en superficie et en hauteur, privilégiant la brique comme matériau principal de construction, sans recours aux colonnes ni aux arcs, ce qui confère une structure distinctive. Les exemples notables incluent la mosquée de Samarra (848), caractérisée par son plan profond et ses enceintes doubles renforcées, et la mosquée d'Ibn Toulon au Caire (878), illustrant cette évolution structurelle en brique.	Figure2 : mosquée ibn Toulon 

L'époque des Fatimides (297-567 H ; 909-1171 AP J-C)	L'architecture fatimide utilise des coupoles et des voûtes cylindriques et croisées pour les couvertures, tout en introduisant les arcs brisés et les arcs en ogive d'origine persane (7). Les mosquées d'El-Mehdia (912) et d'El-Azhar (1130/1149) illustrent la maîtrise de la taille des pierres et la richesse des matériaux, avec des coupoles ornées de muqarnas assurant la transition du cercle au carré. L'architecture privée intègre le moucharabieh comme élément structurant des espaces domestiques.	Figure3 : Mosquée al-Azhar  (8)
L'époque ayyoubide (567-648H ; 1171-1250 AP J-C)	Le style ayyoubide se caractérise par la sculpture monumentale sur pierre, marbre et bois, ainsi que par l'utilisation intensive de la céramique fine dite « céramique ayyoubide », associée à des techniques avancées de taille et de moulage (4). Les grilles en cuivre « chebek » moulées, fonctionnant comme barreaudage décoratif pour les ouvertures des fenêtres, marquent une innovation structurelle durable, propagée aux époques mamelouke et ottomane. La madrasa de Salah al-Din au Caire illustre cette maîtrise des matériaux et des assemblages structuraux (4).	Figure4 : mosquée Al-kabir d'Aljoun 
L'époque ottomane (699-1342H ; 1299-1924 AP J-C) :	L'architecture ottomane, inspirée de Sainte-Sophie, centre sa composition sur une coupole principale dominante flanquée de coupoles et demi-coupes en disposition pyramidale jusqu'aux minarets élancés en chandelier (octogonaux/cylindriques, un ou plusieurs balcons), assurant une centralisation parfaite de l'espace (9). Les structures combinent piliers-arcades, volumes cubiques et coupes hémisphériques éclairés par vitraux abondants. Exemples : Mosquée Bleue et Souleymane (Istanbul), Pêcherie et Ketchaoua (Alger).	Figure5 : la Mosquée Bleue  (10)

L'époque moderne :	À l'époque contemporaine, l'architecture des mosquées intègre béton armé, verre et acier pour des structures innovantes impossibles auparavant, fusionnant éléments islamiques traditionnels et technologies modernes. La mosquée Faisal (Pakistan) et la Grande Mosquée Cheikh Zayed (Abu Dhabi) illustrent cette évolution structurelle, érigées comme land marks culturels et symboles identitaires nationaux (11)	  Figure 6 : La mosquée Faisal (12)
---------------------------	--	--

1.3. Éléments de l'architecture islamique :

a) La salle de prière

La salle de prière constitue le cœur principal de la mosquée où s'accomplissent les prières ; elle adopte généralement une forme rectangulaire ou carrée, ou toute autre selon la configuration du terrain, le contexte architectural environnant et l'orientation de la qibla. Son plan dépend des styles architecturaux variés : elle peut être soutenue par des colonnes ou des piliers, plus profonde que large (comme à Médine ou Kairouan) ou plus large que profonde (comme en Espagne, au Maroc et en Algérie) (13). Elle intègre des éléments architecturaux distinctifs à la fois fonctionnels et symboliques, tels que le mihrab (niche indiquant la direction de la prière pour l'imam), la minbar (chaire surélevée pour les sermons), les coupoles couvrant l'espace, les inscriptions calligraphiques et les décors de surface, outre des caractéristiques régionales comme les colonnes élancées (style soudanais-sahélien), les systèmes d'éclairage indirect et les espaces de transition entre les galeries et la salle de prière.

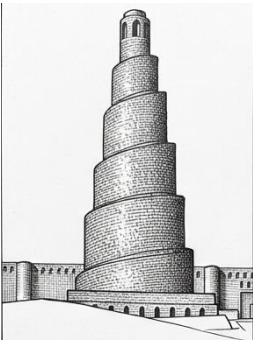
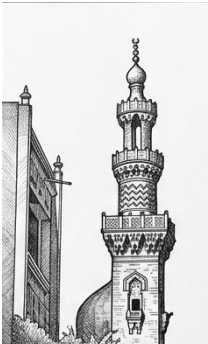
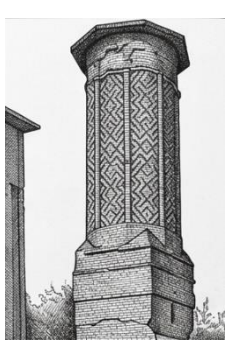
b) La coupole :

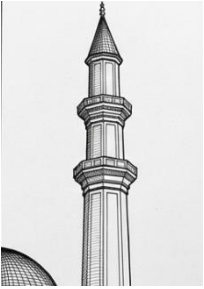
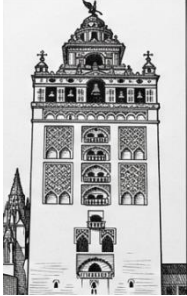
La coupole constitue un type de couverture pour toitures, formée dans sa variante simple d'une demi-sphère creuse reposant sur piliers, tambour cylindrique ou socle cubique, et stabilisée par arches ou voûtes de transition. Techniquement, elle opère par compression verticale, contrebalancée par des contreforts latéraux absorbant la poussée descendante. Son esthétique majestueuse, perceptible extérieurement comme intérieurement où elle évoque la voûte céleste et le recueillement, justifie son adoption massive dans les mosquées (14). Elle s'inspire des traditions sassanide et chrétienne. Elle est considérée comme un symbole sacré représentant le ciel infini. Le Dôme du Rocher (fin du VIIe siècle) à Jérusalem est l'un des plus anciens dômes.

c) Le minaret :

La minaret, tour élancée intégrée ou adjacente à la mosquée, permet au muezzin d'appeler à la prière depuis ses balcons surplombant les lieux ; élément original et symbolique de l'architecture islamique, elle marque sa présence par sa hauteur caractéristique. Ses évolutions formelles, dimensionnelles, stylistiques et spatiales au cours des 1400 dernières années reflètent les adaptations fonctionnelles et esthétiques régionales. C'est l'élément le plus visible du bâtiment, caractérisé par des symboles tels que le croissant à son sommet (qui s'est répandu sous l'Empire ottoman et représente un signe d'identité par opposition aux églises ; cette coutume s'est ensuite répandue, d'autant plus que le croissant a une symbolique liée au calendrier lunaire sur lequel se basent les musulmans ; d'autres considèrent qu'il indiquait l'orientation de la coupole à travers l'ouverture du croissant

Quant au style andalou et maghrébin, en particulier dans la région de Tlemcen, il se caractérise par la symbolique des arcs dans le minaret.

Minaret umayyah	Abbassi	Mamluk	Saljûq
			

Mughal	Ottoman	Andalus et hispano-maghrébine
		

Tableaux 1 : les différents types de minaret

La division sociale des lieux de culte :

La salle de prière (musallâ) : c'est le lieu aménagé pour la prière dans l'espace, auquel s'ajoute ce que les gens ont coutume d'appeler une salle réservée dans une institution, un hôpital ou autre pour accomplir la prière sans qu'elle ait le caractère sacré d'une mosquée.

La mosquée (masdjid) : lieu aménagé pour les cinq prières quotidiennes, présent dans presque tous les quartiers. Elle ne comporte généralement pas de minbar, car la prière du vendredi et le sermon n'y sont pas effectués.

Le grand mosquée (jami) : ainsi nommé parce qu'il rassemble les fidèles pour la prière du vendredi ou les prières de l'Aïd.

1.4. Classement des mosquées :

Cette classification est tirée du Journal officiel et est légalement reconnue comme source officielle des textes législatifs. (15), Cette classification, extraite du Journal officiel, confère à chaque catégorie de mosquées un cadre juridique clair qui définit ses critères techniques en termes de capacité d'accueil et d'équipements obligatoires, détermine le niveau de financement public qui lui est alloué, et organise l'encadrement religieux et administratif propre à chaque type

1- Jama, El Djazair.

2- Les mosquées historiques

3- Les mosquées principales : Capacité d'accueil >10 000 fidèles, contient : école coranique, bibliothèque, salle de conférences, espaces culturels/orientation, logements fonctionnels, espaces verts.

4- Les mosquées nationales : d'une capacité d'accueil de plus de 1000 fidèles

5- Les mosquées locales : Mosquées de quartier (urbaines/rurales) pour la prière du vendredi : capacité <1000 fidèles, classes coraniques, logement fonctionnel minimum

6- Mosquées de quartier : dédiées aux cinq prières quotidiennes (hors prière du vendredi). Espace réservé aux activités religieuses des femmes (Art. 14).

- les normes de construction et les cahiers des charges varient strictement selon cette typologie

Conclusion :

L'évolution architecturale des mosquées, depuis la simplicité structurelle des troncs de palmier à Cuba et Médine (période prophétique) jusqu'aux coupoles byzantines ottomanes et aux complexes modernes en béton armé comme Faisal ou Cheikh Zayed, révèle une remarquable adaptation des matériaux (brique abbasside, pierre fatimide, acier contemporain) et des formes (hypostyle omeyyade, pyramidale ottomane) aux contextes techniques et culturels. Cette continuité historique –marquée par des innovations comme les muqarnas, minarets élancés ou contreforts de coupoles– constitue un réservoir précieux pour l'ingénierie civile moderne. Elle permet de concevoir des mosquées contemporaines alliant performance structurelle et identité civilisationnelle islamique authentique, où tradition et innovation dialoguent harmonieusement.

Chapitre 02 : présentation de projet

2.1. Introduction :

La structure mixte adoptée pour la mosquée intègre une ossature en béton armé assurant stabilité et résistance aux charges verticales, associée à une coupole réalisée en charpente métallique qui tire parti de sa légèreté et de sa capacité à couvrir de grandes portées. Cette démarche optimise les performances mécaniques globales en valorisant les propriétés complémentaires du béton, excellent en compression, et de l'acier, performant en traction, tout en se conformant scrupuleusement aux normes parasismiques en vigueur, telles que la RPA 2024 en Algérie.

2.2.Présentations des projets :

Dans le cadre de ce projet, nous allons entreprendre l'étude d'une mosquée (masdjid) d'une superficie de 1053 m² et d'une capacité d'accueil de 2500 fidèles, classé comme mosquée (Les mosquées nationales /Les mosquées locales /Mosquées de quartier)

La mosquée est classée dans la catégorie B1 (bâtiments de grande importance) et se situe dans la province de Bordj Bou Arreridj, dans la zone sismique **IV** selon le règlement RPA2024

La mosquée comprend : Composé d'un rez-de-chaussée, d'une mezzanine et d'un sous-sol.



Figure2.1 : image 3D illustrative du plan architectural de la mosquée

2.2.1.Caractéristiques géométriques :

La caractéristique d'ouvrage :

Longueur totale (m)	39.60
Largeur totale (m)	26.60
Hauteur totale sans sou sol (m)	8.16
Avec sous-sol(m)	12.24

La caractéristique de minaret

Longueur totale (m)	3
Largeur totale(m)	3
Hauteur totale (m)	21

La caractéristique de coupole :

Diamètre (m)	10
Hauteur (m)	7

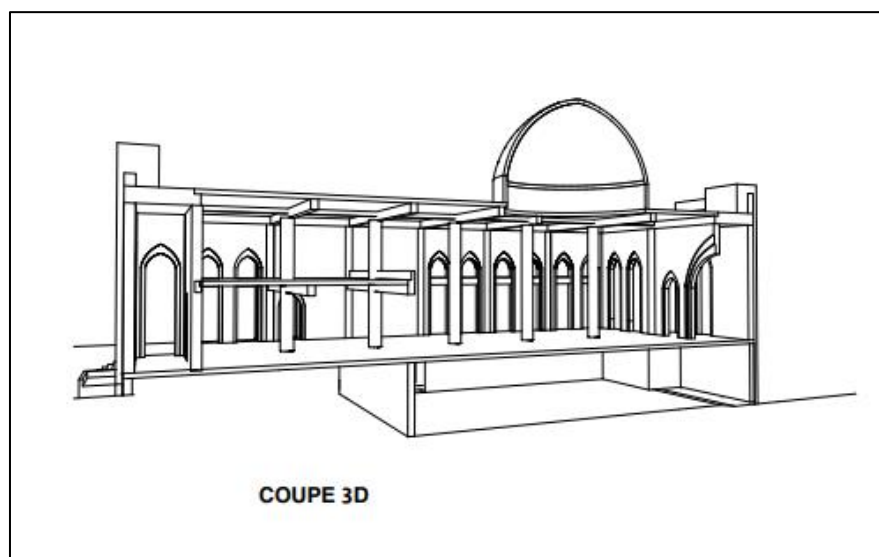


Figure 2.2 : coupe transversale

2.2.2.Ossatures :

Pour un ouvrage courant en béton armé, le contreventement de la structure est assuré par **des portiques** (système poteaux-poutre) pour assurer la stabilité de l'ensemble.

2.2.3.Planchers :

Les planchers sont en corps creux : (Poutrelles + Hourdis + Table de compression) dans tous les niveaux. Et dalle pleine pour le sous-sol.

2.2.4.Maçonnerie

Deux types de murs sont utilisés dans la construction:

- Murs extérieurs : constitués de doubles cloisons en briques creuses d'épaisseur totale 15 + 10 cm, séparées par une lame d'air de 5 cm (soit 15+5+10 cm au total).
- Murs intérieurs : formés d'une seule cloison en briques creuses d'épaisseur 10 cm.

2.2.5.Revêtements :

Les revêtements sont constitués par :

- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Enduit en ciment pour les murs des façades extérieures.
- Céramique pour les salles d'eau.

2.2.6.Infrastructure :

Pour assurer la stabilité de la structure, le sous-sol sera entouré d'un voile périphérique, et la fondation isolée ont été choisies en raison de la grande portance

2.3.Matériaux Principaux :

▪**Béton armé** : Employé pour les poteaux, poutres et dalles, il garantit rigidité et absorption des charges permanentes et sismiques ; sa composition comprend granulats, ciment et armatures en acier.

▪**Charpente métallique** : Acier utilisé pour la coupole (arcs et treillis), procurant grande portance et montage rapide ; profils laminés ou soudés conformément au CCM97.

2.3.1. Avantages Structurels :

Les matériaux mixtes permettent de libérer l'espace intérieur, d'atteindre de grandes portées pour la coupole et de raccourcir les délais de chantier. Ils répondent aux exigences de durabilité, d'esthétique islamique et aux contraintes locales, notamment une sismicité faible à modérée. Exemple : les mosquées de Bou-Saadâ intégrant une coupole métallique sur dalles en béton.

I. Béton armé :

1. Introduction de béton armé :

Le béton armé est un matériau composite associant béton et armatures en acier. Le béton excelle en résistance à la compression, alors que l'acier offre une haute performance en traction. Cette synergie produit des éléments structuraux résistants à divers types de charges, garantissant ainsi stabilité et durabilité des ouvrages.

2. Les constituants du béton :

Le béton résulte du mélange de plusieurs constituants principaux dosés avec précision pour atteindre les propriétés mécaniques et physiques requises. Ses composants essentiels sont :

Composantes	Gravier 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume/quantité	800 l	400 l	350 Kg	175 l

Tableaux2.1 : la composition de béton armé ordinaire sur 1 m cube

- La densité du béton armé égale à $\rho_{ba}=2500 \text{ kg/m}^3$

3. Résistance du béton :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression après 28 jours (f_{c28}), symbolisée par $[f_{ck}]$. Pour le béton de moins de 28 jours ($j \leq 28$), f_{cj} est approximée par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.67+0.83j} \times f_{c28}, \quad (f_{c28} \leq 40 \text{MPa})$$

Pour : $f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$ ($j \leq 28$ jours) BAEL91 (Article A.2.1.11)

$$f_{cj} = 30.10 \text{ MPA} \leq 40 \text{MPa}$$

b) Résistance caractéristique à la traction :

Résistance à la compression f_{cj} (MPa) ; Jusqu'à 28 jours : f_{cj} directement si > 40 MPa.

Après 28 jours : $f_{cj} \approx 1.1 f_{28}$ (non traité thermiquement, $f_{ck} \leq 40$ MPa).

Pour $[28 \leq j < 60]$: via la formule (non spécifiée ici).

Pour $[j \geq 60]$: $[1.1 f_{ck}]$.

b) Résistance caractéristique à la traction :

$$f_{ctj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (jusqu'à 60 MPa)}$$

Si $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$ CBA93 (Article A.1.2.1.2).

$$f_{ctj} = 0.6 + 0.06 \times 30 \quad - \quad f_{ctj} = 2.4 \text{ MPa}$$

4. Module de déformation longitudinale du béton :

On distingue deux types de module de déformation longitudinale du béton :

- **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales durant moins de 24 heures, le module de déformation instantanée du béton égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots \text{CBA 93[ART 2.1.1.2] P7)}$$

$$E_{ij} = 34179.558 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation différée :**

Dans ce cas le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = \frac{E_{ij}}{3} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots \text{CBA 93[ART 2.1.2.2] P7)}$$

$$E_{vj} = 11496.760 \text{ MPa}$$

5. Contraintes limite du Béton :

La Contraintes de compression à L'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \text{ en [MPa]} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91[Article A.4.3.4] P26})$$

Avec :

- f_{ci} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

- γ_b : Coefficient de sécurité avec : $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{Cas général} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Cas accidentelles} \end{cases}$
- ϑ : Le coefficient θ prend les valeurs :
 - $\begin{cases} \theta = 1 & \text{Pour une durée d'application} > 24 \text{ h.} \\ \theta = 0,9 & \text{Pour } 1 \leq \text{durée} \leq 24 \text{ h.} \\ \theta = 0,85 & \text{Si durée} < 1 \text{ h.} \end{cases}$

Alour :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 30}{1 \times 1,5} = 17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas général}$$

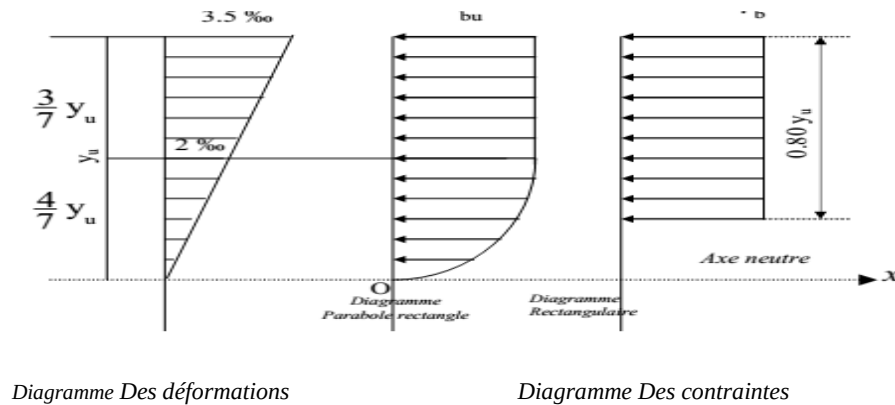


Figure 2.3 : Diagrammes déformations –contraintes de béton.

La Contraintes de compression à L'ELS :

À l'ELS (État Limite de Service), la contrainte de compression représente la valeur maximale admissible en exploitation courante ; au-delà, les exigences de fonctionnement normal, de durabilité et de contrôle des fissures ne sont plus assurées.

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on a : $\overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} ; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible à l'ELS (J = 28 jours)

La contrainte de cisaillement à L'ELS est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ [MPa]}. \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifies art A. 5.1.21})$$

- **V_u** = Effort tranchant à l'ELU dans la section.
- **b₀** = Largeur de la section cisailée.
- **d** = Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

- La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\overline{\tau}_u = \min \left[0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] \dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right] \dots\dots\dots$$

fissuration préjudiciable ou fissuration très préjudiciable .

Dans notre cas :

$$- \overline{\tau}_u = \min \left[\frac{0,20 \times 30}{1,5} = 4 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa} \right] \rightarrow \overline{\tau}_u = 4 \text{ Mpa} \dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$- \overline{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 \times 30}{1,5} = 3 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa} \right] \rightarrow \overline{\tau}_u = 3 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Coefficient de Poisson:(BAEL91, art A2.1.3)

Le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation Transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Il est pris égal :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU.} \\ \nu = 0.2 & \text{pour le calcul des déformations Al'ELS} \end{cases}$$

f_{c28}	f_{tj}	f_{bu}	E_{ij}	E_{vj}	$\overline{\sigma}_{bc}$
30 MPa	2.4 MPa	17 MPa	34179.558 MPa	11496.760 MPa	18 MPa

Tableaux 2.2 : Caractéristiques des Modules de déformation et Contraintes de compression

6. L'acier dans le béton armé :

L'acier employé dans le béton armé est un alliage à base de fer avec moins de 2% de carbone, éventuellement enrichi d'éléments d'alliage. Les armatures acier reprennent les efforts de traction que le béton ne supporte pas seul ; elles se distinguent par leur limite d'élasticité, leur module d'élasticité et une excellente adhérence au béton. D'après la RPA 2024, le module d'élasticité de l'acier s'élève à $E_s = 210000$ MPa.

a) Caractéristiques des aciers utilisés :

Caractéristiques mécaniques :

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	$f_e E22$	215	-Emploi courant.
	$f_e E24$	235	-Epingles de levage des pièces préfabriquées.
Barres HA Type 1 et 2	$f_e E40$	400	-Emploi courant
	$f_e E 50$	500	
Fils tréfilent HA Type 3	$f_e TE40$	400	-Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	$f_e TE50$	500	
Fils tréfilent lisses Type 4	$TL50 \phi > 6mm$	500	-Treillis soudés uniquement emploi courant
	$TL50 \phi > 6mm$	520	

Tableau 2-3 : Caractéristique des nuances d'acier.

• *Diagramme déformation contrainte de calcul :*

-*Contrainte de traction à l'ELU :*

$$\sigma_s = f(\epsilon_{\infty}) \rightarrow (\text{BAE Article A.2.2.2})$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

- $\gamma_s = 1,15$ cas général.
- $\gamma_s = 1,00$ cas des combinaison accidentelles.

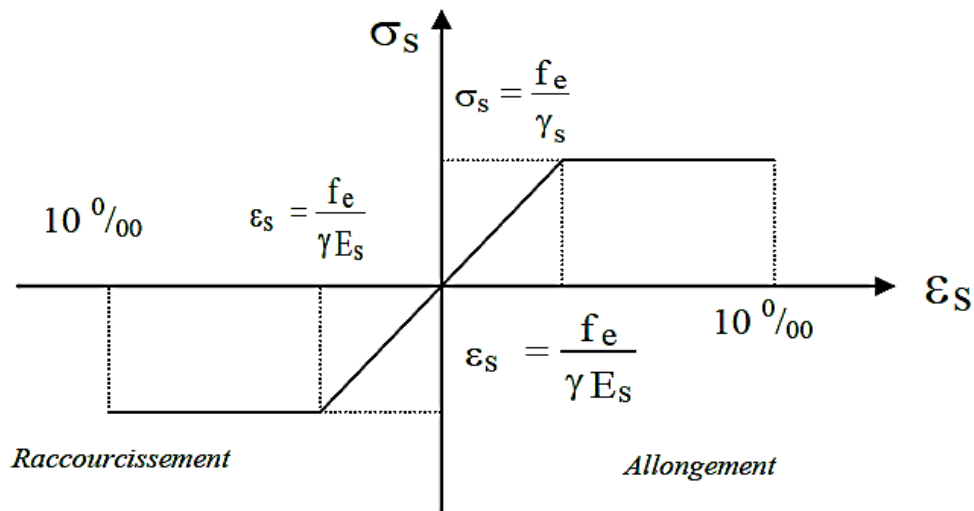


Figure2.4 : Diagramme contrainte déformation d'acier.

Où $\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$; Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

σ_s : Coefficient de sécurité.

$\sigma_s = 1$; cas de situations accidentelles.

$\sigma_s = 1.15$; cas de situations durable ou transitoire.

Contrainte de traction à l'ELS :

Face au risque de corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures

D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- fissuration peut nuisible :

Aucune vérification à faire. $\bar{\sigma}_s = f_e$

- fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right) \right) \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article A. 4.5.33).}$$

- fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article A. 4.5.34)}$$

Avec : n :Coefficient de fissuration.

- $\left\{ \begin{array}{l} n = 1 \dots\dots\dots \text{pour les ronds lisses.} \\ n = 1.6 \dots\dots\dots \text{pour les HA.} \\ n = 1.3 \dots\dots\dots \text{pour les HA de } \varnothing < 6\text{mm.} \end{array} \right.$

• **Diagramme contrainte –déformation :**

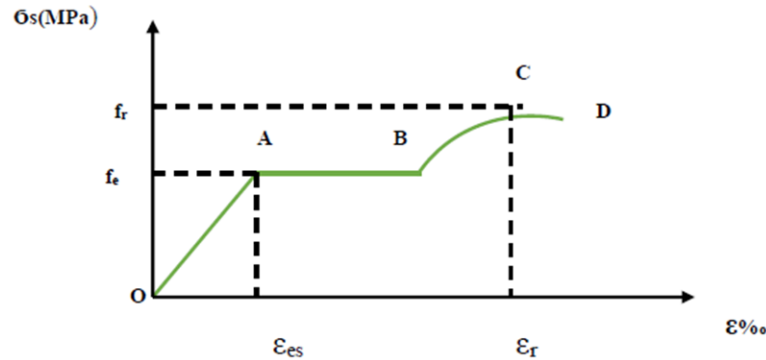


Figure2.5 : Diagramme contrainte déformation conventionnel de l'acier

Avec

f_r : Résistance à la rupture.

f_e : Limite d'élasticité.

ϵ_s : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ϵ_r : Allongement à la rupture.

F_e	n	γ_s	σ_s	$\bar{\sigma}_s$
400	1.6	1.15	347.826	215.555

Tableau 2.4: Caractéristique des *contrainte déformation d'acier*

• **Limites de calcul :**

Selon les règles BAEL 91, le dimensionnement des structures en béton armé repose sur le concept des états limites, vérifiant sécurité et fonctionnement de l'ouvrage. On distingue deux types principaux : l'état limite ultime (ELU) et l'état limite de service (ELS).

-*État Limite Ultime (ELU) :*

L'état limite ultime (ELU) marque le seuil où la structure mobilise sa résistance maximale, au-delà duquel survient ruine ou perte de stabilité. La vérification à l'ELU

confronte des sollicitations majorées aux résistances capacitives minorées des matériaux. Selon la RPA 2024, les actions sismiques sont considérées comme accidentelles.

-Hypothèses de calcul à l'ELU :

- Les sections planes avant déformation demeurent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- Pas de glissement relatif entre béton et armatures.
- Résistance à la traction du béton négligée.
- Diagrammes contraintes-déformations établis pour béton en compression et acier en traction/compression.

II. Charpente métallique :

1. Introduction de charpente métallique

La charpente métallique forme une structure porteuse d'éléments acier assemblés par soudage, boulonnage ou rivetage, constituant poteaux, poutres et autres composants résistants. Elle excelle par sa haute résistance mécanique et sa capacité à franchir de grandes portées sans appuis intermédiaires. La préfabrication assure une mise en œuvre rapide, combinée à une durabilité, flexibilité et efficacité économique élevées, idéales pour bâtiments industriels, résidentiels et commerciaux.

2. Caractéristiques des matériaux métalliques :

Les matériaux métalliques se caractérisent principalement par une conductivité thermique et électrique élevée, un aspect brillant (éclat métallique), une grande rigidité et une résistance mécanique élevée. Ils sont également ductiles et malléables, permettant leur déformation plastique, et sont généralement opaques.

- **Type d'acier** : S235, S275, S355 (selon RPA 2024/CCM97)
- **Composition chimique** : Teneur en carbone <2%, éléments d'alliage (Mn, Si, P, S)
- **Propriétés mécaniques** : Limite d'élasticité f_y , résistance ultime f_u , module d'élasticité

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

- **Classes de ductilité** : A, B, C (pour comportement sismique)

3. Profils et éléments structuraux :

- **Types de profils** : IPE, HEA/HEB, tubes creux (CHSS), angles (L)
- **Assemblages** : Boulons HA (M12-M30), soudures (E7018), assemblages rigidifiés

2.4. Règlements et normes utilisés :

- Le CBA93.
- Les règles parasismiques algériennes (RPA 2024)
- Les règles BAEL 91.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-B.C 2.2)
- CCM 97 : Cahier des charges métallique, tolérances d'exécution

2.5. Logiciels utilisés :

Robot structural analyses 2025 : Pour l'analyse et le calcul de la maquette structurelle.

Expert 2010 : pour le calcul du ferrailage (As)

RPA intégrateur : intégration de spectre de calcul, et des combinaisons d'action selon RPA2024

Robot Complet : pour accompagner tout le processus de prédimensionnement des éléments, aux diverses vérifications, et le ferrailage des éléments.

AUTOCAD 2025 : Pour l'élaboration des plans d'exécution en 2D.

Conclusion :

La présentation et l'informations générales sur le projet de construction a permis d'obtenir une voie claire des différentes composantes du bâtiment, incluant son architecture, sa structure. Elle a également mis en lumière les caractéristiques essentielles des matériaux utilisés, cette phase préliminaire assure une base solide pour les études détaillées.

Chapitre 03 :

Prédimensionnement et descente des charge.

3.1. Etude des poutres :

3.1.1. Prédimensionnement des poutres :

L : portée maximale entre nus appuis

h : hauteur de la section de la poutre.

b : largeur de la section de la poutre.

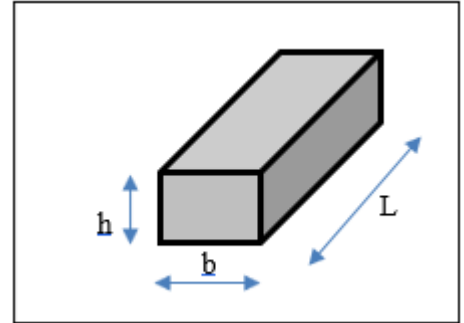


Figure 3.1 : présentation des poutres

A. Poutre principal:

- Selon le B.A.E.L. 91, le critère de rigidité :

La hauteur h est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max}$: Portée maximale entre axe d'appuis

$$\frac{1200}{15} \leq h \leq \frac{1200}{10} \rightarrow 80 \leq h \leq 120 \text{ cm} \quad \text{on choisit :} \quad \mathbf{h = 80 \text{ cm}}$$

La largeur b est donnée par :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 24 \leq b \leq 56 \quad \text{on choisit :} \quad \mathbf{b = 40 \text{ cm}}$$

- Selon le R.P.A. 2024, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes : (article 7.5.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm en zone IV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \\ b_{\max} \leq (1.5h + b_c) \end{array} \right.$$

$$- \quad b \geq 25 \text{ cm en zone IV} \Rightarrow b = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$$

Condition Vérifiée

$$- \quad h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 80 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

Condition Vérifiée

$$- \quad \frac{h}{b} \leq 4.0 \Rightarrow \frac{h}{b} = 2 \leq 4.0$$

Condition Vérifiée

$$- \quad b_{\max} \leq (1.5h + b_1) \Rightarrow b_{\max} \leq (1.5 * 80 + 40) = 160$$

Condition Vérifiée

Donc on prend **(80 x40) cm²** comme section des poutres principales.

B. Pouter secondaries:

- Selon le B.A.E.L. 91, le critère de rigidité :

La hauteur h est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max}$: Portée maximale entre axe d'appuis

$$\frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10} \rightarrow 40 \leq h \leq 60 \text{ cm} \quad \text{on choisit :} \quad \mathbf{h = 50 \text{ cm}}$$

La largeur b est donnée par :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 16.5 \leq b \leq 38.5 \quad \text{on choisit :} \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

- Selon le R.P.A. 2024, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes : (article 7.5.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm en zone IV} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \\ b_{\max} \leq (1.5h + b_c) \end{array} \right.$$

- $b \geq 25 \text{ cm en zone IV} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ *Condition Vérifiée*
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ *Condition Vérifiée*
- $\frac{h}{b} \leq 4.0 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.6 \leq 4.0$ *Condition Vérifiée*
- $b_{\max} \leq (1.5h + b_1) \Rightarrow b_{\max} \leq (1.5 * 50 + 30) = 105$ *Condition Vérifiée*

Donc on prend **(50 x30) cm²** comme section des poutres secondaire.

3.2. Les planchers :

Les planchers forment les éléments horizontaux séparant les niveaux du bâtiment. Ils répartissent les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtements...) et d'exploitation vers les éléments porteurs (poteaux, voiles, murs, poutres...). Ils assurent aussi la transmission des efforts horizontaux, notamment sismiques.

3.2.1. Planchers à corps creux :

Ce type de plancher, retenu pour cette structure, domine les bâtiments résidentiels et bureaux grâce à sa légèreté, son économie et ses excellentes propriétés thermo-acoustiques. Il associe trois composants principaux :

- *Poutrelles* : éléments porteurs en béton armé ou précontraint.
- *Hourdis ou corps creux* : en terre cuite, béton ou polystyrène... (rôle de remplissage, sans résistance structurelle).
- *Dalle de compression* : béton armé coulé sur site (4-6 cm d'épaisseur), armé de treillis soudés.

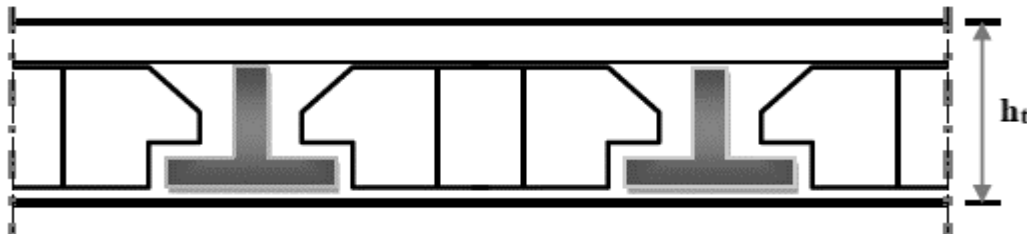


Figure 3.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Selon la condition de flèche, l'épaisseur du plancher doit vérifier la relation suivante

(Art. B.6.8, 4.24 CBA 93 ; vérif. RPA 2024)

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Tel que

$$h_t \geq \min(L_{x\ max}, L_{y\ max})$$

- h_t : Hauteur totale du plancher.
- L : représente la plus grande portée dans le sens des poutrelles (sens secondaire).

L_x	L_y	h_t	H(cm)
1200	600	26.66	(25+5) =30 cm

Tableau 3.1 : dimensionnement de plancher

A. Evaluation des charges et des surcharges :

a) *Evaluation des charges du plancher étage courant (mezzanine) :*

Eléments constituants	Poids Volumique (KN/m^3)	Epaisseur (cm)	Charge Surfacique (KN/m^2)
• Mortier de pose	20	2	0,40
• Lit de sable	18	3	0,54
• Plancher à corps creux		25+5	4.00
• Enduit de plâtre	10	2	0,2
• Revêtement	22	2	0.44
• Total	$G = 5.58/m^2$		

Tableau 3.2 : évaluation de charge d'étage courant.

b) *Evaluation des charges du plancher terrasse (inaccessible) :*

Eléments constituant	Poids Volumique (KN/m^3)	Epaisseur (cm)	Charge Surfactive (KN/m^2)
• Dalle de corps creux		25+5	4.00
• Forme de pente	20	8	1.6
• Isolation thermique	4	4	0.16
• Étanchéité multicouche	6	2	0.12
• Gravillons de protection	17	5	0.85
• Enduit inférieur(plâtre)	13	2	0.26
• Total	$G = 6.99 KN/m^2$		

Tableau 3.3 : évaluation de charge de terrasse.

B. Les nervures :

Dans les dalles nervurées selon RPA 2024, la section transversale des nervures est modélisée comme une section en T, dont les caractéristiques géométriques sont définies comme suit :

- Largeur de la table de compression b :

$$b = b_0 + 2b_1 \text{ avec : } b \leq 2b_1 + b_0.$$

b_0 : largeur de la nervure, telle que :

$$0,2 d \leq b_0 \leq 0,4 d.$$

- $d = 0,9 h_t = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm},$

Donc : $5.4 \leq b_0 \leq 10.8 \text{ cm}.$

Choix adopté : $b_0 = 10 \text{ cm}$ (valeur médiane conforme aux limites).

-Largeur b_1 : $b_1 = \min\left(\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}\right)$

Où L_0 est l'espacement entre nervures et L la portée maximale.

Soit : $b = 65\text{cm}$

$$b_1 = \min\left(\frac{55}{2}, \frac{600}{10}\right) = \min(27.5 ; 60) = 27.5 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } b \leq 2b_1 + b_0. \quad b \leq b_0 + 2b_1 = 10 + 2 \times 27.5 = 65 \text{ cm}$$

<i>Epaisseur de la dalle de compression (h_0)</i>	5cm
<i>Epaisseur de l'entrevous</i>	20cm
<i>Entraxe des nervures</i>	65cm
<i>Largeur des nervures (b_0)</i>	10cm
<i>Hauteur utile de la section (b_1)</i>	27.5cm
<i>Distance entre deux nervures (L_0)</i>	55cm
<i>Largeur de la nervure (b)</i>	65cm

Tableau 3.4 : Prédimensionnement de la section transversale de nervure.

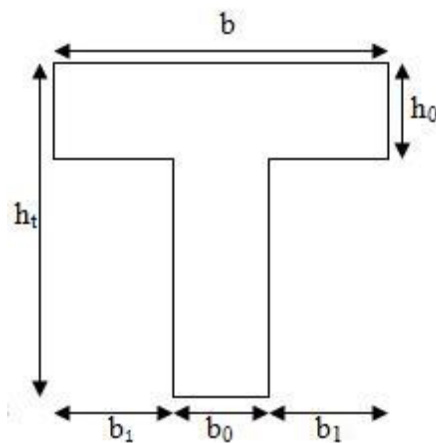


Figure 3.3: Coupe transversale (section en T)

3.2.2 Plancher les dalles pleines :

Ce plancher est utilisé pour le sous-sol, Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les conditions suivantes

A. Résistance au feu (CBA93)

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 7cm \text{ Pour une heure de coupe-feu.} \\ e \geq 11cm \text{ Pour deux heures de coupe-feu.} \\ e = 17.5 cm \text{ Pour quatre heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

B. L'isolation phonique :

Selon les règlement technique « CBA93 » l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

C. Critère de résistance à la flexion (CBA93) :

La dimension de la plus grande portée est L_y , et la dimension de la plus petite portée est L_x on a :

Pour les dalles pleines : Dalles appuyées sur deux côtés :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Avec} \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 0.4$$

Dalles appuyées sur trois ou quatre côtés :

$$\frac{l_x}{40} \leq e \leq \frac{l_x}{45} \quad 0.4 < \alpha = \frac{l_x}{l_y} < 1$$

Dans notre cas :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{600}{1200} = 0.5 \quad 0.4 < \alpha = 0.5 < 1 \quad \text{la dalle appuyée sur quatre côtes}$$

(travaillent dans les deux sens)

$$\frac{600}{40} \leq e \leq \frac{600}{50} = (15 \leq e \leq 12)$$

Pour répondre aux conditions ci-dessus, nous choisissons : $e = 15 \text{ cm}$

D. Evaluation des charges du plancher dalle plein sous-sol :

Eléments constituants	Poids Volumique (KN/m^3)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (KN/m^2)
• Mortier de pose	20	2	0,40
• Lit de sable	18	3	0,54
• Dalle pleine	25	15	3.75
• Enduit de plâtre	10	2	0,2
• Revêtement	22	2	0.44
• Total	$G = 5.33/\text{m}^2$		

Tableau 3.5 : évaluation de charge du plancher dalle plein.

3.3. Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux destinés à transmettre les charges verticales aux fondations et sont redimensionnés en compression simple, et participer au la rigidité des structure.

En choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure, On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout : la loi de dégression des charges d'exploitation.

3.3.1. Les étapes de calcul :

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le [RPA2024] (Article : 7.4.1).

➤ Pour des poteaux carrés ($b_1 = h_1$) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \checkmark \text{ Min } (b_c, h_c) \geq 30\text{cm en zone IV, V, et VI.} \\ \checkmark \text{ Min } (b_c, h_c) \geq \frac{l_{cl}}{20} : \text{quelle que soit la zone.} \\ \checkmark 1/4 < \frac{b_c}{h_c} < 4 : \text{quelle que soit la zone.} \end{array} \right.$$

Avec : (b_1, h_1) : dimension de la section.

l_{cl} : Hauteur d'étage.

➤ Pour des poteaux circulaire (d)

$$\left\{ \begin{array}{l} \checkmark D \geq 35\text{cm en zone IV, V, et VI.} \\ \checkmark D \geq \frac{l_{cl}}{20} : \text{quelle que soit la zone.} \end{array} \right.$$

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple suivant la formule :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots [\text{BAEL (Chapitre 8 article II.1)}]$$

B_r : section réduite du poteau en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (en cm²).

A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression de béton a 28 jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : coefficient dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Condition de flambement :

$$\lambda = L_f / b < 14,4$$

L_f : Hauteur de flambement = $0,7 \cdot l_0$

l_0 : Hauteur libre max de poteaux entre niveau (de tous les étages).

3.3.2. Calcul de la surface reprise par poteau le plus défavorable :

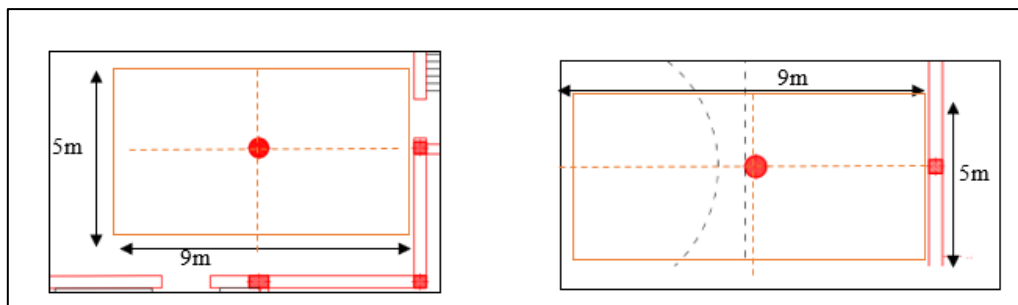


Figure 3.4: Présentation des poteaux les plus sollicités (B3 et E3)

Grace à la symétrie dans les portiques dans la sens y et la sens x la surface est égale dans le cas concerné.

$$S = 9 \times 5 = 45 \text{ m}^2$$

3.3.3. Evaluation de l'effort normal ultime Nu de la compression :

A. Charges permanentes :

Exemple de calcul : les charge sur le poteau B3 :

- Poutre principale :

$$P_{pp} = 0.80 \times 0.40 \times 25 = 8 \text{ Kn/ml} \Rightarrow L = 9\text{m} \Rightarrow P = 72 \text{ KN}$$

n= nombre d'étage

$$P_{pp} = 72 \times 2 = \mathbf{144 \text{ Kn}}$$

Poutre secondaire :

$$P_{ps} = 0.50 \times 0.30 \times (5\text{m}) \times 25 \Rightarrow PS = 18.75 \text{ KN} \Rightarrow$$

$$P_{St} = 2 \times 18.75 = \mathbf{37.5 \text{ KN}}$$

- Poteaux : (cylindrique d= 80 cm)

$$P = (\pi \times 0.4^2 \times (4.08 - 0.80)) \times 25 = 41.21 \text{ KN} \Rightarrow$$

$$P = 41.21 \times 2 = \mathbf{82.43 \text{ KN}}$$

- Plancher étage courant :

$$g_{ec} = 45 \times 5.52 = \mathbf{251.1 \text{ KN}}$$

- Plancher terrasse :

$$g_{terr} = 45 \times 6.99 = \mathbf{314.55 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{N_G = 829.58 \text{ KN}}$$

B. Charge d'exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ Les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

$$\text{Sous terrasse } Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$$

.

$$\text{Sous dernier étage (étage 1) } Q_0 + Q_1 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sous étage (2) } Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 8.6 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sous étage (n) : } Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

$$\mathbf{N_q = 5 \times 45 = 225 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow N_u = (1.35 \times 829.59 + 1.5 \times 225) = 1457.446 \text{ KN}$$

Poteau	Surface (m ²)	G	Q	N _u (Kn)
B3	45	829.58	225	1457.446
E3		778.848	225	1388.944

Tableau 3.6 : l'effort normal ultime des poteaux

3.3.4. Calcul de la section du poteau :

Exemple de calcul : le poteau B3 :

$$l_0 = 408 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times 480 = 285.6 \text{ cm}$$

Pour une section circulaire supposant avec un diamètre D= 80 cm, l'élancement λ égale :

$$\lambda = \frac{4 \times L_f}{D} = \frac{4 \times 285.6}{80} = 14.28$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.28}{35} \right)^2} = 0.822$$

$A_s = 0.01$, Selon RPA 2014 (7.4.2) : le pourcentage minimal $\frac{A}{B_r} = 1\%$ en zone **IV**

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \cdot \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{0.01 \cdot f_e}{\gamma_s} \right]}$$

On a que : $N_u = 1457.446 \text{ KN}$

$$B_r \geq \frac{1457.446 \times 10^{-3}}{0.822 \times \left[\frac{30}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.01 \times 400}{1.15} \right]} = 0.06898 \text{ m}^2$$

$$\text{Pour que } B_r = \frac{\pi(D-0.02)^2}{4} \rightarrow D = \sqrt{0.0872 + 0.02} = 0.296\text{m} \approx \mathbf{D = 30cm}$$

- Pour respecter les conditions du règlement est vérifiée la résistance sismique ont choisi la section suivante : $D = 80 \text{ cm}$
- Pour les poteaux de rive on change la forme de poteaux avec les dimensions suivants : $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
- Pour les poteaux de sous-sol : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

3.3.5. Vérification nécessaire :

- Selon le RPA 2024 :

Section circulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \checkmark D \geq 35 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée} \\ \checkmark D \geq \frac{l_{cl}}{20} \quad D \geq \frac{408}{20} = 20.4 \text{ cm} \quad \text{et} \quad D \geq \frac{816}{20} = 40.8 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \checkmark \text{Min}(b_c, h_c) \geq 30 \text{ cm} \\ \checkmark \text{Min}(b_c, h_c) \geq \frac{l_{cl}}{20} = 20.4 . \\ \checkmark 1/4 < \frac{b_c}{h_c} = 1 < 4 \end{array} \right.$$

Alors toute la condition est vérifiée

3.4. Les voiles :

D'après le RPA 2024, article 7.7.1 : les éléments satisfaisants la condition

$(L_w \geq \max(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1\text{m}))$ sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

L_w : représente la longueur du voile

b_w : représente l'épaisseur du voile qui doit respecter la condition

$$b_w \geq \max(15 \text{ cm}, \frac{h_e}{20})$$

h_e : la hauteur libre du voile

$$b_w \geq \max\left(15\text{cm}, \frac{408}{20}\right) = \max(15\text{ cm} ; 20.4\text{ cm})$$

Donc on choisit pour une épaisseur de voile de **20cm**

$$L_w \geq \max\left(\frac{4.08}{3}; 4 \times 0.20; 1\text{m}\right)$$

$$L_w \geq \max(1.36 ; 0.8 ; 1\text{m})$$

$$L_w \geq 1.36\text{ m}$$

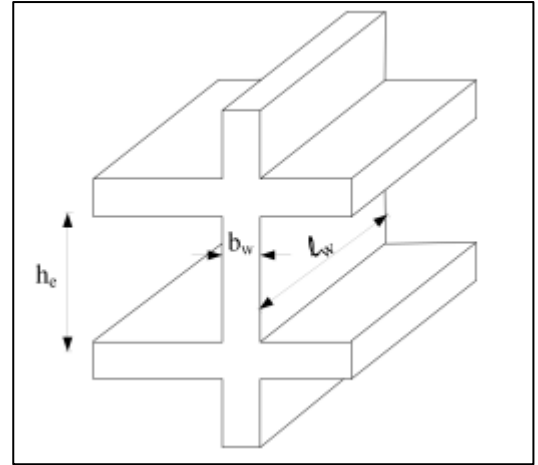


Figure 3.5: schéma des voiles

Conclusion :

Ce chapitre, consacré à l'évaluation préliminaire des dimensions des éléments structurels, a permis de constituer une base de données de référence qui servira de référence lors de la phase de modélisation et qui est essentielle pour assurer la conformité des éléments aux normes en vigueur.

Chapitre 04 :

Etude des éléments non structurels

4.1. Les escaliers :

4.1.1 Prédimensionnement des escaliers:

Dans les constructions, notamment pour les mosquées, la circulation verticale entre les étages s'effectue par des escaliers constitués d'une succession de marches et de paliers. Dans notre cas, les escaliers sont réalisés en béton armé coulé sur place, avec des volées préfabriquées reposant sur des paliers coulés in situ pour assurer une intégration structurale optimale.

Ces escaliers en béton armé permettent un passage fluide d'un niveau à un autre, en respectant les normes RPA et BAEL pour la conception parasismique et la durabilité.

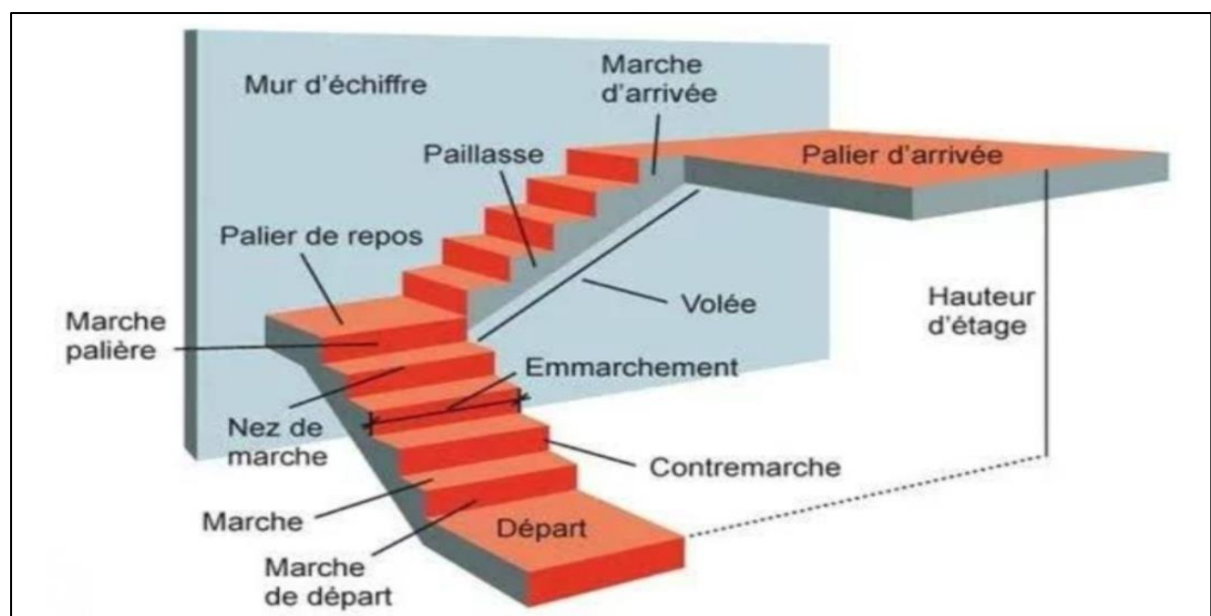


Figure4.1 : présentation de Les escaliers

- Hauteur d'étage : **H =4.08m.**
- Choix de la hauteur de la marche : **h=17cm**

a) Pré dimensionnement :

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL**

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \quad 59 \leq 2 \times 17 + g \leq 66 \text{ cm}$$
$$25 \leq g \leq 32 \quad \text{Donc : } g=25\text{cm}$$

- h : La hauteur du contre marche.
- g : giron.
- H : La hauteur d'étage

Volée 1 et Volée 2 :

$H=204 \text{ cm}$; $h=17 \text{ cm}$

-Nombre de contre marche « n » :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{204}{17} = 12$$

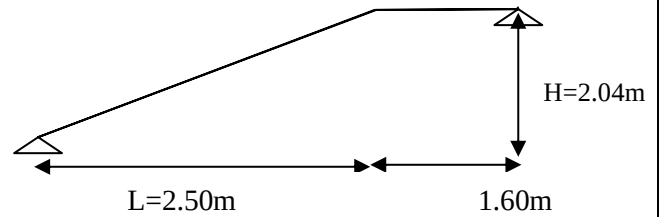


Figure 4.2 : Volée

$$L = g \times (n - 1) \Rightarrow g = \frac{L}{(n - 1)} = \frac{250}{(12 - 1)} = 22.73 \text{ cm}$$

-La pente de l'escalier (angle d'inclinaison) :

Se calcule par : $\alpha = \arctan \left(\frac{H}{L} \right) = \arctan \left(\frac{204}{250} \right)$

$$\alpha = 39.21^\circ$$

- Prédimensionnement de l'épaisseur de la dalle d'escalier :

L'épaisseur e_p de la dalle d'escalier doit satisfaire :

$$\frac{L_{max}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Détermination de L_{max} :

$$L_{max} = \max\{L_{volée1} ; L_{volée2}\} = L_{volée}$$

$$\text{Où } L_{max} = \sqrt{L_{paillasse}^2 + L_{palier}^2}$$

- $L_{paillasse} = \sqrt{250^2 + 204^2} = 322.67 \text{ cm}$
- $L_{palier} = 160 \text{ cm}$

$$\text{Donc } L_{max} = 322.67 + 160 = 482.67 \text{ cm}$$

Calcul de l'épaisseur :

$$\frac{482.67}{30} \leq e_p \leq \frac{482.67}{20}$$

$$16.09 \leq e_p \leq 24.13$$

Choix adopté : $e_p = 20 \text{ cm}$ (minimum arrondi pratique)

4.1.2. Evaluation des charges des escaliers:

a) Palier :

Eléments constituant	Poids Volumique (KN/m^3)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccque (KN/m^2)
• Carrelage	22	2	0.44
• Mortier de pose	20	2	0.40
• Lit de sable	18	3	0.54
• Dalle en béton	25	20	5
• Total	$G = 6.38\text{KN/m}^2$ $Q = 2.5\text{KN/m}^2$		

Tableau4.1 : Charge totale du palier.

b) Paillasse :

Eléments constituant	Poids Volumique (KN/m^3)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccque (KN/m^2)
• Dalle en béton	25	20	$25 \times \frac{0.2}{\cos 36.57} = 6.22$
• Carrelage	22	2	0.44
• Mortier de pose	20	2	0.40
• Marche	22	2	$22 \times \frac{0.02}{2} = 0.22$
• Garde-corps métallique :	/	/	0.10
• Total	$G = 7.38\text{KN/m}^2$ $Q = 2.5\text{KN/m}^2$		

Tableau 4.2: Charge totale du paillasse.

4.1.3. Combinaisons des charges d'escalier:

- $ELU : q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1ml$
- $ELS : q_{ser} = (G + Q) \times 1ml$

	G KN / ml	Q KN / ml	q_u KN/ml	q_{ser} KN/ml
• Palier	6.38	2.5	12.36	8.88
• Paillasse	7.38	2.5	13.71	9.88

Tableaux 4.3 : combinaison des charges d'escalier

$$q_{u(mou)} = \frac{(7.38 \times 3.30) + (6.38 \times 1.60)}{(3.30 + 1.60)} = 7.05 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u(mou)} = 7.05 \text{ KN/ml}$$

Calcul du moment isostatique :

$$ELU : M_0 = \frac{q_{u(mou)} \times L^2}{8} = \frac{7.05 \times 4.9^2}{8} \quad M_0 = 21.16 \text{ KN.m}$$

Calcul les efforts tranchants :

$$ELU : V_{u(max)} = \frac{q_{u(mou)} \times L}{2} = \frac{7.05 \times 4.9}{2} \quad V_{u(max)} = 17.27 \text{ KN}$$

Calcul du moment en travée et moment sur appui :

- $M_t = 0.8M_0 \Rightarrow M_t = 16.93 \text{ KN.m}$
- $M_a = 0.3M_0 \Rightarrow M_a = 6.35 \text{ KN.m}$

4.1.4. Calculus des ferrailages:

a) *En travée :*

$$M_t = 16.93 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad F_e = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15 \quad \gamma_b = 1.5 \quad \theta = 1$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 17 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m} \quad h = 0.20 \text{ m} \quad d = 0.18 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{16.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 17}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.031}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}) = 0.039$$

$$\beta_u = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.039) = 0.984$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{16.93 \times 10^3}{0.984 \times 18 \times 348} = 2.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } S_t \leq \min\{3d; 33\text{cm}\} = \min\{54\text{cm}; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < \min\{54\text{cm}; 33\text{cm}\}$$

$$\text{Donc on adopte : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{A_r = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } S_t \leq \min\{4d ; 45\text{cm}\} = \min\{72\text{cm} ; 45\text{cm}\}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < \min\{72\text{cm}; 33\text{cm}\}$$

$$\text{Donc on adopte : } S_t = 15 \text{ cm}$$

b) En appuis :

$$M_a = 6.35 \text{ KN.m}^2$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{6.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 17}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.012}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012}) = 0.015$$

$$\beta_u = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.015) = 0.994$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{6.35 \times 10^3}{0.994 \times 18 \times 348} = 1.02 \text{ cm}^2$$

Soit : **2HA12 = 2.26 cm²**

Espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

On a : $S_t \leq \min\{3d; 33 \text{ cm}\} = \min\{54 \text{ cm}; 33 \text{ cm}\}$

$$S_t = 15 \text{ cm} < \min\{54 \text{ cm}; 33 \text{ cm}\}$$

Donc on adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On prend : **A_r = 2HA12 = 2.26 cm²**

4.1.5. Verification:

A- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = 2.48$$

$$A_s > A_{min} \Leftrightarrow 2.74 > 2.48 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{u(max)} = 17.27 \text{ KN}$$

$$Z_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{17.27}{1 \times 0.18} = 0.96 \text{ MPA}$$

$$\overline{Z}_u = \min\left\{0.2 \frac{f_{c28}}{10}; 5 \text{ MPA}\right\} = \min\{0.6 \text{ MPA}; 5 \text{ MPA}\}$$

$$\overline{Z}_u = 0.6 \text{ MPA}$$

$$\text{Donc : } \overline{Z}_u < Z_u \Leftrightarrow 0.6 \text{ MPA} < 0.96 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{CV}$$

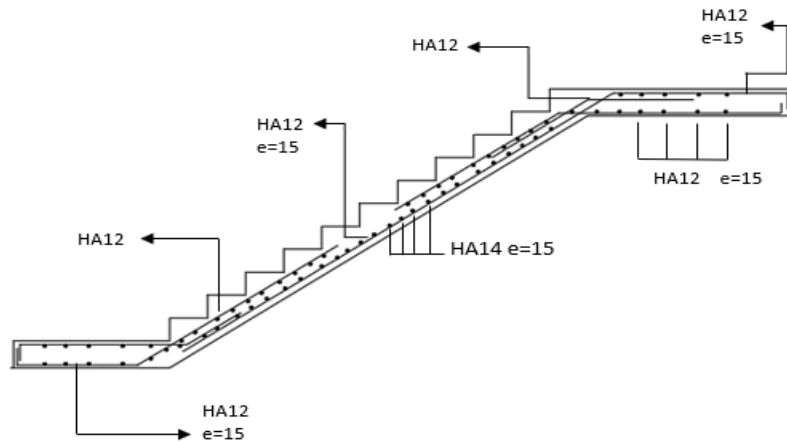


Figure 4.3: Schémas de ferrailage des escaliers

4.2. L'acrotère :

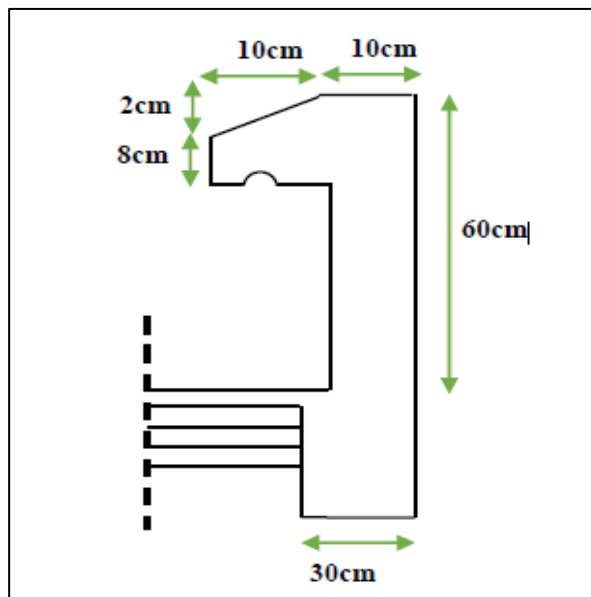


Figure 4.4: Acrotère

L'acrotère est un hurdler bas situé sur le bord de toiture-terrasse, généralement en béton armé. Il remplit des fonctions essentielles :

Protection de l'étanchéité : Il protège les joints et membranes contre les infiltrations d'eau de pluie et les projections.

Sécurité des usagers : Il prévient les chutes, avec une hauteur minimale de 1 m conforme au DTU 20.12 ou RPA 2024 (renforcement des exigences sismiques pour éléments non porteurs).

Rôle structurel : Console encastrée dans la dalle de terrasse, elle rigidifie le bord.

- **Modélisation statique :**

Système isostatique assimilable à une console encastrée, section critique à l'encastrement (flexion composée M, N).

4.2.1. Les sollicitations principaux:

$$\text{Poids propre } (G) : N_G = G \times L \quad (G \approx 25 \text{ kN/m}^3)$$

Charge horizontale : $Q_h = 1 \text{ kN/ml}$ (vent/maintenance),

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$\text{Poids propre : } G = \rho \times S \times 1 \text{ ml}$$

Avec :

- ρ : Masse volumique de béton (25 kN/m^3).
- S : section longitudinale de l'acrotère (m^2).

AN :

$$S = \frac{0,1 \times 0,02}{2} + (0,1 \times 0,08) + (0,6 \times 0,1) = 0,069 \text{ m}^2$$

- $G = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/ml}$

4.2.2. Evaluation des charges et surcharges :

Verticales :

Surface (m^2)	Poids propre (KN/m)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,069	1,725	$18 \times 0,02 = 0,36$	2.085	1

Tableaux 4.4 : Evaluation des charges et surcharges

Horizontales :

Selon l'article 6.2.3 du RPA 2024, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme, calculée selon la relation suivante :

$$F_{pk} = (A. I. S). C_p. \left(1 + 3. \frac{h_z}{H}\right). W_p$$

Où :

A : coefficient d'accélération de zone, issu du tableau 4.1 du RPA 2024.

I : coefficient d'importance de l'ouvrage.

S : coefficient de site (type).

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (tableau 6.1 du RPA 2024).

h_z : hauteur du niveau d'ancrage de l'acrotère.

H : hauteur totale de la structure.

W_p : poids de l'élément considéré (acrotère).

- Dans notre cas :

Zone sismique : zone « IV » (Bordj-Bou-Arreidj) → $A=0.20$

Groupe d'usage ordinaire (habitation) → $I=1$

Site de type 1 ; S1 → $S=1.20$

L'acrotère se trouve au sommet de la structure → $\frac{h_z}{H} = 1$

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 2.085$$

On obtient :

$$F_{pk} = (0.20 \times 1 \times 1.20) \times 0.8 \times (1 + 3 \times 1) \times 2.085$$

$$F_{pk} = 1.601 \text{ KN/ml}$$

- Sollicitations des charges :

$$ELU : N_u = 1.35G = 1.35 \times 2.085 = 2.815 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : N_{ser} = G = 2.085 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$V_{ser} = Q = 1 \text{ KN/m}$$

4.2.3. Ferrailages:

$$B=100 \text{ cm} \quad c=2 \text{ cm} \quad h=10 \text{ cm} \quad d= 8 \text{ cm}$$

Calcul d'excentricité :

Ces règles proviennent de BAEL 91 (Règles de calcul A.4.3), le référentiel français adopté en Algérie pour le dimensionnement du béton armé.

Condition principale

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.815} = 0.319 \text{ m} > e_0 = \frac{h}{2} - c = 0.3 \text{ m}$, l'axe neutre se situe hors de la section, entraînant une compression partielle, et le calcul se réduit à une flexion simple.

Moment fictif

On utilise

$$M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.9 + 2.815 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.984 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_1}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{0.984 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.17} = 0.011$$

$$\mu_{bu} = 0.011 < \mu_1 = 0.392$$

Armature comprimée non nécessaire ($A' = 0$)

$$\beta = 0.5 + \frac{\sqrt{1-2\mu_{bu}}}{2} \quad \beta = 0.999$$

1. Les armatures fictives (flexion simple) :

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 266.67 \text{ Mpa}$$

$$A_1 = \frac{0.948 \times 10^6}{0.999 \times 80 \times 266.67} = 34.086 \text{ mm}^2 = 0.341 \text{ cm}^2$$

2. Les armatures réelles (flexion composée) :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.341 - \left(\frac{2.815 \times 10^{-3}}{348} \right) \times 10^4 = 0.260 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.260 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0.23 \times b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.4}{400} = 1.104 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s; A_{smin}) = \max(0.260; 1.104)$$

$$A = 1.104 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 avec : $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

4.2.4. Vérification au cisaillement : (Art III.2 / BAEL 91) :

$$\tau_u \leq \tau_{u, \max}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \quad \tau_u = 0.018 \text{ MPA}$$

$$\tau_{u, \max} = \min\left(\frac{f_{c28}}{10}; 3\text{MPa}\right) = \min(3\text{MPa}; 3\text{MPa}) \quad \tau_{u, \max} = 3\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.018 \text{ MPA} \leq \tau_{u, \max} = 3 \text{ MPA} \Rightarrow$ La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

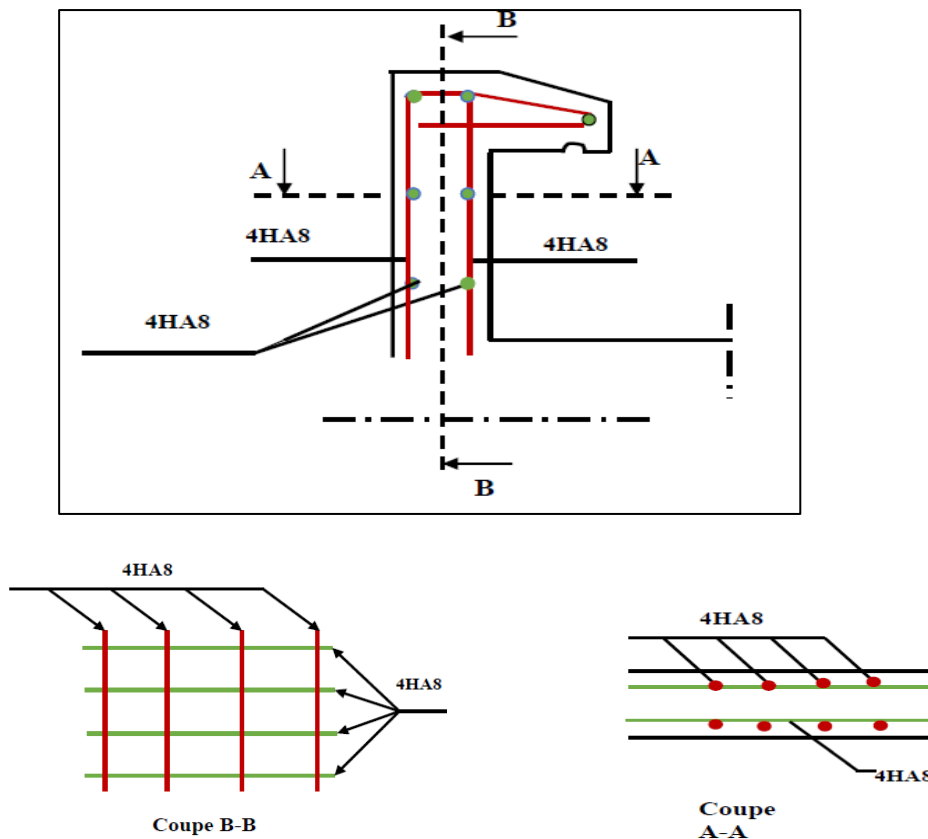


Figure 4.5 : Schémas de ferrailage de l'acrotère

4.3. Les balcons :

4.3.1. Dimensionnement des balcons :

Le balcon est une plate-forme en saillie sur la façade d'un bâtiment, généralement entourée d'une balustrade ou d'un garde-corps, offrant un espace extérieur accessible depuis l'intérieur.

Caractéristiques structurelles :

Il est conçu en béton armé ou en structure métallique, supporté par des consoles ou des colonnes, en respectant les charges et les normes sismiques comme RPA ou BAEL.

Usage dans les mosquées :

Dans les projets de mosquées, le balcon intègre souvent les galeries ou mezzanines pour la ventilation et l'éclairage, en harmonie avec le système mixte béton-acier.

L'épaisseur de la dalle du balcon est donnée par :

$$e \geq L_0/10$$

4.3.2. Evaluation des charges du Balcon :

Eléments constitutants	Poids Volumique (KN/m^3)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (KN/m^2)
5. Carrelage	22	2	$22 \times 0.02 = 0.44KN/m^2$
6. Mortier de pose	20	3	$20 \times 0.03 = 0.60KN/m^2$
7. Dalle en Béton armé	25	20	$25 \times 0.2 = 5KN/m^2$
8. Enduit de ciment	18	2	$18 \times 0.02 = 0.36KN/m^2$
			$G = 6.40KN/m^2$
			$Q = 3.50KN/m^2$

Tableaux 4.5 : évaluation des charges du balcon

4.3.3. Evaluation des charge et surcharge:

Charge permanent : $G = 6.40KN/m^2$

$$G_1 = 6.40 \times 1.80 = 11.52 \text{ KN/ml}$$

Charge concert de garde-corps :

$$G_2 = 1.30 \times 1 = 1.30 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN /ml}$

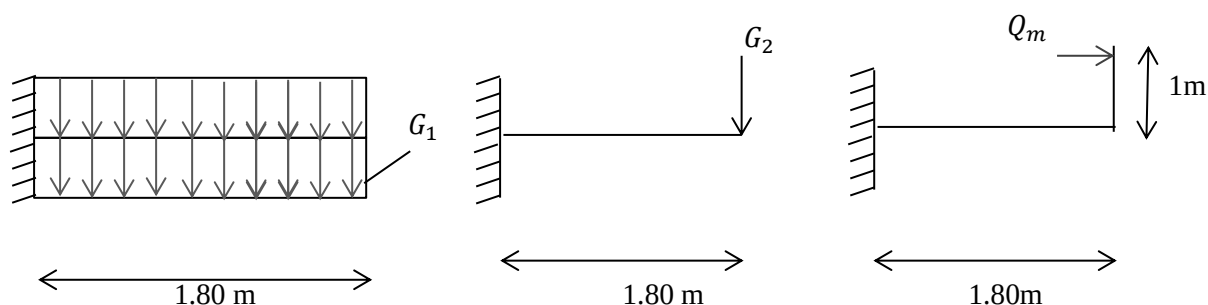


Figure 4.6 : sollicitation exercée sur le balcon.

Calcul des moments max ELU :

$$\begin{aligned} Mu_{max} &= 1.35 \left(\frac{G_1 \times l^2}{2} + G_2 \times l \right) + 1.5 \left(\frac{Q \times l}{2} + Q_m \times l \right) \\ &= 1.35 \left(\frac{11.52 \times 1.80^2}{2} + 1.30 \times 1.80 \right) \\ &\quad + 1.5 \left(\frac{3.5 \times 1.80^2}{2} + 1 \times 1.80 \right) \end{aligned}$$

$$Mu_{max} = 39.56 \text{ KN.m}$$

4.3.4. Calculus de ferrailage:

Le ferrailage calculé en flexion simple à l'ELU :

$$B= 100\text{cm} ; \quad h=20 \text{ cm} ; \quad c= 3\text{cm} ; \quad d= 17\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{39.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17^2 \times 17} = 0.081$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.11$$

$$\beta_u = (1 - 0.4\alpha) = 0.956$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times f_{su}} = \frac{39.56 \times 10^{-3}}{0.956 \times 0.17 \times 348} = 6.99 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0.23 \times b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.4}{400} = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s; A_{smin}) = 6.99 \text{ cm}^2$$

Donc, on adopte : **A_s = 5Ø14 = 7.70cm²**

$$\text{Espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

$$\text{On a : } S_t \leq \min\{3h_t; 33\text{cm}\} = \min\{45; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 25\text{cm} < \min\{45\text{cm}; 33\text{cm}\}$$

Donc on adopte : $S_t = 25\text{cm}$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Donc, on adopte : $A_s = 5\phi 6 = 2.51\text{cm}^2$

4.3.5. Schéma de ferrailage :

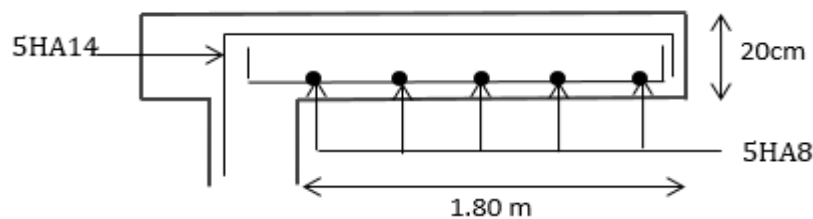


Figure 4.7: schéma de ferrailage des balcons

4.4. Calculus des poutrelles:

4.4.1. Détermination des sollicitations:

Méthode de travail :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de dalle à l'aide des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot

Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

La valeur de la surcharge respecte la condition suivante : $Q \leq \max\{2G; 5\text{KN/m}^2\}$.

La fissuration est peu préjudiciable.

Toutes les travées ont un même moment d'inertie.

Le rapport de deux travées successives est compris entre :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_i + 1} \leq 1.25$$

- *Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :*

a) $Q \leq \max\{2G; 5KN/ml\}$

$$2G = 2 \times 5.58 = 11.16$$

b) $Q = 4KN/ml \leq \max\{11.16KN/ml; 5KN/ml\}$ *Condition Vérifiée*

c) Toutes les travées ont un même moment d'inertie *Condition Vérifiée*

Le rapport de deux travées successives est compris entre :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_i + 1} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{5}{5} \leq 1.25 \quad 0.8 \leq 1 \leq 1.25 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

d) La fissuration est peu préjudiciable. *Condition Vérifiée*

Donc on adopte la méthode forfaitaire pour le calcul des poutrelles.

4.4.2. Exposé de la méthode :

α : Rapport des charges d'exploitation (Q) sur la somme des charges permanentes (G) et d'exploitation, soit $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$.

- *Définitions des moments :*

M_t : Moment maximal en travée dans la travée analysée.

M_0 : Moment maximal dans une travée indépendante de même portée ou soumise aux mêmes charges, calculé par $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$

Où l = longueur entre axes d'appuis.

- M_w, M_e : Moments en valeur absolue aux appuis gauche et droit de la travée

Considérée.

Conditions de vérification des moments (M_w, M_e, M_t) :

$$M_t \geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

- $M_t \geq \left[\frac{1+0.3\alpha}{2} \right] M_0$ (Travée inter médiaire).
- $M_t \geq \left[\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right] M_0$ (Travée de rive)
- Moments minimaux sur appuis intermédiaires (valeur absolue) :

$0.6M_0$: poutre à deux travées

$0.5M_0$: appuis proches des appuis de rive (poutre > 2 travées)

$0.4M_0$: autres appuis intermédiaires (poutre ≥ 3 travées)

Moment minimal sur appui de rive : $0.3M_0$

- Rappels :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} \text{ (Moment maximal dans travée de comparaison)}$$

l : longueur de travée entre axes d'appuis

q_u : charge uniformément répartie

M_e : moment absolu sur appui droit

M_w : moment absolu sur appui gauche

M_t : moment maximal en travée considéré

4.4.3. Application de la méthode forfaitaire :

- $\frac{1+0.3\alpha}{2}$ (Travée inter médiaire).
- $\frac{1.2+0.3\alpha}{2}$ (Travée de rive)

<i>Plancher</i>	$q_u = 1.35G + 1.5Q$ KN/m	$q_s = G + Q$ KN/m	α	<i>Travée intermédiaire</i>	<i>Travée de rive</i>
<i>Étage courant</i>	13.53	9.58	0.42	0.563	0.663
<i>Terrasse</i>	11.65	8.52	0.12	0.512	0.612

Calcul des moments isostatique M_0 :

$$M_{0A} = M_{0B} = M_{0C} = M_{0D} = M_{0E} = M_{0F} = M_{0G} = M_0$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \text{ KN.m}$$

<i>Plancher</i>	$M_0(ELU)$	$M_0(ELS)$
<i>Étage courant</i>	42.28	29.94
<i>Terrasse</i>	36.41	26.63

Tableaux 4.6 : Caractéristique des moments isostatique M_0

Calcul des moments sur appuis à ELU :

	$M_0(\text{Étage courant})$	$M_0(\text{Terrasse})$
$M_A = M_G = 0.3M_0$	12.68 KN.m	10.42 KN.m
$M_B = M_F = 0.5M_0$	21.14KN.m	18.21KN.m
$M_C = M_D = M_E = 0.4M_0$	16.91 KN.m	14.56 KN.m

Tableaux 4.7 : Caractéristique des moments sur appuis à ELU

Calcul des moments sur appuis à ELS :

	$M_0(\text{Étage courant})$	$M_0(\text{Terrasse})$
$M_A = M_G = 0.3M_0$	8.98 KN.m	7.99 KN.m
$M_B = M_F = 0.5M_0$	14.97KN.m	13.32KN.m
$M_C = M_D = M_E = 0.4M_0$	11.98 KN.m	10.65 KN.m

Tableaux 4.8 : Caractéristique des moments sur appuis à ELS

Plancher	α	$1 + 0.3\alpha$	M_0	$\max\{1.05 ; 1 + 0.3\alpha\}M_0$
Étage courant	0.42	1.126	42.28	47.61
Terrasse	0.12	1.04	36.41	38.23

Calcul des moments en travée :

$$\bullet M_t = \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2} \text{ KN.m}$$

ELU						
Plancher	$M_{t;A-B}$	$M_{t;B-C}$	$M_{t;C-D}$	$M_{t;D-E}$	$M_{t;E-F}$	$M_{t;F-G}$
Étage courant	30.69	28.58	30.69	30.69	28.58	30.69
Terrasse	23.91	21.85	23.67	23.67	21.85	23.91
ELS						
Étage courant	35.64	34.14	35.63	35.63	34.14	35.64
Terrasse	27.62	26.29	27.58	27.58	26.29	27.62

Tableaux 4.9 : Caractéristique des moments en travée à ELU et ELS

Calcul les efforts tranchants : $V_0 = \frac{qL}{2} \text{ KN}$

ELU							
Plancher	V_0	$V_{e;A-B}$	$V_{e;B-C}$	$V_{e;C-D}$	$V_{e;D-E}$	$V_{e;E-F}$	$V_{e;F-G}$
Étage courant	33.83	-32.14	-34.82	-33.83	-33.83	-32.84	-35.52
Terrasse	29.13	-27.57	-29.86	-29.13	-29.13	-28.40	-30.69
ELS							
Étage courant	23.95	-22.79	-24.55	-23.95	-23.95	-23.35	-25.15
Terrasse	20.8	-19.73	-21.33	-20.8	-20.8	20.27	-21.87

- $V_e = -V_0 + \frac{M_e - M_w}{L} \text{ KN}$
- $V_w = V_0 + \frac{M_e - M_w}{L} \text{ KN}$

ELU							
Plancher	V_0	$V_{w;A-B}$	$V_{w;B-C}$	$V_{w;C-D}$	$V_{w;D-E}$	$V_{w;E-F}$	$V_{w;F-G}$
Étage courant	33.83	35.52	32.84	33.83	33.83	34.82	32.14
Terrasse	29.13	30.69	28.40	29.13	29.13	29.86	27.57
ELS							
Étage courant	23.95	25.15	23.35	23.95	23.95	24.55	22.75
Terrasse	20.8	21.87	20.27	20.8	20.8	21.33	19.73

Tableaux 4.10 : Caractéristique des efforts tranchants à ELU et ELS

4.4.4. Ferrailage:

Pour le calcul du ferrailage, on considère la nervure la plus sollicitée des planchers terrasse, étage courant, analogue à une poutre en T soumise à flexion simple. Le ferrailage à l'ELU est calculé avec les moments maximaux en travées et aux appuis (cas le plus défavorable).

➤ Armatures longitudinales :

Les poutrelles sont calculées comme une section en T aux dimensions :

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

Les efforts maximaux :

$$\begin{cases} M_{a \max} = 21.14 \text{ KN.m} \\ M_{t \max} = 30.69 \text{ KN.m} \\ V_{w \max} = 35.52 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des armatures longitudinales :

a) En travée :

Le moment équilibré par la table de compression a' ELU

$$M_{t\max} = 30.69 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b h_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad ; \quad f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 17 \times \left(0.18 - \frac{0.05}{2} \right) \times 10^3 = 85.64 \text{ KN.m}$$

- $M_{tu\max} < M_{tu}$ donc L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b*h), b=65cm et h=20cm.

$$-M_t = 30.69 \text{ KN.m}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad F_e = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15 \quad \gamma_b = 1.5 \quad \theta = 1$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 17 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{30.69 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 17}$$

$$\mu_{bu} = 0.086 < \mu_1 = 0.392$$

➡ Section simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.086}) = 0.113$$

$$\beta_u = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.113) = 0.954$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{30.69 \times 10^3}{0.954 \times 18 \times 348} = 5.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

b) En appuis :

$$-M_t = 21.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{21.14 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 17}$$

$$\mu_{bu} = 0.384 < \mu_1 = 0.392$$

➡ Section simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.384}) = 0.647$$

$$\beta_u = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.647) = 0.741$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{21.14 \times 10^3}{0.741 \times 18 \times 348} = 4.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales [Art A.7.2, 21/BAEL 91 modifié 99] :

$$\phi_t < \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t < \min \left\{ \frac{20}{35}; \phi_l; \frac{10}{10} \right\} \quad ; \quad \phi_t < \{0.57; 1\} \quad ; \quad \phi_t < 1 \text{ cm}$$

On adopte : A=2HA8=1,00 cm².

4.4.5. Vérifications à L'ELU :

1. Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.21, CBA93)

En appui :

$$A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.25 \text{ cm}^2 < A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

En travée :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = 1.61cm^2$$

$$A_{min} = 1.61cm^2 < A_s = 6.16cm^2 \dots\dots\dots Condition V\acute{e}rifie$$

2. V\acute{e}rification de la contrainte tangentielle (BAEL91 /Art5.1.1) :

On doit v\acute{e}rifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0d} < \overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0d} = \frac{35.52 \times 10^3}{100 \times 180} = 1.97MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} = \min \left\{ 0.20 \times \frac{30}{1.5} ; 5MPa \right\} = \min \{ 4 MPa ; 5MPa \}$$

$$\overline{\tau}_u = 4MPa$$

$$\tau_u = 1.97MPa < \overline{\tau}_u = 4MPa \dots\dots\dots Condition V\acute{e}rifie$$

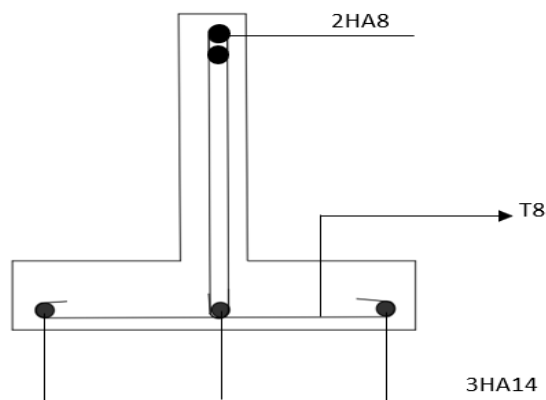


Figure 4.8: sch\ema de ferrailage

4.5. Plancher sous-sol :

4.5.1. V\acute{e}rification des conditions de la m\ethode forfaitaire :

a) $Q \leq \max \{ 2G ; 5KN/ml \}$

$$2G = 2 \times 5.33 = 10.66$$

$$Q = 4\text{KN/ml} \leq \max\{10.66\text{KN/ml}; 5\text{KN/ml}\} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

b) Toutes les travées ont un même moment d'inertie *Condition Vérifiée*

c) Le rapport de deux travées successives est compris entre :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{5}{5} \leq 1.25 \quad 0.8 \leq 1 \leq 1.25 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

d) La fissuration est peu préjudiciable. *Condition Vérifiée*

Donc on adopte la méthode forfaitaire pour le calcul des poutrelles

4.5.2. Exposé de la méthode :

α : Rapport des charges d'exploitation (Q) sur la somme des charges permanentes (G) et d'exploitation, soit $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$.

4.5.3. Définitions des moments :

M_t : Moment maximal en travée dans la travée analysée.

M_0 : Moment maximal dans une travée indépendante de même portée ou soumise aux mêmes charges, calculé par $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$

Où l = longueur entre axes d'appuis.

- M_w, M_e : Moments en valeur absolue aux appuis gauche et droit de la travée

Considérée.

Conditions de vérification des moments (M_w, M_e, M_t) :

$$M_t \geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

- $M_t \geq \left[\frac{1+0.3\alpha}{2} \right] M_0$ (Travée inter médiaire).

- $M_t \geq \left[\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right] M_0$ (Travée de rive)

- *Moments minimaux sur appuis intermédiaires (valeur absolue) :*

$0.6M_0$: poutre à deux travées

$0.5M_0$: appuis proches des appuis de rive (poutre > 2 travées)

$0.4M_0$: autres appuis intermédiaires (poutre ≥ 3 travées)

Moment minimal sur appui de rive : $0.3M_0$

- Rappels :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} \text{ (Moment maximal dans travée de comparaison)}$$

l : longueur de travée entre axes d'appuis

q_u : charge uniformément répartie

M_e : moment absolu sur appui droit

M_w : moment absolu sur appui gauche

M_t : moment maximal en travée considéré

Application de la méthode forfaitaire :

- $\frac{1+0.3\alpha}{2}$ (Travée inter médiaire).
- $\frac{1.2+0.3\alpha}{2}$ (Travée de rive)

Plancher	$q_u = 1.35G + 1.5Q$ (KN/m)	$q_s = G + Q$ (KN/m)	α
Sous-sol	13.19	9.33	0.43

Calcul des moments isostatique M_0 :

$$M_{0A} = M_{0B} = M_{0C} = M_{0D} = M_{0E} = M_0$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} \text{ KN.m}$$

• Plancher	$M_0(ELU)$	$M_0(ELS)$
Sous-sol	41.22	29.16

Tableaux 4.11 : Caractéristique des moments isostatique M_0 de sous sole

Calcul des moments sur appuis :

	$M_0(ELU)$	$M_0(ELS)$
$M_A = M_E = 0.3M_0$	12.37 KN.m	8.75 KN.m
$M_B = M_D = 0.5M_0$	20.61 KN.m	14.58 KN.m
$M_C = 0.4M_0$	16.49 KN.m	11.66 KN.m

Tableaux 4.12 : Caractéristique des moments sur appuis à ELU et ELS de sous sole

Plancher	α	$1 + 0.3\alpha$	M_0	$\max\{1.05 ; 1 + 0.3\alpha\}M_0$
Sous-sol	0.43	1.129	41.22	46.54

Calcul des moments en travée :

$$M_t = \max\{1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2} \text{ KN.m}$$

	$M_{t;A-B}$	$M_{t;B-C}$	$M_{t;C-D}$	$M_{t;D-E}$
ELU	30.05	27.99	27.99	30.05
ELS	34.87	33.42	33.42	34.87

Tableaux 4.13 : Caractéristique des moments en travée à ELU et ELS de sous sole

Calcul les efforts tranchants : $V_0 = \frac{qL}{2} \text{ KN}$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_e - M_w}{L} \text{ KN}$$

	V_0	$V_{e;A-B}$	$V_{e;B-C}$	$V_{e;C-D}$	$V_{e;D-E}$
--	-------	-------------	-------------	-------------	-------------

<i>ELU</i>	32.98	-31.33	-33.80	-32.16	-34.63
<i>ELS</i>	23.33	-22.16	-23.91	-22.75	-24.49

- $V_w = V_0 + \frac{M_e - M_w}{L} \text{ KN}$

	V_0	$V_{w;A-B}$	$V_{w;B-C}$	$V_{w;C-D}$	$V_{w;D-E}$
<i>ELU</i>	30.05	34.63	32.16	33.80	31.33
<i>ELS</i>	34.87	24.49	22.75	23.91	22.16

Tableaux 4.14 : Caractéristique des efforts tranchants à ELU et ELS de sous sole

Les efforts maximaux :

$$\begin{cases} M_{a \max} = 20.61 \text{ KN.m} \\ M_{t \max} = 30.05 \text{ KN.m} \\ V_{w \max} = 34.63 \text{ KN} \end{cases}$$

4.5.4. Calcul des armatures longitudinales :

c) En travée :

Le moment équilibré par la table de compression a' ELU

$$M_{t \max} = 30.05 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b h_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad ; \quad f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 17 \times \left(0.18 - \frac{0.05}{2} \right) \times 10^3 = 85.64 \text{ KN.m}$$

- $M_{tu \max} < M_{tu}$ donc L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b*h), b=65cm et h=20cm.

$$M_t = 30.05 \text{ KN.m}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad F_e = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15 \quad \gamma_b = 1.5 \quad \theta = 1$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 17 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{30.05 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 17}$$

$$\mu_{bu} = 0.084 < \mu_l = 0.392$$

➡ Section simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.084}) = 0.109$$

$$\beta_u = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.109) = 0.956$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{30.05 \times 10^3}{0.956 \times 18 \times 348} = 5.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

d) En appuis :

$$M_t = 20.61 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{20.61 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 17}$$

$$\mu_{bu} = 0.374 < \mu_l = 0.392$$

➡ Section simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.374}) = 0.623$$

$$\beta_u = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.623) = 0.751$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{20.61 \times 10^3}{0.751 \times 18 \times 348} = 4.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales [Art A.7.2, 21/BAEL 91 modifiée 99] :

$$\phi_t < \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t < \min \left\{ \frac{20}{35}; \phi_l; \frac{10}{10} \right\} ; \phi_t < \{0.57; 1\}; \quad \phi_t < 1 \text{ cm}$$

On adopte : A=2HA8=1,00 cm².

4.5.5. Vérifications à L'ELU :

1. Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.21, CBA93)

En appuis :

$$A_{min} = 0.23b_0d \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.25 \text{ cm}^2 < A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

En travée :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = 1.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.61 \text{ cm}^2 < A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

2. Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91 /Art5.1.1) :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 d} = \frac{34.63 \times 10^3}{100 \times 180} = 1.92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.20 \times \frac{30}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 4 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

Conclusion :

Les éléments non structurels doivent faire l'objet d'une attention particulière en termes de résistance aux différentes contraintes, car ils améliorent la sécurité et la solidité du

bâtiment, tout en garantissant la continuité du service afin d'assurer le confort des utilisateurs.

Chapitre 05 : étude de coupole

5.1. Introduction :

Un dôme est un élément structurel en forme de coupole, fonctionnant principalement en compression. Il transmet les charges à sa base selon les axes longitudinaux et latéraux. L'utilisation de dômes à ossature métallique se justifie par la légèreté de l'acier, sa facilité de mise en forme et sa capacité à couvrir de vastes surfaces sans nécessiter de supports intermédiaires.

Dans ce chapitre, nous calculerons les contraintes agissant sur le dôme (charges propres et forces d'érosion dues aux intempéries) et vérifierons sa résistance à ces charges.



Figure 5.1 : Exemple Visual de la coupole

5.2. Définition :

Les coupoles sont des coques destinées à couvrir un espace de forme la plupart du temps circulaire, mais aussi polygonal ou de toute autre forme. Selon sa flèche, la coupole est surbaissée, en plein cintre ou surhaussée. La forme de la méridienne peut être très variée.

En principe, la coupole comporte une coque mince, généralement de révolution, raidie ou non par des nervures, soit méridiennes, soit parallèles, soit dans les deux sens.

On peut classifie la coupole selon la forme en plan : coupole révolution (plan circulaire), coupole elliptique et coupole polygonale

Classifie selon la forme de la méridienne : circulaire, elliptique, parabolique, en ogive, conique et forme d'égale résistance

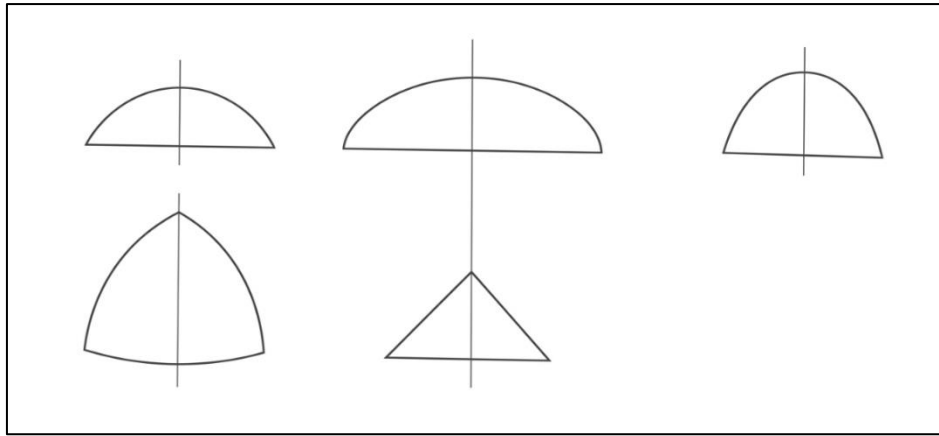


Figure 5-2 :

classification des coupôles selon la forme de la mériidienne

Type de coupôle utilisée :

Notre coupôle est une coupôle môtallique en ogival avec une ceinture supôrieure (poutre en charpente môtallique) supportôe par des poteaux courtes connecter à une ceinture infôrieure (en bôtôn armô) avec les dimensionnements suivants :

$$r = 5m ; \quad f = 7m ; \quad a \cdot \sin \varphi_0 = 2.43$$

$$\sin \varphi_0 = \frac{0.9}{7} = 0.34 \rightarrow \varphi_0 = 20.31^\circ$$

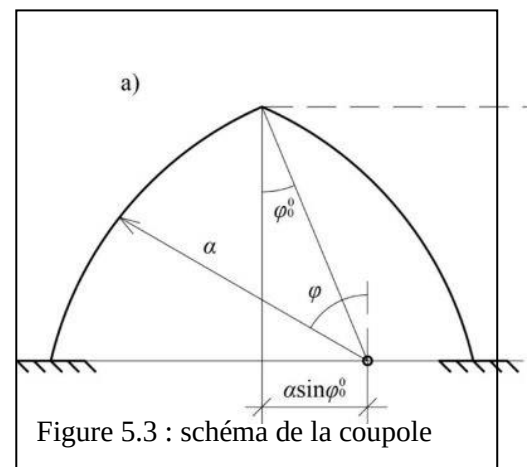


Figure 5.3 : schéma de la coupôle

Notre coupôle contient à un anneau en acier pour fixer les mériidiennes et pour ôviter l'encombrement des assemblages.

5.3. Evaluation des charges :

5.3.1. Charge permanent (G) :

- Poids propre de la couverture (plaques polycarbonate 16mm) 2.15 Kg/m².
- Poids propre d'accessoire d'attache1.5 Kg/m².
- Poids propre de la nervure estimô (IPE140) 12.9 Kg/m.

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \times e + P_{\text{panne}}$$

$$e: \text{espacement entre les nervures (} e = 0.9m \text{)} \quad G = (2.15 + 1.5) \times 0.9 + 12.9 = 16.18 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0.161 \text{ KN/m}$$

5.3.2. Charge d'exploitation :

$$Q = 0.9 \text{ KN/m}$$

5.3.3. Charge climatique :

A. Charge de neige :

Charge de la neige conforme aux règle RNV 2013 (**DTR-C-2-47**) s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \text{ en Kg/m}^2$$

S_k : est la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et la zone de neige

μ : coefficient de forme, est un coefficient d'ajustement des charge, fonction de la forme de la forme de la toiture

La donnée de notre cas :

La zonz de neige : **B**

$$\text{Donc : } S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

H= est l'altitude de site (pour notre cas : H= 880 m)

$$S_k = 0.452 \text{ KN/m}^2$$

Dans le cas de toiture cylindrique ne comporte pas d'obstacle de neige, il convient de considérer le cas de charges illustrée par la figure 5.3

Les coefficients de forme se calculent comme suit :

$$\begin{aligned} \text{pour } \beta \leq 60^\circ \quad \mu_1 &= 0.8 \quad ; \quad \mu_3 \\ &= 0.2 + 10 \frac{h}{b} \text{ et limitée } \mu_3 \\ &\leq 0.2 \end{aligned}$$

Avec b : portée de la coupole

$$\text{pour } \beta > 60^\circ \quad \mu_1 = \mu_3 = 0$$

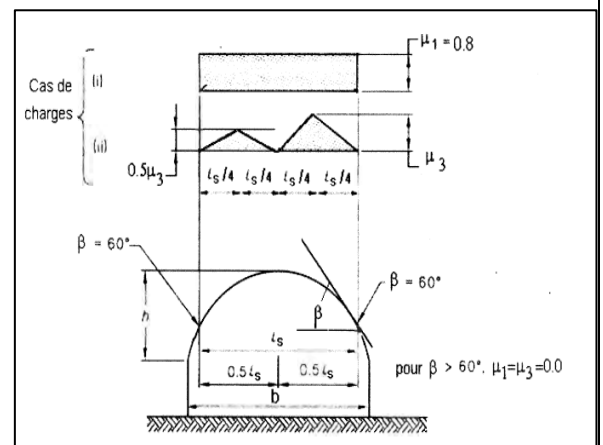


Figure 5.4 : coefficient de forme, toiture cylindrique

Pour notre cas : $h=7$ m ; $b=10$ m ; $a=5$ m

$$\tan \beta = \frac{h}{a} \rightarrow \beta = 54.46^\circ \leq 60^\circ \text{ donc :}$$

$$\mu_1 = 0.8$$

$$\mu_3 = 0.2 + 10 \frac{7}{10} = 7.2 > 2 \text{ donc } \mu_3 = 2$$

$$\mu_2 = 0.5 \times \mu_3 = 1$$

$$S_1 = \mu_1 \times S_k = 0.8 \times 0.452 = 0.36 \text{ Kn/m}^2$$

$$S_2 = \mu_2 \times S_k = 1 \times 0.452 = 0.452 \text{ Kn/m}^2$$

$$S_3 = \mu_3 \times S_k = 2 \times 0.452 = \mathbf{0.904 \text{ Kn/m}^2}$$

$$S=0.813 \text{ Kn/m}$$

B. Charge de vent :

Nous allons résumer les calculs

➤ Les données nécessaires :

- Selon le RNVA 99, notre projet est classé en zone II, la pression dynamique de référence est comme suit : $q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2$.
- La structure sera implantée dans la catégorie de terrain IV :

D'où : (tableau 2-4, chapitre 2 RNVA99).

Le facteur de terrain $K_T = 0.19$

Le paramètre de rugosité $Z_0 = 0.05$

La hauteur minimal $Z_{min} = 2m$

- Le coefficient de topographie ($C_t(z)$) :

Pour notre cas : $\phi < 0.05$ donc $C_t(z) = 1$

➤ Détermination de la pression dynamique $q_{dyn}(ze)$:

$$q_{dyn}(ze) = q_{ref} \times C_e(ze) \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$C_e(ze)$: coefficient d'exposition au vent

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) + [1 + 7 \times I(z)]$$

- C_r : coefficient de rugosité.
- C_t : coefficient de topographie.
- $I_v(z)$: l'intensité de la turbulence.
- Z (en m) est la hauteur considérée.

Ou bien : $C_e(z) = 1.173$ (selon tableau 2.3 chapitre2)

$$q_{dyn}(ze) = 435 \times 1.173 = 510.25 \text{ N/m}^2 .$$

➤ Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} :

En cas de toiture en forme sphère :

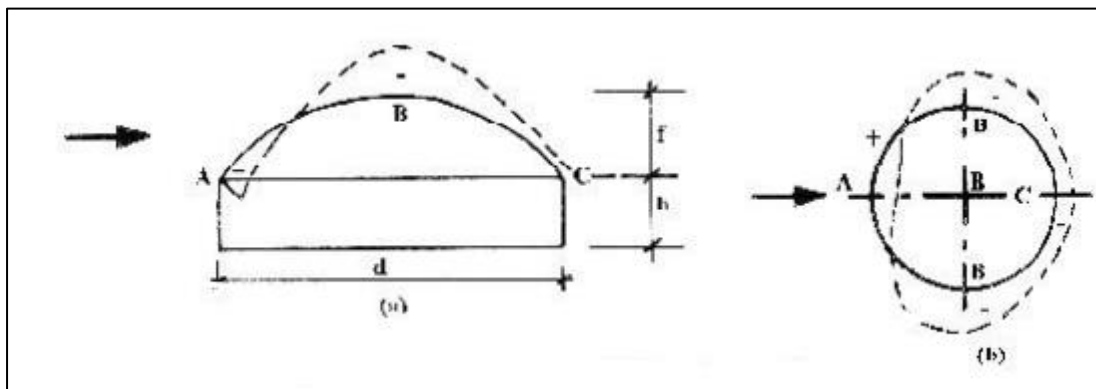


Figure 5.5 : division des toitures en forme de calotte sphérique.

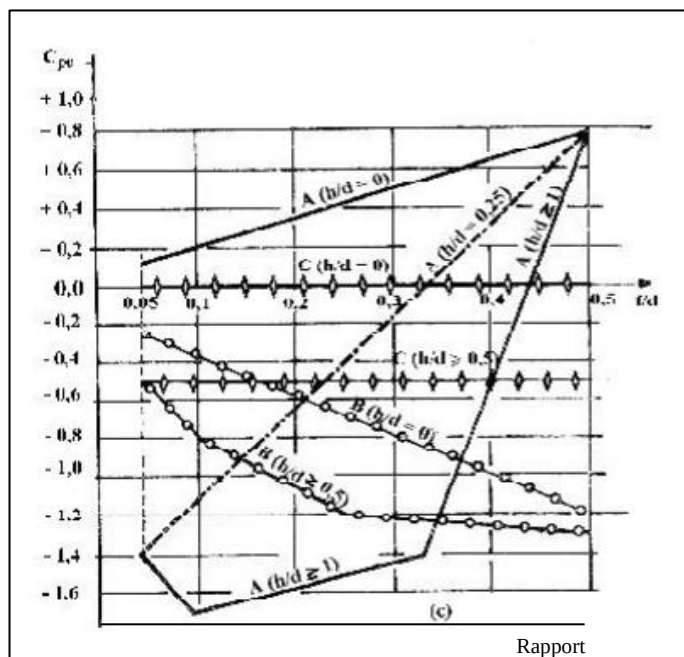


Figure 5.6 : coefficient C_{pe} pour toiture en dôme à base circulaire

Les résultats pour : $h/d = 0.12$ et $f/d = 0.7$

Zone A : $C_{pe} = 0.8$

Zone B : $C_{pe} = -1.2$

Zone C : $C_{pe} = -0.1$

➤ Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient doit être calculé par une interpolation linéaire

$$C_{pi} = 0.3$$

➤ Calcul des pressions :

$$W(z) = qi = q_{dyn} \cdot (ze) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

On obtient les valeurs des pressions est données dans les tableaux suivants :

Zone	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W (N/m^2)$
A	510.25	0.8	0.3	229.61
B		-1.2		-790.88
C		-0.1		-229.6

Tableau5.1 : Les valeurs des pressions

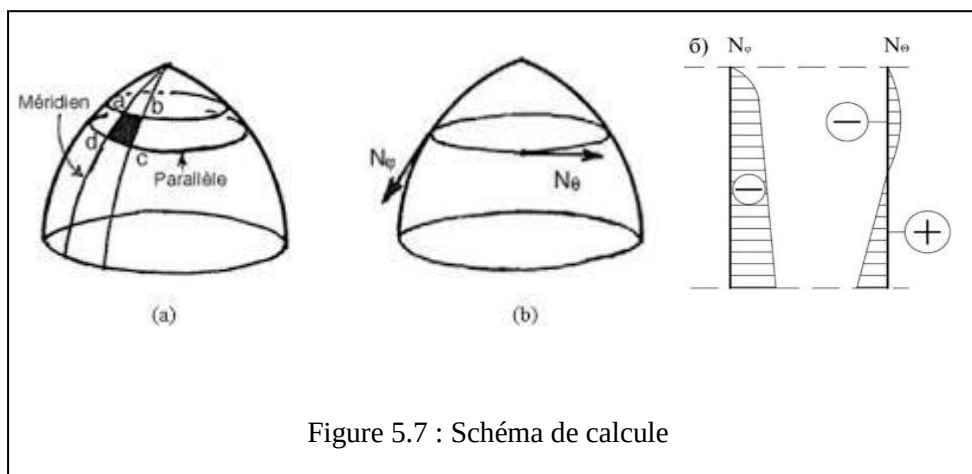
On prendre : $W = 790.87 \text{ N/m}^2$

$$W = 711.783 \text{ N/m} = \mathbf{0.790 \text{ N/m}}$$

5.4. Calcul des sollicitations :

Selon FLÜGGE : (16)

- Les efforts méridiens $N_\varphi = -p \times a \left(\frac{\cos \varphi_0 - \cos \varphi}{(\sin \varphi - \sin \varphi_0) \sin \varphi} \right)$
- Les efforts parallèles : $N_\theta = -\frac{p \times a}{\sin^2 \varphi} [(\varphi - \varphi_0) \sin \varphi_0 - (\cos \varphi_0 - \cos \varphi) + (\sin \varphi - \sin \varphi_0) \sin \varphi \times \cos \varphi]$



5.4.1. Combinaison d'actions :

a) A l'ELU :

Combinaison	$q_u (KN/m)$
1.35G+1.5Q	$1.35 \times 0.161 + 1.5 \times 0.9 = 1.567$
$1.35G + 1.5 W$	$1.35 \times 0.161 + 1.5 \times 0.790 = 1.402$
1.35 G+1.5 S	$1.35 \times 0.161 + 1.5 \times 0.813 = 1.436$
1.35 G + 1.35 (Q+W+S)	$1.35 \times 0.161 + 1.35(0.9+0.790+0.813) = 3.596$
q	3.596

Tableau 5.2 : calcul des combinaisons d'actions $e_z \gg \gg$

b) A l'ELS :

G+Q	$0.161 + 0.9 = 1.061$
-----	-----------------------

Tableau 5.3 : calcul des combinaisons d'action

5.4.2. Décomposition des charges :

Chargement P (Kn/ m)	Effort en k_n avec ($\varphi_0 = 20.31^\circ = 0.35rad$) ; ($\varphi = 90^\circ = 1.570rad$) et a=7	
	Méridiens N_φ	parallèles N_θ
ELU	$= -3.596 \times$ $7 \left(\frac{\cos(20.31) - \cos 90 - (1.57 - 0.35) \sin(20.31)}{(\sin 90 - \sin(20.31)) \sin 90} \right)$ $= -19.80 \text{ KN}$	$= -\frac{3.596 \times 7}{\sin^2 90} [(1.57 -$ $0.35) \sin(20.31) -$ $(\cos 20.31 - \cos 90) +$ $(\sin 90 - \sin 20.31) \sin 90 \times$ $\cos 90]$ $= 12.92 \text{ KN}$
ELS	- 6.910KN	3.81 KN

Tableau 5.3 : les efforts normaux due déférentes charges

5.5. Vérifications des résistances :

5.5.1. Vérification à l'ELS :

➤ **Prédimensionnement à l'ELS :**

La flèche à l'état limite de service se fait avec les charges et surcharges de service : $F \leq F_{adm}$

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{700}{200} = 3.5$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \times (l)^4}{E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384 \times 3.5} \times \frac{Q_{zsd} \times (l)^4}{E} = \frac{5}{384 \times 3.5} \times \frac{106.1 \times (700)^4 \times 10^{-2}}{2.1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 451.29 \text{ cm}^4$$

Donc le choix de IPE140 est vérifié la condition suivante :

➤ **Condition de la flèche :**

$$f = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y} < \frac{l}{200} \rightarrow f = \frac{5 \times 0.161 \times 10^{-2} \times 700^4}{384 \times 21000 \times 541.2} < \frac{700}{200}$$

5.6. Vérification à la sécurité :

5.6.1. Vérification à la flexion :

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

Où α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égale à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

- Section **I** et **H** : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$

Avec $n = N_{sd}/N_{pl,Rd} = 0 \rightarrow \beta = 1$

Class de section :

$$\text{Class de la semelle : } \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

IPE 140 → *semelle de class1*

Class de l'âme :

IPE140 → *Ame de class1*

La section est de class 1

➤ Caractéristique géométrique de l'**IPE140**

$$W_{el.y} = 77.3 \text{ cm}^3$$

$$W_{el.z} = 12.30 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl.y} = 88.3 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl.z} = 19.2 \text{ cm}^3$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.3 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = \mathbf{22.07 \text{ Kn.m}}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.2 \times 27.50}{1.1} = \mathbf{4.8 \text{ Kn.m}}$$

$$Q_{sdz} = Q_{sd} \cos \alpha = 3.596 \times \cos 20.31 = 3.37 \text{ Kn/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{sdz} \times L^2}{8} = \frac{3.37 \times 7^2}{8} = 20.64 \text{ Kn.ml}$$

$$Q_{sdy} = Q_{sd} \sin \alpha = 3.596 \times \sin 20.31 = 1.24 \text{ kN/ml}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{sdy} \times L^2}{8} = \frac{1.24 \times 3.5^2}{8} = 1.89 \text{ Kn.ml}$$

- Dans notre cas l'effort normal dans la méridienne est : $N_{sd} = 19.80 \text{ Kn}$ et $N_{pl,Rd} = 285.4 \text{ KN}$

$$\text{Donc } \beta = 5 \times \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 2.5$$

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

$$\left(\frac{20.64}{22.07} \right)^2 + \left(\frac{1.89}{4.8} \right)^{2.5} = \mathbf{0.97 \leq 1.0} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

5.6.2. Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{ysd} \leq V_{plysd} \quad V_{plysd} = \frac{A_{vy}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{zsd} \leq V_{plzsd} \quad V_{plzsd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{vy} = 10.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{vz} = 7.6 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{3.37 \times 7}{2} = 11.79 \text{ Kn}$$

$$V_{ysd} = 0,625 Q_{ysd} \times (l) = 0,625 \times 1.24 \times 7 = 5.24 \text{ Kn}$$

$$V_{plysd} = \frac{10.6(235/\sqrt{3})}{1,1} = 130.743 \text{ Kn}$$

$$V_{plzsd} = \frac{7.6(235/\sqrt{3})}{1,1} = 93.740 \text{ Kn}$$

$$V_{ysd} = 5.24 \text{ Kn} \leq V_{plysd} = 130.743 \text{ Kn} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$V_{zsd} = 11.79 \text{ Kn} \leq V_{plzsd} = 93.740 \text{ Kn} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

5.6.3. Vérification des pièces tendus (résistance à la traction) :

Cette vérification concerne la poutre parallèle

Cas d'absence des trous dans la pièce :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

N_{sd} : Est l'effort de traction sollicitant la pièce

$N_{pl,Rd}$: effort résistant plastique de la section brute

A : section brute : aire de la section transversale

f_y : coefficient partiel de sécurité du matière acier $\gamma_{M0} = 1$

Selon le tableau de profilé IPE140 la section A=16.40 cm²

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{1640 \times 235}{1} = 3854000 \text{ N} = 385 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} = 12.92 \text{ Kn} < 385 \text{ Kn} \quad \text{donc la condition vérifié}$$

5.7. Vérification de la ceinture :

5.7.1. Evaluation des charges :

Charge permanent : la charge précédente plus le poids propre de HEA200

$$G = 16.18 + 42.3 = 58.48 \text{ kg/m} = 0.584 \text{ KN/m}$$

Charge d'exploitation : $Q = 0.9 \text{ KN/m}$

Charge climatique : le même charge $S = 0.813 \text{ KN/m}$ et $W = 0.79$

La combinaison : la plus sollicité : à l'ELU

$$1.35 + 1.5 (Q + S + w) \rightarrow 4.16 \text{ KN/m}$$

5.8. Calcule de l'effort :

$$N_{\theta} = -\frac{4.16 \times 7}{\sin^2 90} [(1.57 - 0.35) \sin(20.31) - (\cos 20.31 - \cos 90) + (\sin 90 - \sin 20.31) \sin 90 \times \cos 90] = 14.95 \text{ K}$$

5.7.2. Vérification des pièces tendus (résistance à la traction) :

Cas d'absence des trous dans la pièce :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

N_{sd} : Est l'effort de traction sollicitant la pièce

$N_{pl,Rd}$: effort résistant plastique de la section brute

A : section brute : aire de la section transversale

f_y : coefficient partiel de sécurité du matière acier $\gamma_{M0} = 1$

Selon le tableau de profilé HEA200 la section $A = 53.8 \text{ cm}^2$

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{5380 \times 235}{1} = 1264300 \text{ N} = 1264.3 \text{ Kn}$$

$$N_{sd} = 14.95 \text{ Kn} < 1264 \text{ Kn} \quad \text{donc la condition vérifié}$$

5.8. Pré dimensionnement des poteaux court :

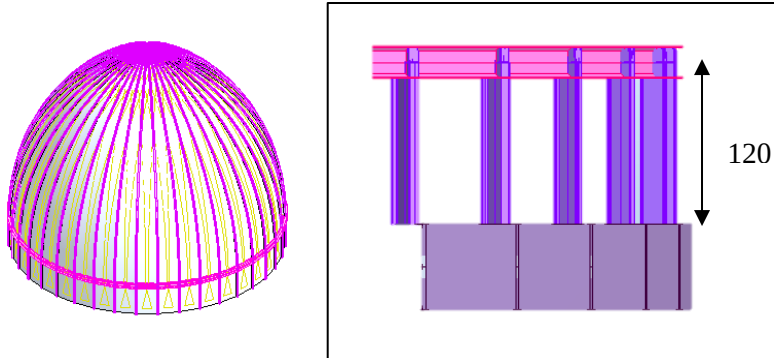


Figure5.8 : schéma représentative de poteaux

5.8.1. Calcul des charges:

a) Charge permanente :

Surface d'influence poteaux : $S = 0.9 \times 1.2 = 1.08 \text{ m}^2$

Surface d'influence (coupole) : $S = 0.9 \times 8.60 = 7.74 \text{ m}^2$

- Couvertures des panne $0.163 \times 7.74 = 1.26 \text{ KN}$
- Accessoire de pose $0.15 \times 7.47 = 1.161 \text{ KN}$
- La panne IPE 140 $0.129 \times 8.60 = 1.10 \text{ KN}$
- Ceinture HEA200 $0.423 \times 0.9 = 0.380 \text{ KN}$
- La poteaux IPE 140 $0.129 \times 1.2 = 0.15 \text{ KN}$
- Poids de béton $1.08 \times 25 \times 0.10 = 2.7 \text{ KN}$

b) Sur charge climatique :

$$S_n = 0.904 \times 7.74 = 6.99 \text{ KN}$$

$$W = 0.790 \times 8.67 = 6.84 \text{ Kn}$$

c) $Q = 1.08 \text{ Kn}$

5.8.2. Détermination de l'effort N par la descente de charges :

➤ A L'ELU :

$$N_{\max} = 1.35G + 1.35(Q + s + w)$$

$$N_{\max} = 1.35 \times 6.751 + 1.35(1.08 + 6.99 + 6.84)$$

$$N_{\max} = 29.24 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{29.24 \times 1}{23.5} = 1.244 \text{ cm}^2$$

Pour la section obtenue on surdimensionne notre section et on opte pour un IPE140 pour des raisons d'assemblage.

5.9. Poutre courbe :

On considère que la poutre courbe est encastrée aux deux extrémités de section rectangulaire (50×30) cm, s'appuie sur deux poteaux du portique.

5.9.1. Calcul des sollicitations :

Nous pouvons calculer les sollicitations utilisant la méthode de G_{prudon} , ou bien extraire les résultats avec logiciel ROBOT.

Moment en travée : -19.58 KN/m

Moment sur appuis : 13.66 KN/m

L'effort tranchant : 19.50 KN

Moment de torsion : 2.77 KN/m

5.9.2. Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait à flexion simple

Section	M (KN.M)	B (cm)	H(cm)	A min (cm ²) selon RP	As (cm ²)	Chois d'armature	As adoptée (cm ²)
Travée	19.58	30	50	7.5	1.26	3HA14	4.62
Appuis	13.66	30	50		0.71	3HA14	4.62

Tableau 5.4 : Le calcul se fait à flexion simple

Armature transversale : 4 Φ8

Avec Espacement en zone nodale est 8 cm

Et Espacement en zone courante : 15 cm

5.10. Dalle plein de coupole :

La dalle pleine est encastrée sur les poutres portique, avec une épaisseur de 30 cm, cette dalle est ferrillée par un quadrillage d'acier perpendiculaire de même section unitaire.

$A_s = HA14$ sur les deux nappes.

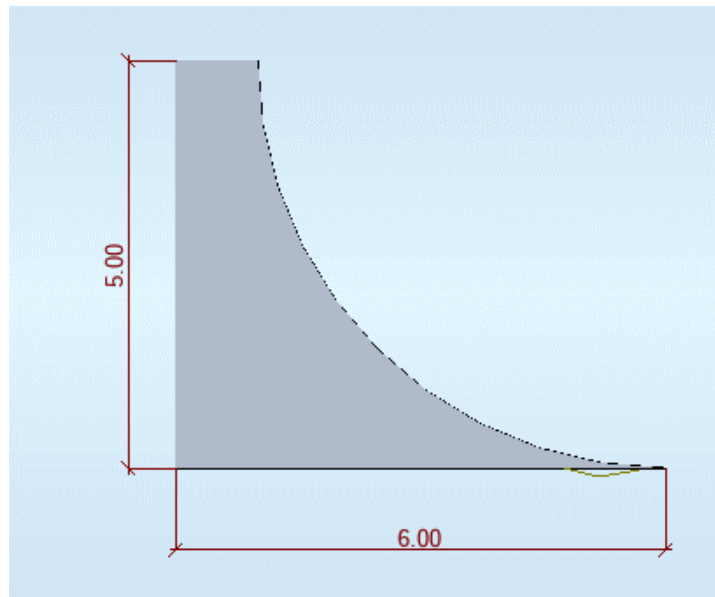


Figure 5.9 : schéma de la dalle pleine.

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de comprendre la coupole et d'en déterminer les dimensions, tout en étudiant les éléments et les charges qui agissent sur elle, et en veillant à ce qu'elle résiste aux différentes contraintes afin de constituer un élément esthétique et sécurisé.

Chapitre 06 : l'étude sismique

6.1. Introduction :

Étant donné que le bâtiment est soumis à des variations dynamiques et est affecté par des facteurs naturels, il est indispensable de le soumettre à des vérifications appropriées. Les séismes constituent le risque le plus important menaçant la sécurité du bâtiment. Lors d'un séisme, l'énergie sismique se propage des profondeurs de la terre à travers le sol pour atteindre la fondation de la structure, qui se met alors en mouvement horizontal et vertical. La structure répond à cette sollicitation de la manière suivante :

La masse de la structure joue un double rôle : d'une part, elle amplifie les forces d'inertie, et d'autre part, elle abaisse la fréquence naturelle de la structure.

La rigidité détermine la capacité de la structure à résister aux déplacements horizontaux et contrôle la fréquence propre fondamentale de la structure ; ainsi, la distribution de la rigidité sur les étages influence directement la répartition des forces sismiques.

L'amortissement représente la capacité de la structure à dissiper l'énergie vibratoire.

Dans ce chapitre, une étude sismique d'un bâtiment en béton armé est menée conformément aux exigences du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024, à travers la définition des paramètres sismiques, le choix de la méthode d'analyse et la vérification du comportement global de la structure. L'analyse dynamique d'une structure dans sa configuration réelle étant fréquemment très complexe et nécessitant des calculs prolongés, parfois irréalisables manuellement, il est donc courant de recourir à des modélisations. À cet effet, le logiciel **Robot Structural Analyses Professional** a été utilisé, permettant de simplifier le problème tout en conservant une représentation suffisamment précise pour en permettre l'analyse.

6.2. Critères de classification :

6.2.1. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante

Ce projet est dans la **zone IV**

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

Figure 6.1 : classification des zones sismicité et coefficient d'accélération de zone

6.2.2. Classification des sites :

Les sites sont classés en cinq catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Notre cas : **Catégorie S2 (site ferme)**

6.2.3. Actions sismiques (coefficient d'accélération) :

Chaque zone est associée à un coefficient d'accélération moyen, selon tableau (la figure 2.2)

A=0.20 dans La zone quatre

Pour calculer le spectre, il faut déterminer les périodes T :

Pour notre zone, les formes des spectres de type 1 et site ferme S2,

S=1.20 T₁ = 0.10 s T₂ = 0.50 s T₃ = 2.0 s

Spectre de calcul :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: spectre de calcul normalise / rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g

R : coefficient de comportement de la structure

QF : facteur de qualité

A : coefficient d'accélération

T₁ : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T₂ : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T₃ : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant

I : coefficient d'importance.

S : coefficient de site.

6.2.4. Classification des bâtiments selon leur importance :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un bâtiment dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Ainsi, les bâtiments sont classés en 4 groupes d'importance, pour ce projet le groupe d'importance est : **Groupe 1B : Bâtiments de grande importance**

- Les groupes d'importance sont caractérisés par différents coefficients d'importance, I, Pour notre cas on a : Groupe 1B Alors : Coefficient d'importance **I = 1.20**

6.2.5. Coefficient de comportement global de la structure R :

Sa valeur unique est donnée par le Tableau en fonction du système de contreventement. Pour la conception du contreventement, une seule valeur du coefficient de comportement, R, doit être utilisée pour chaque direction principale.

Le système utilisé dans notre structure est : système 1) : à ossature

Donc **R = 5.5^(a)**

Figure 6.2 : tableau du coefficient de comportement R sur RPA2024 (p67)

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton armé		
1	Système à ossature	5.5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inversé	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)

6.2.6. Classification des bâtiments selon leur configuration :

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) (article 3.7.1 p 68) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (b1 à b4) (article 3.7.1 p 68) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

6.2.7. Facteur de qualité :

Le facteur de qualité, QF , tient compte de

- La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure ;
- La régularité en plan et en élévation.

La valeur de QF est déterminée par : $QF = 1 + \sum_{q=1}^{9=i} P_q$

Où :

- P_k Est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans le Tableau
- i est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Figure6.3 : tableau de valeurs des pondérations

On est avec la catégorie (b) parce que $R = 5.5^{(a)}$

Pondérations de la catégorie (a)

1. Régularité en plan La structure est classée régulière en plan selon les critères → condition vérifiée

2. Régularité en élévation La structure est classée régulière en élévation selon les critères → condition non vérifiée

3. Conditions minimales sur le nombre de niveaux La structure doit comporter au minimum deux niveaux. → condition vérifiée

4. Conditions minimales sur les travées La structure doit présenter, à chaque niveau, au minimum trois (03) travées. → condition vérifiée

$$Q_{f \text{ sens } x} = 1 + 0.20 = 1.2$$

$$Q_{f \text{ sens } y} = Q_{f \text{ sens } x} = 1.2$$

Dans le tableau ci-après sont résumés les critères sismiques :

Zone sismique	IV
Groupe d'usage	B1
Site	S2
Coefficient d'accélération de zone A	0.2
Coefficient d'importance I	1.2
Coefficient de site S	1.2
Limite inférieure des périodes T1 (s)	0.1
Limite supérieure des périodes T2 (s)	0.5
Début de la branche à déplacement spectral constant T3 (s)	2
Facteur de qualité	QF = 1.2
Coefficient de comportement	R=5.5

Tableau 6.1 : résumé des critères de classification

6.3. Choix de la méthode de calcul :

Selon RPA2024 il y a 3 méthodes utilisables :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérations grammes.

6.3.1. Condition d'application de la méthode statique équivalente :

Une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI). Les conditions complémentaires indiquées au Tableau suivante :

Figure 6.4: condition d'application de la méthode statique équivalente sur RPA2024 (p 74)

➤ Les conditions sont remplies, donc nous pouvons appliquer cette méthode.

Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 7 niveaux et ≤ 23 m	(*)
V et VI	≤ 2 niveaux et ≤ 8 m	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m
Nota: (*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur				

6.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Les forces réelles dynamiques, qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique

6.3.3. Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

$T_{\text{empirique}}$: période fondamentale

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donne par tableau suivant :

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

Table 4.3: Valeurs du coefficient C_T

Tableaux 6.2 : Valeurs du coefficient C_T

D'où : $C_T = 0,05$ (selon RPA2024 table 4.3 p 76)

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (12.24)^{\frac{3}{4}} = 0,32 \text{ Sec}$$

Dans le cadre de l'application de la méthode statique équivalente développée, les valeurs de (T_0) , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques, ne doivent pas dépasser de plus de 30% celle estimée à partir de la formule empirique

Résultats d'analyse modale :

Cas/Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/ 1	0,17	0,01	68,29	0,01	68,29
3/ 2	0,15	69,11	0,01	69,12	68,30
3/ 3	0,12	0,00	0,83	69,12	69,13
3/ 4	0,06	0,00	3,48	69,13	72,61
3/ 5	0,05	3,45	0,00	72,58	72,61
3/ 6	0,04	0,11	0,05	72,69	72,67
3/ 7	0,04	0,00	0,00	72,70	72,67
3/ 8	0,04	0,00	0,00	72,70	72,67
3/ 9	0,03	0,00	0,02	72,70	72,69
3/ 10	0,03	0,00	0,00	72,70	72,69
3/ 11	0,03	0,00	0,01	72,70	72,70
3/ 12	0,02	0,00	0,00	72,70	72,70

Tableau 6.3 : Résultats obtenus à l'aide du logiciel Robot

- Ce modèle présente une de période $T = 0.17$ s
- Le premier est un mode de translation le long de l'axe x
- Le deuxième est un mode de translation le long de l'axe y
- Dans le troisième mode est une torsion

- Cas	Période à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3T_{\text{empirique}}$

Tableau 6.4 : valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

$$T_{calcul} < 1.3T_{empirique}$$

$T_{calcul} = 0.17 < 1.3 \times 0.32 = 0.41s \rightarrow$ la période de calcul de l'effort tranchant est :

$$T = 0.17s$$

6.3.4. Calcul de la force sismique totale V :

$$V = \lambda \cdot \frac{s_{ad}}{g}(T_0) \cdot w$$

Avec :

$\frac{s_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0 :

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

W : Poids sismique total du bâtiment.

6.3.4.1. Coefficients de correction λ :

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 \text{ si } T_0 \leq (2 - T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases}$$

Notre structure > 2 niveaux

$$T_0 = 0.17 \leq 2T_2 = 2 \times 0.5 = 1 \quad \text{Condition vérifiée } \lambda = 0.85$$

6.3.4.2. Spectre de réponse :

On a déjà déterminé les valeurs : $T_1 = 0.10 \text{ s}$ $T_2 = 0.50 \text{ s}$ $T_3 = 2.0 \text{ s}$

$$T_2 = 0.5 \text{ s} < T = 0.17 \text{ s} < T_2 = 0.50 \text{ s}$$

Cela signifie que la formule appropriée pour le calcul du spectre de calcul est la troisième formule :

$$\frac{s_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S. \left[2.5 \cdot \frac{QF}{R} \right]$$

Voici les résultats de l'application :

$$\frac{s_{ad}}{g}(T_0) = 0.2 \times 1.20 \times 1.20 \cdot \left[2.5 \cdot \frac{1.25}{5.5} \right] = 0.176$$

6.3.4.3. Poids sismique total du bâtiment W :

Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i » :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, \text{ N nombre de niveaux}$$

Où : $W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$

Pour tout niveau i de la structure

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : Charges d'exploitation
- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.30
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Tableau 6.5: Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ

Selon le logiciel ROBOT le poids total de la structure est : $W = 5983.44 \text{ KN}$

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Directions X : Masse cumulée = 91.69 %

Direction Y : Masse cumulée = 95.76 %

3/ 26	0,00	0,00	0,00	87,35	89,88
3/ 27	0,00	0,02	5,52	87,38	95,40
3/ 28	0,00	0,88	0,01	88,25	95,41
3/ 29	0,00	3,01	0,00	91,27	95,41
3/ 30	0,00	0,43	0,35	91,69	95,76

Tableau 6.6 : la masse cumulée obtenus à l'aide du logiciel Robot

6.3.4.4. Résultats de calcul de la force sismique V :

Après application de la formule suivante :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

λ	$\frac{s_{ad}}{g}(T_0)$	w (KN)	V statique Sens x (KN)
0.85	0.176	5983.44	895.12

Tableau 6.7 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente

6.4. Justification de sécurité :

6.4.1. Composante verticale de l'action sismique :

Notre structure ne répond pas aux critères suivants :

- Éléments structuraux horizontaux ou semi-horizontaux d'une portée de 15 mètres ou plus ;
- Éléments en porte-à-faux horizontaux ou semi-horizontaux d'une longueur supérieure à 2,00 mètres ;
- Éléments précontraints horizontaux ou semi-horizontaux ;
- Poutres porteuses de poteaux ;
- Structures érigées sur des supports parasismiques.

Par conséquent, nous ne prenons pas en compte la composante verticale de l'action sismique.

6.4.2. Justifications vis-à-vis de résistance :

Cette condition concerne les éléments structuraux, leur assemblage est les éléments non structuraux critique, Ce point sera vérifié dans le chapitre suivant.

$$S_d \leq R_d$$

Où :

S_d : sollicitation agissante de calcul résultant décombinaisons accidentelle,

R_d : sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du

Matériau constitutif.

6.4.3. Justification vis-à-vis de la ductilité :

Les exigences de ductilité minimale sont considérées comme satisfaites si toutes les dispositions de construction relatives au matériau et aux éléments structuraux, telles que définies dans les chapitres pertinents du document technique réglementaire, sont mises en œuvre.

6.4.4. Vérification de l'effort tranchant à la base :

L'effort tranchant sismique à la base, noté V_t , résultant de la combinaison des réponses modales, ne doit pas être inférieur à 80 % de l'effort tranchant obtenu par la méthode statique équivalente, noté V . Autrement dit, la condition suivante doit être satisfaite :

$$V_{\text{dynamique}} \geq 80 \% V_{\text{statique}}$$

Sens	V (KN)	80%V (KN)	$E_x, E_y (KN)$	Vérification
X	895.12	716.10	796.92	Condition vérifiée
Y	895.12	716.10	789.12	Condition vérifiée

Tableau 6.8 : Vérification de la résultante des forces $E_x, E_y (KN)$

6.4.5. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble (renversement) :

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions. Chaque bâtiment doit être vérifié vis-à-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations.

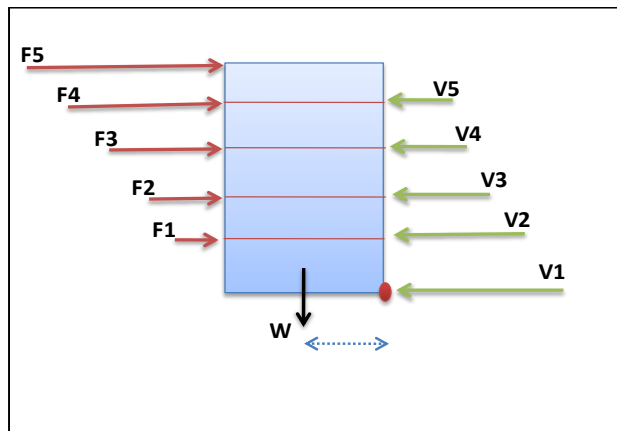
$M_{\text{renversement}}$: le moment renversement de la structure

$$M_{\text{renversement}} = \sum F_k \times H_k$$

Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1.3

$$moment_{\text{stabilisant}} > 1.3 \text{ } moment_{\text{renversement}}$$

Figure
l'équilibre
sous l'effet



6.5 : Schéma de
global de l'ouvrage
des forces sismiques

ETAG E	V _x (KN)	<i>h</i> (<i>m</i>)	W (KN)	<i>X_g</i> (<i>m</i>)	<i>M_r</i> (<i>KN.m</i>)	<i>M_s</i> (<i>KN.m</i>)
1	796,92	4,08	5983,4	12	7,4664	71801,28
2	795,09	8,16			4756,9536	
3	212,13	12,24			2596,4712	
				Somme	7360,8912	Vérifie

Tableau 6.9 : vérification vis-à-vis de renversement, DIRECTION X

ETA GE	Vy (KN)	h(m)	W (KN)	Yg(m)	Mr(KN.m)	Ms(KN.m)
1	789,12	4,08	5983,44	16,45	8,4048	98427,588
2	787,06	8,16			4708,1568	
3	210,08	12,24			2571,3792	
				SOMME	7287,9408	Vérifiée

Tableau 6.10 : vérification vis-à-vis de renversement, DIRECTION Y

6.4.6. Justification vis-à-vis de la résistance des planchers :

La capacité des planchers doit permettre de transmettre, aux éléments verticaux de contreventement, les effets des forces sismiques de calcul selon RPA 2024.

Les diaphragmes, dans les plans horizontaux, doivent pouvoir transmettre, avec une sur-résistance suffisante, les effets de l'action sismique aux divers contreventements auxquels ils

Sont liés. Cette condition est satisfaite si les effets de l'action sismique, dans le diaphragme,

Obtenus à partir de l'analyse sont multipliés par un coefficient de sur-résistance égal

1.3, selon la Combinaison de charges suivantes : $\begin{cases} G + \psi \cdot Q \mp 1.3 E_x \\ G + \psi \cdot Q \mp 1.3 E_y \end{cases}$

Cette combinaison de charges est utilisée pour le calcul et la justification des diaphragmes en béton armé, dans les structures possédant les caractéristiques suivantes :

- Formes irrégulières ou complexes en plan avec entailles ou excroissances ;
- Ouvertures grandes ou irrégulières dans le diaphragme ;
 - Distribution irrégulière des masses et/ou des rigidités (comme par exemple dans le cas d'excroissances ou de retraits) ;
- Sous-sol avec murs périphériques partiels ou murs dans une partie seulement du rez-de-chaussée

6.4.7. Justification de la stabilité des fondations :

Pour les justifications de la stabilité des fondations, il y a lieu de se référer aux prescriptions et /ou exigences du Chapitre X et aux combinaisons de charges, cf. Équation. (5.7) & (5.8) RPA 2024 :

- Pour les fondations d'éléments verticaux individuels (voiles ou poteaux), la combinaison de

Charges suivantes est utilisé $\begin{cases} G + \psi \cdot Q \mp \frac{R}{Q_F} E_x \\ G + \psi \cdot Q \mp \frac{R}{Q_F} E_y \end{cases}$

Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc.), la combinaison de charges suivante est utilisée :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \mp 1.4 Ex \\ G + \psi \cdot Q \mp 1.4 Ey \end{cases}$$

6.4.8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$(\theta_K = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_k}) \leq 0.10$$

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation au-dessus du niveau k

$$P_K = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i)$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_K = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_K : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur du niveau « k ».

Selon la valeur de θ_K , il convient de considérer que :

- Si $(0.10 \leq (\theta_K \leq 0.20))$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o Ordre par le facteur $(\frac{1}{1-\theta_K})$.
- Si $((\theta_K \geq 0.20))$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

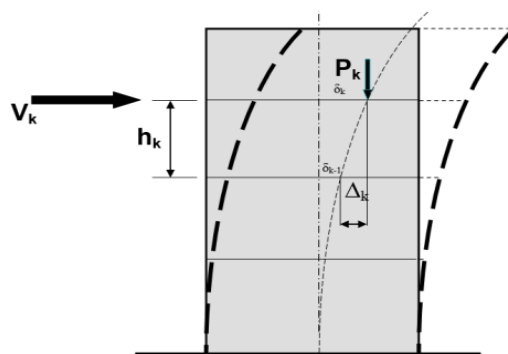


Figure 6.6 : Effet P-Δ

<i>Etage</i>	Hauteur (m)	P (KN)	ΔK_x (cm)	ΔK_y (cm)	V-x (KN)	V-y (KN)	Θ_x	Θ_y	$\Theta < 0,10$
<i>Etage 1</i>	4.08	5981.4	0	0	796.92	789.12	0	0	Condition verifier
<i>Etage 2</i>	4.08	4347.96	0.44	0.54	795.09	787.06	0.0059	0.006	Condition verifies
<i>Etage 3</i>	4.08	776.01	0.28	0.35	212.13	210.68	0.0025	0.0025	Condition verifier

Tableau 6.11 : justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

6.4.9. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage inférieur, calculés conformément à la méthode spécifiée, ne doivent pas excéder les limites $\overline{\Delta}_k$ définies dans le tableau et l'équation de référence, à savoir : $V_k \cdot \Delta_k \leq \overline{\Delta}_k$

Type de Structure	Déplacement limite: $\overline{\Delta}_k$
Bâtiments en Acier	0.0200 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0.0150 h_k
Bâtiment en PAF	0.0100 h_k
Bâtiments en Bois	0.0150 h_k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0100 h_k
<i>Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »</i>	

Tableau 6.12 : Valeurs limites des déplacements inter-étages

<i>Etage</i>	Hauteur (m)	ΔK_{lim} (cm)	ΔK_x (cm)	ΔK_y (cm)	$\Delta K \leq \Delta K_{lim}$
<i>Etage 1</i>	4.08	6.12	0.00	0.00	Condition verifies
<i>Etage 2</i>	4.08	6.12	0.44	0.54	Condition verifier
<i>Etage 3</i>	4.08	6.12	0.28	0.35	Condition verifies

Tableau 6.13 : Justification des déplacements inter-étages

Conclusion :

Compte tenu de l'importance de ce bâtiment (qui accueille un grand nombre de personnes en même temps), il est essentiel de garantir sa stabilité, ce qui ne doit pas être pris à la légère. Cela a été vérifié en utilisant directement les spécifications de la norme RPA2024 avec l'aide de logiciel robot complet, et toutes les conditions ont été remplies.

Chapitre 7 :

Calcul des éléments structurels

7.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous étudierons les éléments structurels, qui constituent les éléments les plus importants d'un bâtiment, car ils permettent de résister aux forces latérales et de transférer les charges verticales vers les fondations avec un minimum de déformation et sans nuire à la rigidité du bâtiment.

L'objectif sera de vérifier leur conformité aux normes sismiques, notamment afin de garantir la sécurité et le confort grâce à cette étude.

7.2. Ferrailage des poutres :

7.2.1. Recommandation selon RPA version 2024 :

- **Armatures longitudinal:**

Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales est fixé à 0,5 % de la section en tout point de la poutre.

En cas de zones sismiques importantes :

4 % dans les zones courantes

6 % dans les zones de recouvrement

Dans les zones sismiques IV, V et VI, les dispositions suivantes sont obligatoires :

Au minimum deux barres d'acier à haute adhérence de diamètre 14 mm doivent être disposées en partie supérieure et inférieure sur toute la longueur de la poutre.

Un quart de la section maximale des armatures supérieures sur appui doit être prolongé sur toute la travée.

Les poutres faiblement chargées verticalement, mais soumises à des efforts sismiques importants, doivent être armées symétriquement, avec une section d'armatures en travée ≥ 50 % de celle sur appui.

Longueur minimale de recouvrement des barres :

$50 \times \phi$ en zones I, II et III

$60 \times \phi$ en zones IV, V et VI

- Armatures transversales :

Le diamètre de confinement ne doit pas être inférieur à 6mm. La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = (0.033).s.b$$

L'espacement maximum, entre les deux armatures transversales est :

Dans les zones critiques $S = \min (h/4 ; 24\phi_l ; 17,5 ; 6\phi_l)$

En dehors la zone critique $S' \leq h/2$ Avec $S' = \min (h/4 ; 12\phi_l)$

7.2.2. Les combinaisons des charges :

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91 :

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelles selon le RPA version 2024 :

ELA : $G + \psi Q \pm EY \pm 0,3EX$ $G + \psi Q \pm 0,3EX \pm EY$

7.2.3. Les résultats des sollicitations :

Combinaison	Sollicitations	Poutre (80× 40) cm ²	Poutre (60× 30) cm ²	Poutre (50× 30) cm ²
ELU	Moment en travée M_{tu}	493.51	138.34	65.10
	Moment en appui M_{au}	-724.53	-177.73	-123.89
	Effort Tranchent T_u	405.98	206.82	608.43
ELS	Moment en travée M_t	349.36	98.03	45.09
	Moment en appui M_a	-512.89	-125.72	-89.07
	Effort Tranchent T_{ser}	287.39	146.41	417.08
ELA	Moment en travée M_t	262.20	75.41	32.57
	Moment en appui M_a	-416.13	-194.91	-67.91
	Effort Tranchent T_{acc}	220.69	116.13	268.15

Tableau 7.1 : Les résultats des sollicitations (Les combinaisons des charges)

7.2.4. Exemple de calcul du ferrailage d'une poutre :

On prendre la poutre principale (80*40)

	$f_{c28}(MPa)$	$F_{bu}(MPa)$	Fe (MPa)	σ_s	γ_b	γ_s
ELU/ELS	30	17	400	348	1.5	1.15
ACC	30	22.1	400	400	1.15	1

Tableau 7.2 : caractéristique mécanique des matériaux

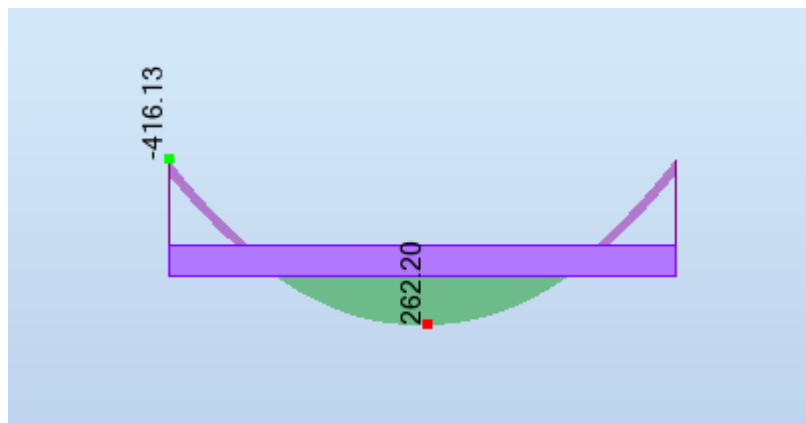


Figure 7.1 : résultat de moment à l'État limite ultime ELU sur logiciel robot

$$M_{travée} = 493.51 \text{ KN.m} \quad M_{appuis} = -724.53 \text{ KN.m}$$

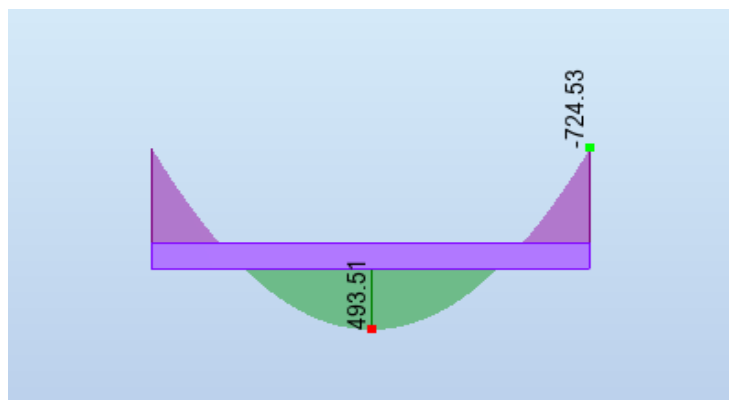


Figure 7.2: resultant de moment à d'états limit accidental ELA sur logical robot

$$M_{travée} = 262.20 \text{ KN.m} \quad M_{appuis} = -416.13 \text{ KN.m}$$

A. Calcul des armatures longitudinal:

➤ En travée :

Calcule avec combinaison ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{493.51 \times 10^3}{40 \times 77^2 \times 17}$$

$$\mu_{bu} = 0.14 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } A'=0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.14}) = 0.18$$

$$\beta_u = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.18) = 0.928$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{493.51 \times 10^3}{0.928 \times 77 \times 348} = 19.84 \text{ cm}^2$$

Calcule avec combinaison ELA :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{262.20 \times 10^3}{40 \times 77^2 \times 22.1}$$

$$\mu_{bu} = 0.05 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } A'=0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) = 0.064$$

$$\beta_u = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.064) = 0.974$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{262.20 \times 10^3}{0.974 \times 77 \times 400} = 8.74 \text{ cm}^2$$

Calcul les armatures minimales :

- Condition imposée par le RPA

$$A_{min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 40 \times 80 = 16 \text{ cm}^2$$

- Condition imposée par le CBA93 (condition de non fragilité)

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{F_e} \times b \times d = 0.23 \times 2.4 / 400 \times 40 \times 77 = 4.25 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$A_t = \max (A_{cal}, A_{acc}, A_{min})$: Section inferieur 4 HA 20 + 4 HA 20= 25.12 cm^2

Section supérieure => 4HA16= 12.56 cm^2

- Longueur de recouvrement des barres longitudinales : $L_r = 60 \times \varphi$

$$L_r = 60 \times 0.20 = 1.2 \text{ m}$$

➤ Sur appuis :

Calcule avec combinaison ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{724.53 \times 10^3}{40 \times 77^2 \times 17}$$

$$\mu_{bu} = 0.17 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.23$$

$$\beta_u = (1 - 0.4\alpha) = 0.908$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{724.53 \times 10^3}{0.908 \times 77 \times 348} = 29.77 \text{ cm}^2$$

Calcule avec combinaison ELA :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{416.13 \times 10^3}{40 \times 77^2 \times 22.1}$$

$$\mu_{bu} = 0.08 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.10$$

$$\beta_u = (1 - 0.4\alpha) = 0.960$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{416.13 \times 10^3}{0.974 \times 77 \times 400} = 14.07 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$A_t = \max (A_{cal}, A_{acc}, A_{min})$: Section supérieure : 8 HA 20 + 4 HA 20= 37.68 cm^2

Section inferieur => 4 HA 20= 12.56 cm²

- Longueur de recouvrement des barres longitudinales : $L_r = 60 \times \varphi$

$$L_r = 60 \times 0.20 = 1.2 \text{ m}$$

B. Vérification à l'ELS :

$$\text{Moment en travée } M_{t \text{ ser}} = 349.36$$

$$\text{Moment en appui } M_{a \text{ ser}} = -512.89$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} \quad \text{Avec :}$$

I : moment d'inertie

Y : position de l'axe neutre

- En travée :

$$\sigma_{bc} = 8.18 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifier}$$

- Sur appuis :

$$\sigma_{bc} = 12.02 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc}^- = 18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifier}$$

C. Vérification d'ouverture de fissure :

Fissuration : Non préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^- = f_e$$

$$219.33 \text{ MPa} \leq 400 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

D. Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{Effort Tranchant } T_u = 405.98 \text{ KN}$$

$$a = 50 \text{ cm} \quad \text{As (inférieure)} = 25,12 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte tangente limite ultime :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 1.13 \text{ MPa.}$$

$$- \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (5.22 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.13 \text{ MPA} < \tau_{adm}^- = 4 \text{ MPA}$$

Condition vérifier

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0.9d} > 0$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à $(T_u + \frac{M_u}{0.9d}) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \times (T_u + \frac{M_u}{0.9d})$ Si $T_u + \frac{M_u}{0.9d} < 0$ la vérification n'est pas nécessaire

$$A_s = 25.12 \text{ cm}^2 > \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 11.67 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression (bielle) :**

$$V_u = 405980 \text{ N} < 0.267 b a f_{c28} = 1441800$$

Condition vérifier

E. Armatures transversales :

$$\Phi t = \min\left(\frac{h}{35}; \Phi l_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi t = \min(2.2; 2; 4) = 2 \text{ mm}$$

$$4T8 \rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal selon RPA2024 :

En zone critique : $S = \min\left(\frac{h}{4}; 24\Phi t; 17.5; 6\Phi l\right)$

- h : hauteur de la poutre
- φ_t : diamètre des armatures de confinement
- φ_t : diamètre minimal des barres longitudinales

En dehors de la zone critique (zone courant) :

$$s' \leq \frac{h}{2} \text{ avec } s' = \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right)$$

Espacement en zone nodale		Espacement en zone courante	
Espacement Maximal (cm)	Esp – choisi (cm)	Espacement Maximal (cm)	Esp – choisi (cm)
12	10	22.51	15

Vérification de l'armature transversale minimale

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

$$A_t/s \text{ (RPA)} = 0.12 \text{ cm}$$

$$A_t/s \text{ (zone nodale)} = 0.2 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

$$A_t/s \text{ (zone courante)} = 0.13 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

F. Vérification de la flèche

Selon RPA2024 :

$$l > 5m \Rightarrow 0.005 + \frac{l}{1000} = 0.005 + \frac{12000}{1000} = 12.005 \text{ mm}$$

$$M_g = 128.06 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 157.06 \text{ KN.m}$$

Selon logiciels ROBERT :

$$\Delta f = 0.68 \text{ mm} < 11.90 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

7.2.5. Tableau de ferrailage des poutres :

Poutre		A_s calculé (cm^2)		A_s min (cm^2)		Choix des barres		A_s (cm^2)	
		ELU	ELA	RPA	CBA	Sup	Inf.	Sup	Inf.
P (80×40)	Travée	19.84	8.74	16	4.25	4 HA 20	4 HA 20 + 4 HA 20	12.56 cm^2	25.12 cm^2
	Appuis	29.77	14.07			8 HA 20 + 4 HA 20	4 HA 20	37.68 cm^2	12.56 cm^2
P (60×30)	Travée	7.29	3.36	9	2.24	4 HA 20	4 HA 16	12.56 cm^2	8.04 cm^2
	Appuis	18.89	8.98			4 HA 20 + 4 HA 16	4 HA 16	20.6 cm^2	8.04 cm^2

P (50×30)	Travée	1.48	1.37	7.5	1.86	3 HA 14	3 HA 14	4.62 cm ²	4.62 cm ²
	Appuis	2.93	1.82			3 HA 14 + 3 HA 14	3 HA 14	9.23 cm ²	4.62 cm ²

Tableau 7.3 : de ferrailage longitudinal des poutres

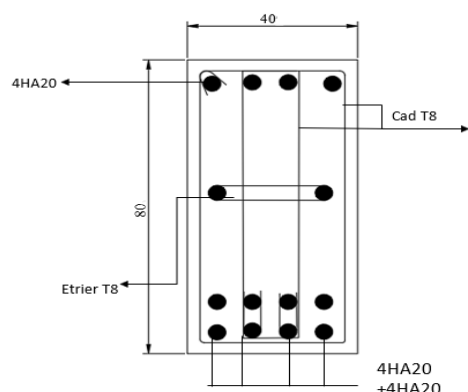
Poutre	Choix	A _t (cm ²)	Espacement S (cm)			
			Zone nodale		Zone courant	
			S max	S choisi	S max	S choisi
P (80×40)	4T8	2.01	12	10	22.5	15
P (60×30)	4T8	2.01	9.6	9	19.2	15
P (50×30)	4T8	2.01	8.4	8	16.8	15

Tableau 7.4 :de ferrailage transversal des poutres

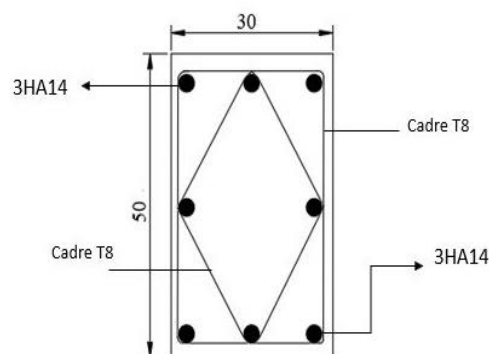
7.2.6. Tableau des vérifications :

	ELS		L'effort tranchant			NOTE
	Compression du béton	Ouverture des fissures	Contraint tangent limite ultime	L'influence de V sur A _s	Bielle	
(80×40)	$\sigma_{bc} = 8.18$ $\leq \sigma_{bc}^- = 18$	$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^-$ $= f_e$ 219.33 MPa $\leq$ 400 MPa	$\tau_u =$ $1.13 \text{ MPA} <$ $\tau_{adm}^- =$ 4 MPA	$A_s =$ $25.12 \text{ cm}^2 >$ $\frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 11.67 \text{ cm}^2$	$V_u = 405980 \text{ N} <$ $0,267 b a f_{c28} = 1441800$	Tous les condition vérifiée
(60×30)	σ_{bc} $= 11.46$ $\leq \sigma_{bc}^- = 18$	$\sigma_{st} =$ $243.82 \leq$ $\sigma_{st}^- = 400$	$\tau_u = 1.48 <$ $\tau_{adm}^- = 4$	$A_s = 9.42 \text{ cm}^2 >$ $\frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 6.87 \text{ cm}^2$	$V_u = 239.1 \text{ N} <$ $0,267 b a f_{c28} = 720.9$	Tous les condition vérifiée
(50×30)	$\sigma_{bc} = 3.02 \leq$ $\sigma_{bc}^- = 18$	$\sigma_{st} =$ $89.3 \leq \sigma_{st}^-$ $= 400$	$\tau_u = 0.33 <$ $\tau_{adm}^- = 4$	$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 >$ $\frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 1.29 \text{ cm}^2$	$V_u = 44.7 \text{ KN} <$ $0,267 b a f_{c28} = 720.9$	Tous les condition vérifiée

Exemple de schéma de ferrailage :



Ferrailage de poutre principale sur appuis



Ferrailage de poutre secondaire sur appuis

Figure 7.3 : Ferrailage de poutre principale et poutre secondaire sur appuis

7.3. Ferrailage des poteaux :

Le calcul se fait à la flexion composée, avec une fissuration peu préjudiciable. Les sections d'armature sont déterminées selon les sollicitations les plus défavorables :

Effort normale maximale et moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{corr}$

Effort normale minimale et moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{corr}$

Moment maximum et l'effort correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

7.3.1. Recommandations pour les poteaux selon le RPA 2024 :

- Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de 0,4% (zone IV).

Ferrailage maximum est de 4% en zone courante et 8% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale des recouvrements est 60ϕ (zone IV).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 15 cm en zone IV

- Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho_a \cdot V_u)}{(h_1 \cdot f_e)}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

H_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant

t : Espacement des armatures transversales.

→ La valeur de ρ_a est pris égale à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

→ La valeur maximale de l'espacement est fixée comme :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min (b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi_l)$ (zone IV)
- Dans la zone courante : $t' \leq \min (b_1/2 ; h_1/2 ; 10\phi_l)$ (zone IV)

ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par A_t est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si : } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $(10 \phi_l)$

7.3.2. Les résultats des sollicitations :

Poteaux (cm)	ELU		ACC1		ACC2		ACC3	
D= 80	N_{max}	630.01	N_{cor}	333.2	N_{cor}	77.2	N_{min}	-3.83
	M_{Ycor}	121.7	M_{Ymax}	127.30	M_{Ycor}	0.38	M_{Ycor}	103.86
	M_{Zcor}	7.92	M_{Zcor}	18.51	M_{Zcor}	25.36	M_{Zcor}	5.21
45× 45	N_{max}	315.35	N_{cor}	8.12	N_{cor}	133.5	N_{cor}	-39.67
	M_{Ycor}	9.83	M_{Ymax}	108.24	M_{Ycor}	20.71	M_{Ycor}	12.76
	M_{Zcor}	2.28	M_{Zcor}	0.16	M_{Zcor}	30.80	M_{Zcor}	6.06
35× 35	N_{max}	161.39	N_{cor}	61.81	N_{cor}	45.95	N_{cor}	43.79
	M_{Ycor}	0.66	M_{Ymax}	0.66	M_{Ycor}	0.05	M_{Ycor}	0.23
	M_{Zcor}	0.28	M_{Zcor}	0.80	M_{Zcor}	5.46	M_{Zcor}	2.66

Tableau 7.6 : Sollicitations de calcul maximales des poteaux

7.3.3 Vérification spécifiques selon RPA 2024 :

- Sollicitations normales :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.35$$

V , l'effort normal réduit

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

B_c : section du poteau en (mm²)

F_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa).

- Sollicitations tangentes :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Avec : } \tau = \frac{T_y}{b \times 0.9 \times h}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_a \times f_{c28}$$

Où : ρ_a est égal à 0.075 si l'élancement géométrique λ_g , dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5 ; il est égal à 0.04, dans le cas contraire.

Avec $f_{c28}=30$ MPa		Poteau circulaire 80 cm	Poteau (45×45)	Poteau (35×35)
Sollicitations normales $v \leq 0.35$	N_d (Mpa)	336.36	172.46	68.41
	B_c 5(cm ²)	5026.54	2025	1225
	V	0.2	0.03	0.2
Sollicitations tangentes $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu}$	λ_g	4.77	6.36	8.17
	ρ_a	0.040	0.075	0.075
	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	1.20	2.25	2.25
	T_y (Kn)	272.35	35.46	2.01
	τ (MPa)	0.47	0.19	0.02
Note		Les condition vérifiée	Les condition vérifiée	Les condition vérifiée

Tableau 7.7 : Caractéristique des Sollicitations tangentes

7.3.3. Exemple de calcule Ferrailage des poteaux :

Nous allons simplifier les calculs sur la colonne circulaire

- Calcul d'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{121.7}{630.01} = 19.3 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la section. Alors on a une compression centrée.

$$e_{nc} = 0.161 \times h = 0.12 \text{ m} \rightarrow e = 0.19 > e_{nc} = 0.12 \text{ m} \rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

- L'élancement :

$$\text{Pour la section circulaire : } \lambda = 4 \times \frac{l_f}{D} = 4 \times \frac{4.08 \times 0.7}{0.8} = 14.28 \leq 70$$

Le calcul soumis à la flexion simple

- Calcul de coefficient de flambage en fonction de λ :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.82$$

- Section réduite :

$$B_r = \frac{\pi(d-0.02)^2}{4} = 0.477 \text{ m}$$

- Section théorique d'acier :

$$A_{th} \geq \left[\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \times F_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e} = -0.029 \text{ m}^2 = -29.87 \text{ cm}^2$$

Calcul les armatures minimales et maximales :

$$A_{min} = \max \left[\frac{4U}{100} ; \frac{0.1}{100} B \right] \text{ Avec } U : \text{ le périmètre de la section B}$$

$$A_{min} = \max \left[4(2\pi R) / 100 ; \frac{0.1}{100} \times \frac{\pi \cdot d^2}{4} \right] = (10.05 ; 5.02) = 10.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = \frac{4}{100} \cdot B.$$

$$A_{max} = \frac{4}{100} \times \frac{\pi \cdot 80^2}{4} = 201.06 \text{ cm}^2$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua}

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 111.40 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{111.40 \times 10^3}{80 \times 77^2 \times 17}$$

$$\mu_{bu} = 0.013 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.016$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 79.84 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times \sigma_s} = \frac{111.40 \times 10^3}{79.48 \times 348} = 4.03 \text{ cm}^2$$

A la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{Nu}{\sigma_s} = 4.03 - \frac{630.01}{348} = -14.07 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales :

CBA 93 :

$$A_{\min} = ma \left[\frac{0.2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max [12.8 ; 12.8] = m$$

$$A_{\min} = 12.8 \text{ cm}^2.$$

RPA 2024

$$0.01 \times a \times b = 36 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_{ca}, A_{PRA}, A_{CBA}) = (0 ; 36 ; 12.8) = 36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armature adoptée : } 12 \text{ HA } 20 \rightarrow A_s = 37.68$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66$$

On prend $\varphi_t = 8\text{mm}$

- Espacement des armatures transversales :

$$\text{Zone nodale : } t \leq \min (b_0/3, 10\text{cm}, 60\varphi_l) \rightarrow \min (26.6 ; 10 ; 120) \rightarrow t \leq 10$$

$$\text{Zone courante : } t' \leq \min (b_1/2 ; h_1/2 ; 10\varphi_l) \rightarrow \min (40 ; 40 ; 20) \rightarrow t' \leq 20$$

Calcul les armatures transversales selon RPA 2024 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho_a \cdot V_u)}{(h_1 \cdot f_e)}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.8} = 3.57 \quad \text{Donc } \rho_a = 3.75$$

$$A_t = 4.01 \text{ cm}^2$$

Espacement choisis (cm) ; Zone courante est 15 cm

Zone nodale est 7 cm

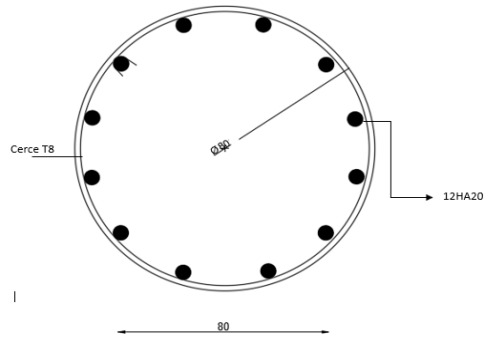


Figure 7.4 : schéma de ferrailage de poteau circulaire

7.3.4. Tableau de ferrailage des poteaux :

	A_s cm^2	Armature adopté	A_s réelle cm^2	Armature transversale (m)	Espacement (cm)			
					Max		Choisit	
					$z_{courant}$	z_{nodal}	Courant	Nodal
80 cm	36	12HA20	37.68	8 ϕ	20	10	15	7
45×45	20.25	4HA20+4HA16	20.60	8 ϕ	16	9	15	9
35×35	12.25	4HA16+4HA14	14.19	8 ϕ	14	8	14	8

Tableau 7.8 : de ferrailage des poteaux.

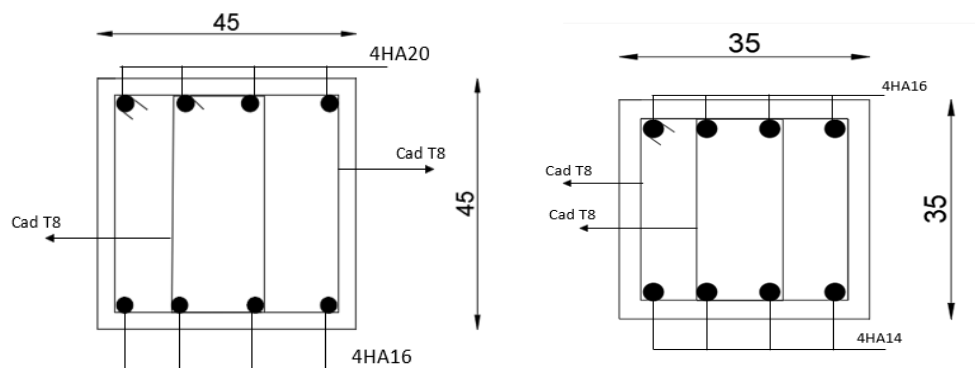


Figure 7.5 : schéma de ferrailage de poteau care

7.4. Conclusion :

Ce chapitre a permis d'analyser les éléments structurels de la mosquée et de déterminer l'armature appropriée pour garantir leur stabilité et leur solidité.

Il servira de base à l'élaboration d'un dossier technique complet.

Les lois et règlements applicables dans PRA2024 ont également été pris en compte.

Chapitre 8 :

Calcul des infrastructures.

8.1. Les voiles périphériques :

Les voiles périphériques (murs de soutènement) jouent un rôle essentiel dans la stabilité du bâtiment : ils font office de barrière contre les pressions exercées par le sol et transmettent les moments générés par la structure supérieure vers le sol.

C'est pourquoi deux couches d'armatures en acier disposées en treillis renforcent ce mur afin d'assurer la stabilité structurelle et une résistance adéquate aux pressions.

8.1.1. Recommandations sur RPA2024 :

L'épaisseur minimale recommandée pour ce voile est de 15 cm.

Le ferrailage se compose de deux nappes d'armatures.

Le pourcentage minimal d'armatures requis est de 0,1 % de la section dans deux sens.

8.1.2. Donnée de calcul :

A. Dimension de la section

Longueur $L = 5.00$ m

Epaisseur $e = 20.00$ cm

Hauteur $H = 4.08$ m

B. Caractéristiques du sol :

- Poids volumique : $\gamma_d = 20.40 \text{ Kn/m}^3$
- Cohésion : $C = 0$
- Angle de frottement interne : $\varphi = 22.07^\circ$

8.1.3. Calcul des charges :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 1.17$$

- Poussée des terres :

$$P_1 = K_a \times \gamma \times \frac{h}{2} = 48.69 \text{ Kn/m}^2$$

Avec : P_1 : Poussé des terres

γ : Poids spécifique des terres

h : Hauteur du voile

- Combinaison fondamentale :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 \times \gamma \times \frac{h}{2} \times Ka \times 1m = 1.35.P_1 = 65.73 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \gamma \times \frac{h}{2} \times Ka \times 1m = 48.69 \text{ KN.m}$$

8.1.4. Calcul du ferrailage :

$L_x = 4.08 \text{ m}$ et $L_y = 5 \text{ m}$

$p = \frac{L_x}{L_y} = 0.8 \rightarrow \text{Si } 0.4 < p < 1 \text{ la dalle portent en deux sens}$

➤ D'après le tableau :

$\frac{l_x}{l_y}$	$\nu = 0 \text{ (*)}$	
	$\mu_x = \frac{M_x}{p l_x^2}$	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$
0,40	0,110	
0,45	0,102	
0,50	0,088	
0,60	0,081	0,305(**)
0,65	0,0745	0,369
0,70	0,068	0,436
0,75	0,062	0,509
0,80	0,056	0,595
0,85	0,051	0,685
0,90	0,046	0,778
0,95	0,041	0,887
1,00	0,037	1,000

Tableau 8.1 : lecteur μ_x et μ_y

$$\mu_x = 0.056 \quad \text{Et} \quad \mu_y = 0.595$$

➤ **Calcul des moments :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot l^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

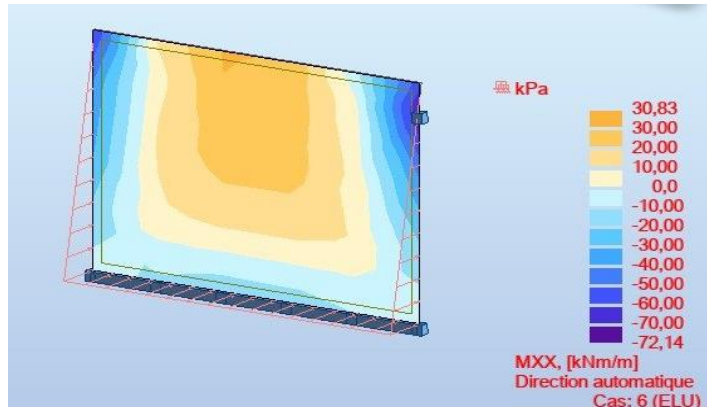


Figure 8.1: Exemple de Cartographie des moments à l'ELU

$$ELU \begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l^2 = 98.08 \text{ Kn.m} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 72.66 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l^2 = 58.35 \text{ Kn.m} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 43.23 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

En travée :

$$ELU \begin{cases} M_{tu} = 0.85 M_x \\ M_{tu} = 0.75 M_y \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_{tser} = 0.85 M_x \\ M_{tser} = 0.75 M_y \end{cases}$$

Sur appuis :

$$ELU \begin{cases} M_{au} = 0.3 M_x \\ M_{au} = 0.5 M_y \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_{aser} = 0.3 M_x \\ M_{aser} = 0.5 M_y \end{cases}$$

	Direction	Moment en travée $KN.m$	Moment sur appuis $KN.m$
ELU	Sens x	83.36	29.42
	Sens y	54.49	36.33
ELS	Sens x	49.59	17.50
	Sens y	32.42	21.61

Tableau 8.2: les résultats des moments

➤ Les hauteurs utiles :

$$d_x = h - c_x = 20 - 2,5 = 17,5\text{cm}$$

$$d_y = h - c_y = 20 - 3,5 = 16,5\text{cm}$$

➤ Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple à ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{d \times \beta \times \sigma_s}$$

Le calcul se résume sur le tableau suivant :

	Direction	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{min} selon RPA2024 (cm ²)	Choix d'armature	Espacement (cm)
Travée	Verticale (sens x)	16.88	4.89	8.16	HA16	15
	Horizontale (sens y)	10.05				
Appuis	Verticale	6.56			HA12	15
	Horizontale	4.94				

Tableau 8.3: ferrailage des voiles périphérique

8.2. Calcul des fondations :

8.2.1. Introduction :

La fondation est la partie de l'ouvrage en contact direct avec le sol. Elle reçoit l'ensemble des charges permanentes et variables de la structure et les transmet au terrain pour assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

➤ **Fonctions des fondations :**

- Assurer la stabilité de l'ouvrage et des éléments porteurs.
- Transmettre les charges au sol dans des conditions acceptables.
- Vérifier la capacité portante du terrain.
- Garantir la durabilité des massifs de fondation.
- Rechercher la solution techniquement adaptée et économiquement optimisée.

➤ **Facteurs influençant le choix :**

- Nature et usage de l'ouvrage (logement, pont, bâtiment industriel, mur de soutènement)
 - Caractéristiques du terrain (résultats de sondages et d'essais), capacité portante.
 - Profondeur du bon sol et présence/absence de nappe phréatique.
 - Charges transmises au sol.
 - Contexte du site (urbain, rural, littoral, montagne).
 - Conditions de mise en œuvre et contraintes de l'entreprise (matériel, main d'œuvre).
- Coût.

8.2.2. Types de fondations :

Fondations superficielles (pour sols de bonne capacité portante)

- Semelles isolées
- Semelles filantes (continues sous murs ou poteaux)
- Radiers (dalle sur sol)

Fondations profondes (sol de faible capacité portante ou bon sol profond)

- Pieux
- Puits
- Micropieux, barrettes (variantes)

8.2.3. Prédimensionnement des semelles

Semelles isolées :

Lors du prédimensionnement des éléments, on ne prend en compte que l'effort normal « N_{ser} » calculé à la base de tous les poteaux du rez-de-chaussée.

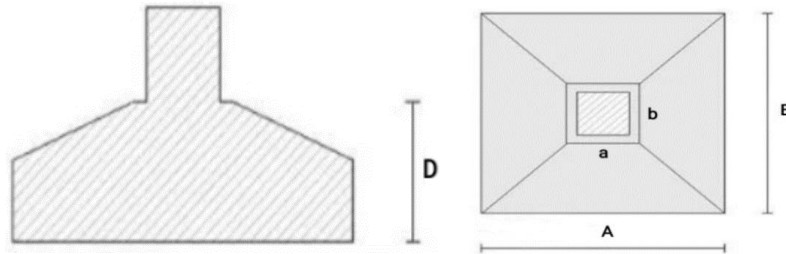


Figure 8.2 : Schéma de la semelle isolée.

8.2.4. Calcul de la semelle isolée sous poteau le plus sollicité :

9. Les sollicitations

-Exemple de calcul :

Combinaison	Réaction	Poteau (80) cm^2	Poteau (45× 45) cm^2
10. ELU	$M_{x\ u}$	-7.7	19.66
	$M_{y\ u}$	1.87	21.51
	N_u	443.83	192.38
11. ELS	$M_{x\ s}$	-5.7	14.73
	$M_{y\ s}$	1.07	16.01
	N_s	309.58	139.63

Tableau 8.4 : Caractéristique de la semelle isolée sous poteau le plus sollicité

-Caractéristiques géotechniques du sol :

Les caractéristiques géotechniques du sol seront prises d'après une étude géotechnique à réaliser. À défaut de résultats expérimentaux, des hypothèses conservatrices seront adoptées pour le prédimensionnement.

- La contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2.4$ bars
- L'angle de frottement interne du sol $\phi = 35^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent)

Section de poteaux : 45x45 cm

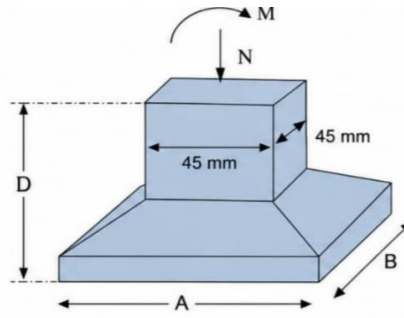


Figure 8.3: Représentation des semelles isolées sous poteaux carrée

Pré dimensionnement selon le CBA93 :

$$e_{0x} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{14.73}{139.63} = 0.11m$$

$$e_{0y} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{16.01}{139.63} = 0.11m$$

On considère une semelle rectangulaire de dimensions [A x B] reposant sous un poteau de section carrée :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 \rightarrow \text{Semelle carrée } A = B \quad ; S=A \times B$$

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{139.63}{240} = \sqrt{0.60} = 0.80 m$$

-Donc : A=B=1m

Vérification de la contrainte de sol :

$$e_{0x} \leq \frac{A}{6} \rightarrow e_0 = 0.11m \leq \frac{1}{6} = 0.16 \dots \dots \dots CV$$

$$e_{0y} \leq \frac{A}{6} \rightarrow e_0 = 0.11m \leq \frac{1}{6} = 0.16 \dots \dots \dots CV$$

Condition de rigidité : (art 15.II.2 BAEL91/99 ; P227)

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = \frac{1-0.45}{4} = 0.14m \\ \frac{B-a}{4} = \frac{1-0.45}{4} = 0.14m \end{array} \right. \Rightarrow d = 15cm$$

Hauteur : $d + 5cm = 20cm$; Donc : $h_t = 20 cm$

Vérification de la contrainte du sol : (art 15.VII.2 BAEL91/99 ; P249)

$$PP: 0.20 \times 1 \times 1 \times 25 = 5KN \text{ (PP: poids propre de la semelle)}$$

$$\blacksquare \text{ ELS : } N_s = 139.63 + 5 = 144.63KN$$

$$\blacksquare \text{ ELU : } N_u = 192.38 + 5 = 197.38KN$$

$-e \leq \frac{B}{6}$ Lorsque les efforts transmis au sol sont exclusivement en compression et que la pression sous la semelle se distribue selon un diagramme trapézoïdal.

$$\sigma_{max} = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \times \frac{N_s}{A \times B} = 231.79$$

$$\sigma_{min} = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \times \frac{N_s}{A \times B} = 47.47$$

$$\sigma_{moy} = \left(\frac{\sigma_{min} + 3\sigma_{max}}{4}\right) = 185.71$$

$$\sigma_{moy} = 185.71 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 240 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots CV$$

Vérification au poinçonnement :

Conformément au CBA 93 révisé 99 (Art. A.5.2, §42), la condition de non-poinçonnement est satisfaite si l'effort normal appliqué N_u est inférieur ou égal à la valeur admissible $\overline{N_u}$ définie par :

$$N_s = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right) \leq \overline{N_u} = 0.045 \times p_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad ; \gamma_b = 1.5 \quad ; h = 0.20 \text{ m}$$

$$p_c = [(a + h + b + h) \times 2] = 2.6 \text{ m}$$

$$\overline{N_u} = 0.045 \times 2.6 \times 0.20 \times \frac{30}{1.5} = \mathbf{468KN}$$

$$N_s = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

$$\blacksquare N_{u0} = 139.63KN$$

$$\blacksquare S_0 = (a + h) \times (b + h) = 0.42 \text{ m}^2$$

$$\blacksquare S_t = A \times B = 1 \text{ m}^2$$

$$N_s = 139.63 \times \left(1 - \frac{0.42}{1}\right) = \mathbf{81.01KN}$$

$$N_s = 81.01 \leq \overline{N}_u = 468 \dots \dots \dots CV$$

8.2.4. Calcul du ferrailage :

$$A_s = \frac{N_1 \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} \quad (\text{Art 15.VII.4.2 BAEL91/99 ; P251})$$

$$N_1 = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \quad (\text{Art 15.VII.3.1 BAEL91/99 ; P250})$$

$$N_1 = 139.63 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.11}{1}\right) = 185.71 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{185.71 \times (1 - 0.45)}{8 \times 0.15 \times 348} = 2.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : A=3HA14=4.62

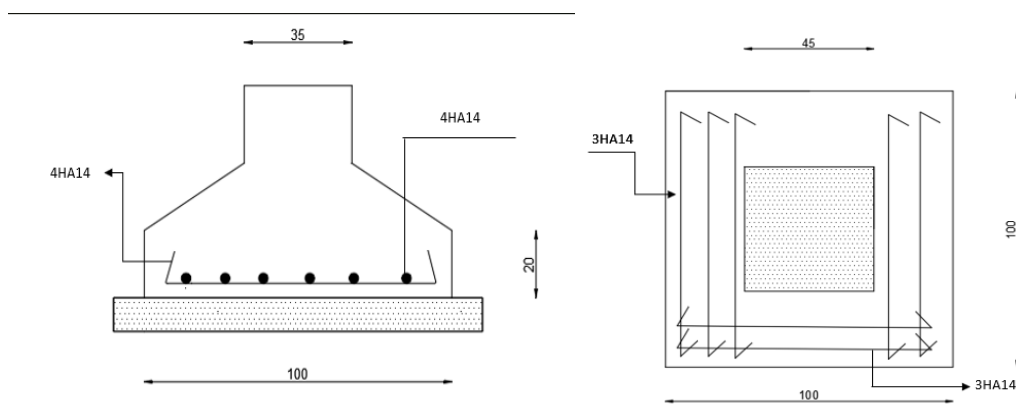


Figure 8.4 : Ferrailage de semelles isolées sous poteaux care

Section de poteaux : a=80 cm

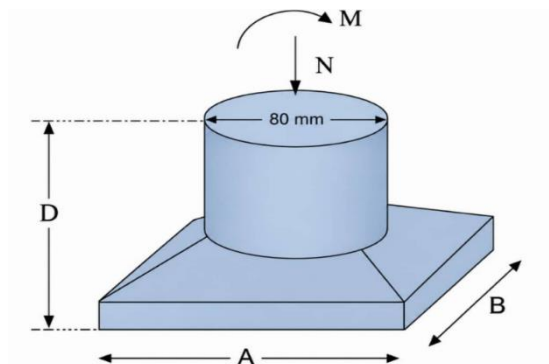


Figure 8.5 : Représentation des semelles isolées sous poteaux circulaire

Pré dimensionnement selon le CBA93 :

$$e_{0x} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{5.7}{309.58} = 0.02m$$

$$e_{0y} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1.07}{309.58} = 0.003m$$

On considère une semelle rectangulaire de dimensions [A x B] reposant sous un poteau de section carrée :

$$\frac{A}{B} = 1 \rightarrow \text{Semelle carrée } A = B \quad ; S=A \times B$$

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{309.58}{240} = \sqrt{1.29} = 1.14 m$$

-Donc : A=B=1.3m

Vérification de la contrainte de sol :

$$e_{0x} \leq \frac{A}{6} \rightarrow e_0 = 0.02m \leq \frac{1.3}{6} = 0.22 \dots \dots \dots CV$$

$$e_{0y} \leq \frac{A}{6} \rightarrow e_0 = 0.003m \leq \frac{1.3}{6} = 0.22 \dots \dots \dots CV$$

Condition de rigidité : (art 15.II.2 BAEL91/99 ; P227)

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = \frac{1.3-0.80}{4} = 0.13m \\ \frac{B-a}{4} = \frac{1.3-0.80}{4} = 0.13m \end{array} \right. \Rightarrow d = 15cm$$

12. Hauteur : $d + 5cm = 20cm$; Donc: $h_t = 20 cm$

Vérification de la contrainte du sol : (art 15.VII.2 BAEL91/99 ; P249)

$$PP: 0.20 \times 1.3 \times 1.3 \times 25 = 8.45KN (PP: poids propre de la semelle)$$

- **ELS :** $N_s = 309.58 + 8.45 = 318.03KN$

- **ELU :** $N_u = 443.83 + 8.45 = 452.28KN$

$-e \leq \frac{B}{6}$ Lorsque les efforts transmis au sol sont exclusivement en compression et que la pression sous la semelle se distribue selon un diagramme trapézoïdal.

$$\sigma_{max} = \left(1 + \frac{6e_0}{B} \right) \times \frac{N_s}{A \times B}$$

$$\sigma_{min} = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \times \frac{N_s}{A \times B}$$

$$\sigma_{moy} = \left(\frac{\sigma_{min} + 3\sigma_{max}}{4}\right)$$

$$\sigma_{moy} < \sigma_{sol}$$

	σ_{max}	σ_{min}	σ_{moy}	σ_{sol}	Vérification
Son X	200.09	166.27	191.635	240	CV
Son Y	185.72	180.65	184.45	240	CV

Tableau 8.5 : Vérification de la contrainte du sol

Vérification au poinçonnement :

Conformément au CBA 93 révisé 99 (Art. A.5.2, §42), la condition de non-poinçonnement est satisfaite si l'effort normal appliqué N_u est inférieur ou égal à la valeur admissible $\overline{N_u}$ définie par :

$$N_s = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right) \leq \overline{N_u} = 0.045 \times p_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad ; \gamma_b = 1.5 \quad ; h = 0.20 \text{ m}$$

$$p_c = [\pi \times (a + h)] = 3.14 \text{ m}$$

$$\overline{N_u} = 0.045 \times 3.14 \times 0.20 \times \frac{30}{1.5} = \mathbf{565.2 \text{ KN}}$$

$$N_s = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

- $N_{u0} = 309.58 \text{ KN}$
- $S_0 = \frac{\pi}{4} (a + h)^2 = 0.79 \text{ m}^2$
- $S_t = A \times B = 1.69 \text{ m}^2$

$$N_s = 309.58 \times \left(1 - \frac{0.79}{1.69}\right) = \mathbf{163.27 \text{ KN}}$$

$$N_s = 163.27 \leq \overline{N_u} = 565.2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Calcul du ferrailage :

- $A_s = \frac{N_1 \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s}$ (Art 15.VII.4.2 BAEL91/99 ; P251)
- $N_1 = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right)$ (Art 15.VII.3.1 BAEL91/99 ; P250)

	N_1	A_s	Section théorique <i>ELU</i>	Choix des armatures
Son X	464.31	5.56	6.16	4HA14
Son Y	446.90	5.35	6.16	4HA14

Tableau 8.6 : Calcul du ferrailage

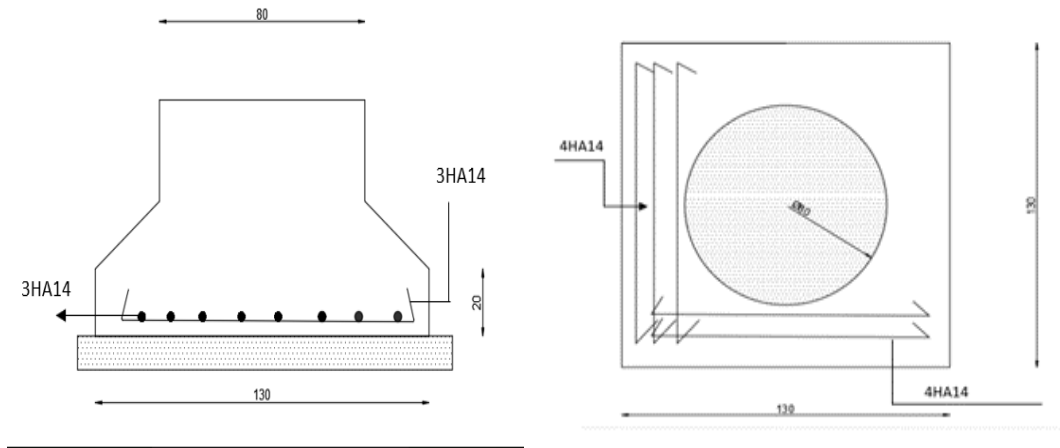


Figure 8.6: Ferrailage de semelles isolées sous poteaux circulaire

8.3. La longrine :

Les longrines sont des poutres relient les tableaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction F

8.3.1. Dimensionnement de la longrine :

Selon (art.10-1-1) [RPA 2024], les dimensions minimales de la section transversale des origines sont :

$(25 \times 30)cm$ site de catégorie $S_2 ; S_3$

$(30 \times 35)cm$ site de catégorie S_4

Pour notre projet, et conformément aux prescriptions du RPA 2024 pour un site de catégorie S_2 , nous adoptons une section de longrine de 40×35 cm. Ce choix assure une rigidité et une capacité résistante suffisantes pour bien lier les semelles et garantir un comportement satisfaisant de l'infrastructure sous les sollicitations appliquées.

• Ferrailage de la longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A = 0.6\% \times b \times h$$

$$A = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.30 \text{ cm}^2 \quad A = 0.006 \times 40 \times 35 = 8.4 \text{ cm}^2$$

Le choix : **6HA14** ($A=9,24 \text{ cm}^2$)

- **Armatures transversales :**

On prend : **6HA14** ($A=1,13 \text{ cm}^2$)

Conclusion :

Avec ce chapitre, nous avons ainsi garanti la sécurité de l'infrastructure du bâtiment conformément aux normes requises.

Chapitre 09 : étude de minaret

9.1. Introduction :

Bien que la fonction du minaret ait été supplantée par les haut-parleurs, celui-ci reste un élément symbolique incontournable des mosquées. Et bien que sa forme et sa conception reflètent une longue histoire d'évolution architecturale des mosquées, nous avons choisi un style alliant le modernisme et la forme carrée caractéristique de l'architecture maghrébine, en utilisant des matériaux contemporains tels que le fer

Conformément à la législation algérienne, les normes de construction des mosquées exigent que le minaret soit séparé du corps de la mosquée pour des raisons techniques et structurelles

Dans ce chapitre, nous vérifierons l'application des conditions de sécurité relatives à la structure métallique, bien que le minaret ne soit pas fonctionnel mais purement esthétique.

9.2. Présentation de projet :

Le minaret est une tour de 21 mètres de haut, d'une longueur et d'une largeur identiques de 3 mètres, dotée d'une seule entrée (ouverture) et d'un système de contreventement en forme X, placé tous les 3 mètres de hauteur.

Avec un escalier en colimaçon (spirale) au centre de la tour

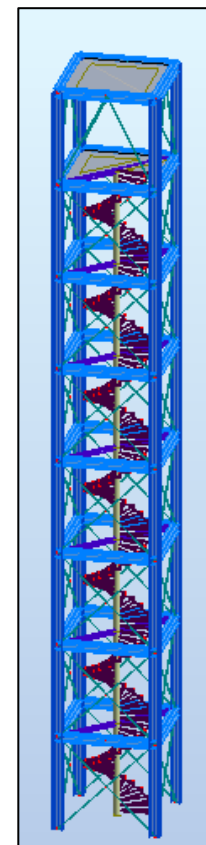


Figure 9.1 : schéma représentative du minaret

9.3. Calcule des charges :

Tout bâtiment doit supporter des charges verticales et horizontales. Parmi les charges horizontales, on peut citer le vent. En raison de leur légèreté, l'effet du vent sur les structures métalliques est généralement important. Il est donc nécessaire de mener une étude approfondie afin de déterminer les différentes charges générées par le vent.

9.3.1. Etude au vent:

Les données nécessaires concernant l'emplacement de la structure ont été recueillies précédemment au chapitre 5 ; nous les résumons comme suit :

Notre projet est classé en zone II, la pression dynamique de référence est comme suit :

$$q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2 .$$

La structure sera implantée dans la catégorie de terrain IV :

D'où :

Le facteur de terrain $KT = 0.19$

Le paramètre de rugosité $Z_0 = 0.05$

La hauteur minimal $Z_{min} = 2m$.

1. Détermination de la pression dynamique $q_{dyn}(z_e)$:

$$q_{dyn}(ze) = q_{ref} \times C_e(ze) \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$C_e(z_e)$: coefficient d'exposition au vent

2. Hauteur de référence Z_e : est déterminer comme indiqué par la figure :

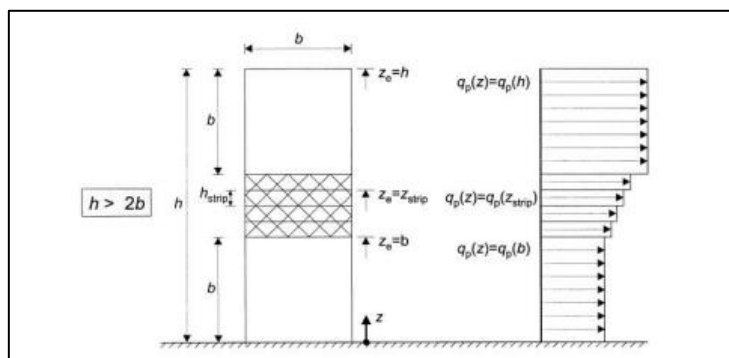


Figure 9.2 : hauteur de référence et profil correspondant de la pression dynamique

3. Coefficient d'exposition au vent :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) + [1 + 7 \times I(z)]$$

- C_r : coefficient de rugosité.
- C_t : coefficient de topographie.
- $I_v(z)$: l'intensité de la turbulence.
- Z (en m) est la hauteur considérée.

➤ Coefficient de topographie C_t :

$$(\emptyset < 0,05) \Rightarrow C_t(z) = 1$$

➤ Coefficient de rugosité C_r :

$$c_r(z) = k_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} = 200m$$

$$c_r(z) = k_t \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad z < z_{min}$$

Selon la figure 9.2 il y a 3 cas de hauteur :

$$Z_e = b = 3m$$

$$Z_e = Z_{strip} = 18m$$

$$Z_e = h = 21m$$

$$\text{Donc : } c_r(b) = k_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.19 \times \ln\frac{3}{0.05} = 0.777$$

$$c_r(Z_e) = 0.19 \times \ln\frac{18}{0.05} = 1.11$$

$$c_r(h) = 0.19 \times \ln\frac{21}{0.05} = 1.14$$

➤ Intensité de turbulence I_v :

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \dots \dots \dots \text{pour } z > z_{min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \quad \dots \dots \dots \text{pour } z \leq z_{min}$$

Pour $z > z_{min}$:

$$I_v(b) = \frac{1}{C_t(b) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{0.777 \times \ln\left(\frac{3}{0.05}\right)} = 0.314$$

$$I_v(Ze) = \frac{1}{1.11 \times \ln\left(\frac{18}{0.05}\right)} = 0.153$$

$$I_v(h) = \frac{1}{1.14 \times \ln\left(\frac{21}{0.05}\right)} = 0.145$$

La valeur de Coefficient d'exposition au vent :

Hauteur (z)	C_t	C_r	I_v	$C_e(z)$
$Z = b = 3$	1	0.777	0.314	1.930
$Z = Z_{strip} = 18$	1	1.11	0.153	2.55
$Z = h = 8$	1	1.14	0.145	2.61

Tableau 9.1 : Valeurs du coefficient d'exposition au vent C_e

4. Valeurs de la pression dynamique du vent :

Hauteur (m)	C_e	$q_{réf}$ (N/m ²)	q_{dyn} (N/m ²)
$Z = b = 3$	1.930	435	839.55
$Z = Z_{strip} = 18$	2.55	435	1109.25
$Z = h = 8$	2.61	435	1135.35

Tableau 9.2 : Valeurs de la pression dynamique

5. Coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Comme notre construction est à base rectangulaire, le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend alors de la valeur de la surface chargée S (en m²) de la paroi considérée, tel que :

$$C_{pe} = C_{pe1} \quad \text{Si} \quad S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(S) \quad \text{Si} \quad 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad \text{Si} \quad S \geq 10 \text{ m}^2$$

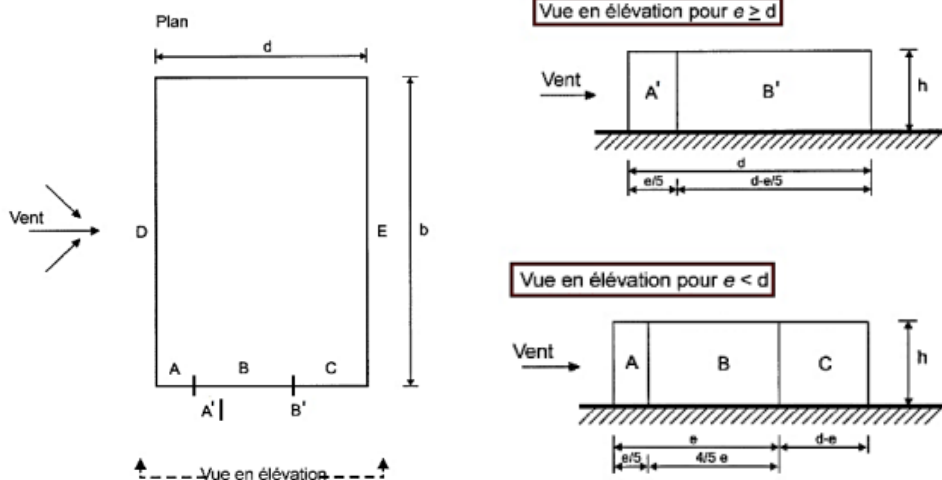


Figure 9.3 : légende pour les parois verticales.

$$b = 3\text{m} ; d = 3\text{m} ; h = 21\text{m} ; e = \min(b, 2xh) = 3\text{m}$$

Où **b** désigne la dimension du coté perpendiculaire au vent (en m)

d : dimension du coté parallèle au vent (en m)

e : excentricité (en m).

On a : **d = 3m ≥ e = 3m**

C_{pe} Pour chaque zone sont donnés au tableau suivant :

Zone	A'	B'	D	E
Surface (m ²)	12.6	50.4	63	63
C_{pe}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau 9.3 : Valeurs de pression extérieure selon la zone

$$C_{pe}(\text{moyenne}): -0.113$$

6. Coefficients de pression intérieure **C_{pi}** :

Pour le minaret avec face dominante

$$C_{pi} = 0.9C_{pe} = -0.102$$

7. Calcul des pressions **q_j** dues au vent :

La pression (**q_j**) due au vent sur la surface de l'élément **j** est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d * W(z_j) \text{ En [N/m}^2\text{]}$$

W_(z_j) : pression nette exercée sur l'élément de surface **j**, calculée à la hauteur **z_j** de l'élément :

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) * [C_{pe} - C_{pi}] \text{ En [N/m}^2\text{]}$$

$$\text{Donc : } q_j = C_d * q_{dyn}(z_j) * [C_{pe} - C_{pi}]$$

C_d: coefficient dynamique de la construction

q_{dyn} : pression dynamique du vent calculée à la hauteur **z_j**

C_{pe}: coefficient de pression extérieure

C_{pi} : coefficient de pression intérieure.

La hauteur z_j	Zone	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	q_j (N/m ²)
Z=3	A'	1	839.55	-1	- 0,10	-330.61
	B'			-0.8		-151.90
	D			0.8		755.59
	E			-0.3		-167.91
Z=18	A'	1	1109.25	-1	-0.10	-410.42
	B'			-0.8		-188.572
	D			0.8		998.32
	E			-0.3		-221.85
Z=21	A'	1	1135.35	-1	-0.10	-420.07
	B'			-0.8		-193.00
	D			0.8		1021.81
	E			-0.3		-227.07

Tableau 9.4 : Valeurs de pression du vent

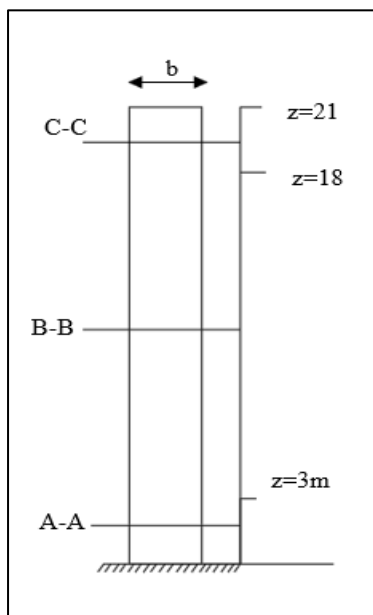


Figure :9.4 : schéma référence de la coupe de la hauteur de minaret

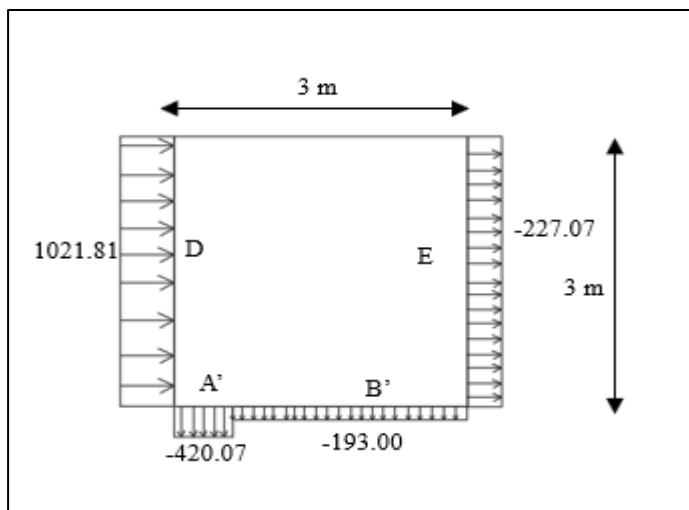


Figure 9.5 : Répartition des pressions du vent coupe C-C

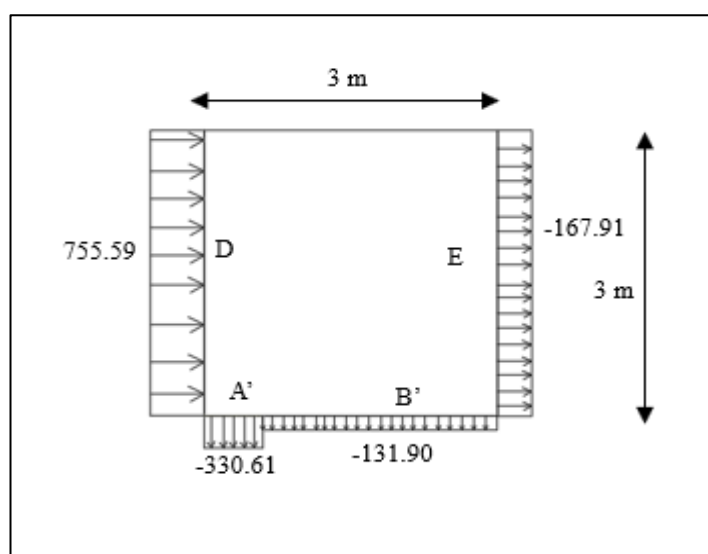


Figure 9.6 : Répartition des pressions du vent coupe A-A

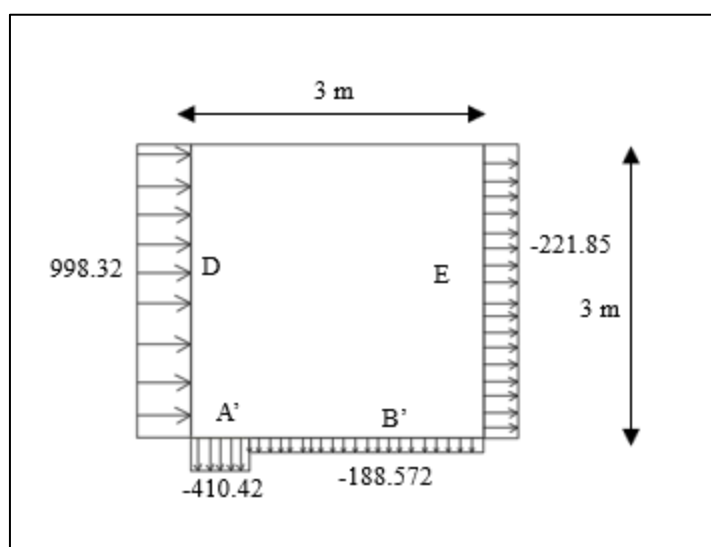


Figure 9.7 : Répartition des pressions du vent coupe B-B

9.4. Détermination des sollicitations :

À l'aide d'un logiciel de ROBOT, on procédera à une analyse simplifiée des charges et à la vérification de la résistance des éléments de structure

9.4.1. Les charges et surcharge :

a) Charge permanente :

Poids propre de la structure PP calculé automatiquement par logiciel Robot

Une charge permanente $G = 14 \text{ kg/m}^2$ répartie sur les couvertures

b) Sur charges d'exploitations :

Une charge d'entretien égale à $Q_{\text{Entretien}} = 100 \text{ kg/m}^2$ répartie sur les escalier et couverture

c) Sur charge climatique de neige : est néglige

d) La charge du vent :

La zone la plus chargée est D :

$$W = 1.02 \text{ KN/m}^2$$

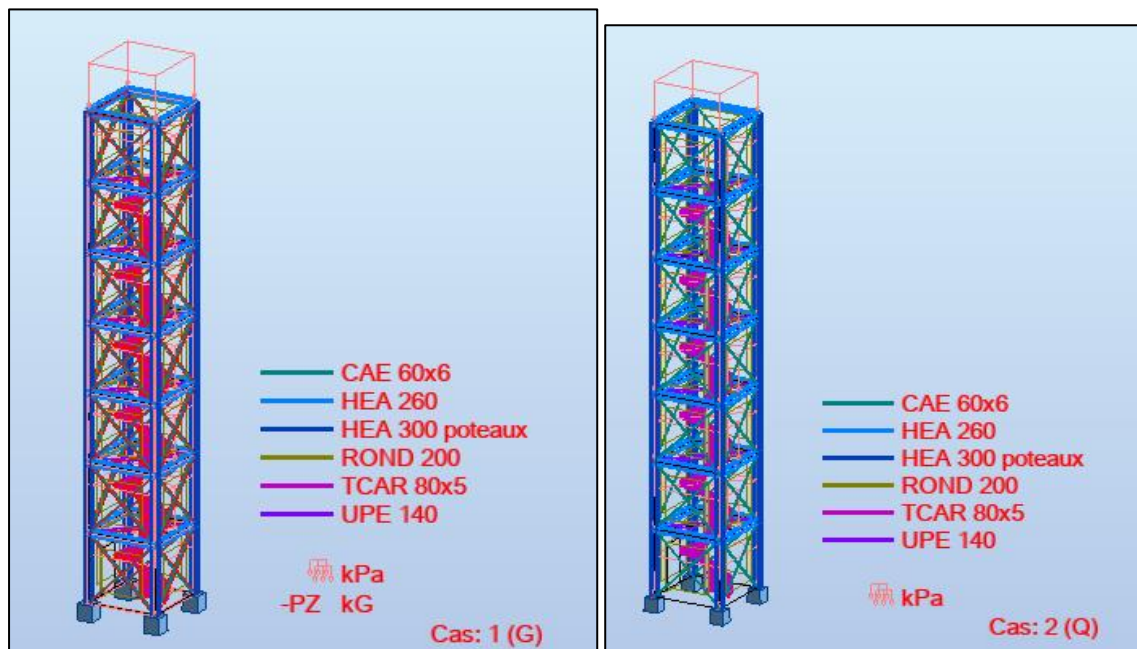


Figure9.8 : distribution de charge
permanent et d'exploitation

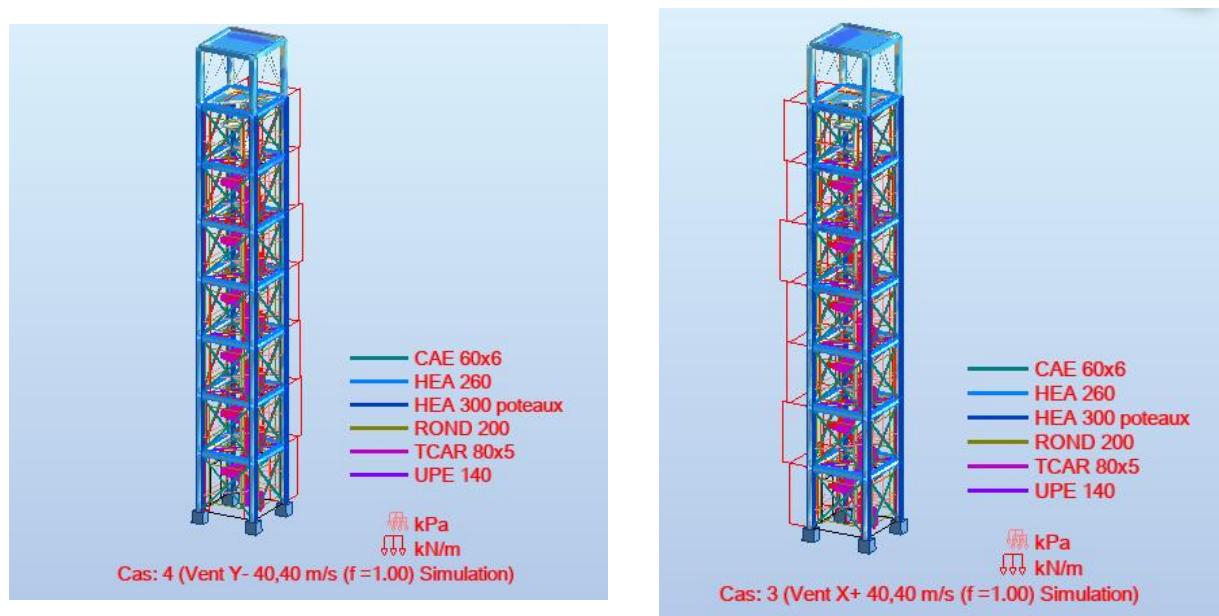


Figure 9.9 : distribution des charges de vent

9.4.2. Caractéristiques des barres:

Barres	Matériaux	Section
Poteaux	235	HEA300
Poutre	235	HEA260
Contreventement	235	Cae60*60*6
Poutre escalier	235	UPE140

Tableau 9.5 : Caractéristiques des barres

9.5. Vérification portique :

Le programme nous permet de vérifier la conformité des barres aux normes et aux spécifications requises

9.5.1. Vérification des poteaux :

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1 poteaux	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.04	4 Vent Y- 40,40 m/s
2 Barre_2	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.04	1 G
3 Barre_3	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.06	4 Vent Y- 40,40 m/s
4 Barre_4	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.04	4 Vent Y- 40,40 m/s
5	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.03	1 G
6	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.03	1 G
7	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.03	1 G
8	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.02	1 G
9	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.02	1 G
10	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.03	1 G
11	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.03	1 G
12	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.02	1 G
13	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.02	1 G
14	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.02	1 G
15	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.02	1 G
16	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.02	1 G
17	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.01	1 G
18	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.02	1 G
19	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.02	1 G
20	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.01	1 G
21	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.01	1 G
22	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.02	1 G
23	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.02	1 G
24	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.01	1 G
25	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.01	1 G
26	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.01	1 G
27	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.01	1 G
28	OK	HEA 300 pote	S 235	23.55	40.06	0.01	1 G

Figure : 9.10 : vérification des poteaux selon robot

Donc le profilé adopte HEA 300 est vérifiée

9.5.2. Vérification des poutres :

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
33 Barre_33	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.03	4 Vent Y- 40,40 m/s
34 Barre_34	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.02	3 Vent X+ 40,40 m/s
35 Barre_35	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.02	4 Vent Y- 40,40 m/s
36 Barre_36	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.02	3 Vent X+ 40,40 m/s
61	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.01	4 Vent Y- 40,40 m/s
62	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.02	3 Vent X+ 40,40 m/s
63	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.01	4 Vent Y- 40,40 m/s
64	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.02	3 Vent X+ 40,40 m/s
65	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.01	4 Vent Y- 40,40 m/s
66	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.01	3 Vent X+ 40,40 m/s
67	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.01	4 Vent Y- 40,40 m/s
68	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.01	3 Vent X+ 40,40 m/s
69	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.01	4 Vent Y- 40,40 m/s
70	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.01	3 Vent X+ 40,40 m/s
71	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.01	4 Vent Y- 40,40 m/s
72	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.01	3 Vent X+ 40,40 m/s
73	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.01	4 Vent Y- 40,40 m/s
74	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.01	3 Vent X+ 40,40 m/s
75	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.01	1 G
76	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.01	3 Vent X+ 40,40 m/s
77	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.01	1 G
78	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.01	1 G
79	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.01	1 G
80	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.01	1 G
81	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.00	1 G
82	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.00	1 G
83	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.00	1 G
84	OK	HEA 260	S 235	27.34	46.16	0.00	1 G

Figure : 9.11 : vérification des poutres selon robot

Le profilé adopté HEA 260 est vérifiée

9.5.3. Verification des contreventements :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
90	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.04	3 Vent X+ 40,40 m/s
91	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.04	3 Vent X+ 40,40 m/s
98	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.10	4 Vent Y- 40,40 m/s
100	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.10	4 Vent Y- 40,40 m/s
108	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.10	4 Vent Y- 40,40 m/s
109	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.10	4 Vent Y- 40,40 m/s
111	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.05	1 G
112	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.04	1 G
174	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.03	3 Vent X+ 40,40 m/s
175	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.03	1 G
177	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.07	4 Vent Y- 40,40 m/s
178	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.07	4 Vent Y- 40,40 m/s
180	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.08	4 Vent Y- 40,40 m/s
181	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.08	4 Vent Y- 40,40 m/s
183	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.04	1 G
184	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.04	1 G
186	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.03	1 G
187	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.04	1 G
189	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.06	4 Vent Y- 40,40 m/s
190	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.06	4 Vent Y- 40,40 m/s
192	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.07	4 Vent Y- 40,40 m/s
193	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.07	4 Vent Y- 40,40 m/s
195	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.04	1 G
196	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.04	1 G
198	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.04	1 G
199	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.04	1 G
201	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.04	4 Vent Y- 40,40 m/s
202	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.04	4 Vent Y- 40,40 m/s
204	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.05	4 Vent Y- 40,40 m/s
205	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.05	4 Vent Y- 40,40 m/s
207	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.04	1 G
208	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.03	1 G
210	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.04	1 G
211	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.04	1 G
213	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.03	1 G
214	CAE 60x6	S 235	116.80	116.80	0.03	1 G

Figure : 9.12 : vérification des contreventements selon robot

Alors notre choix Cornières à ailes égales (60*60*6) est vérifié

9.5.4. Les escaliers :

L'escalier en colimaçon métallique préfabriqué a été choisi en raison de l'espace limité à l'intérieur du minaret et pour réduire la charge sur les poutres extérieures ; il facilite également la circulation et s'avère pratique pour un bâtiment inutilisé.

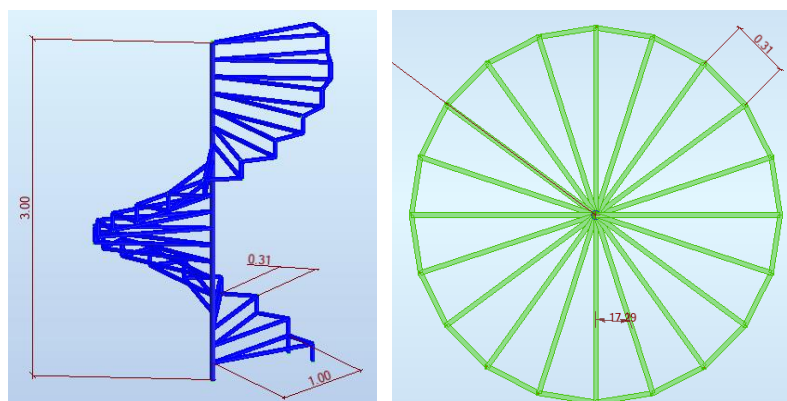


Figure 9.13 : dimensionnements d'escalier.

9.6. Étude de fondation :

Le choix d'un radier général comme système de fondation s'explique par diverses raisons, hauteur importante de l'ouvrage et à l'espacement faible des portiques rend difficile la mise en place d'une semelle isolée et justifie le choix.

9.6.1. Prédimensionnement du radier :

- Condition forfaitaire :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{600}{10} = 60 \text{ cm}$$

La hauteur adoptée est :

$$h = 80 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \textbf{Condition satisfaite}$$

- Condition de rigidité :

Un radier est considéré comme **rigide** si la portée $L \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$

Où L_e est la **longueur élastique**, donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$

Avec :

- $B = 6 \text{ m}$
- $h = 0.80 \text{ m}$
- $I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.256 \text{ m}^4$

$$L_e = 3.088 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} \cdot L_e = 4.85 \text{ m}$$

$$L = 6 \text{ m} \geq 4.85 \text{ m}$$

La condition de rigidité non vérifiée, nous considérons le radier est souple

9.6.2. Verification des contraintes dans le sol:

Donc La contrainte maximale calculée sous l'effet des sollicitations est :

$$\underline{AELS} : \sigma_{\max} = 0.3 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol, els}} = 2.7 \text{ bar} \quad \text{Condition vérifier}$$

A ELU: selon l'ELU, la contrainte est :

$$\sigma_{\text{sol, ult}} = 2.7 \times 1.5 = 4.05 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\max} = 0.04 \text{ bar} < \sigma_{\text{sol, ult}} = 4.05 \text{ bar}$$

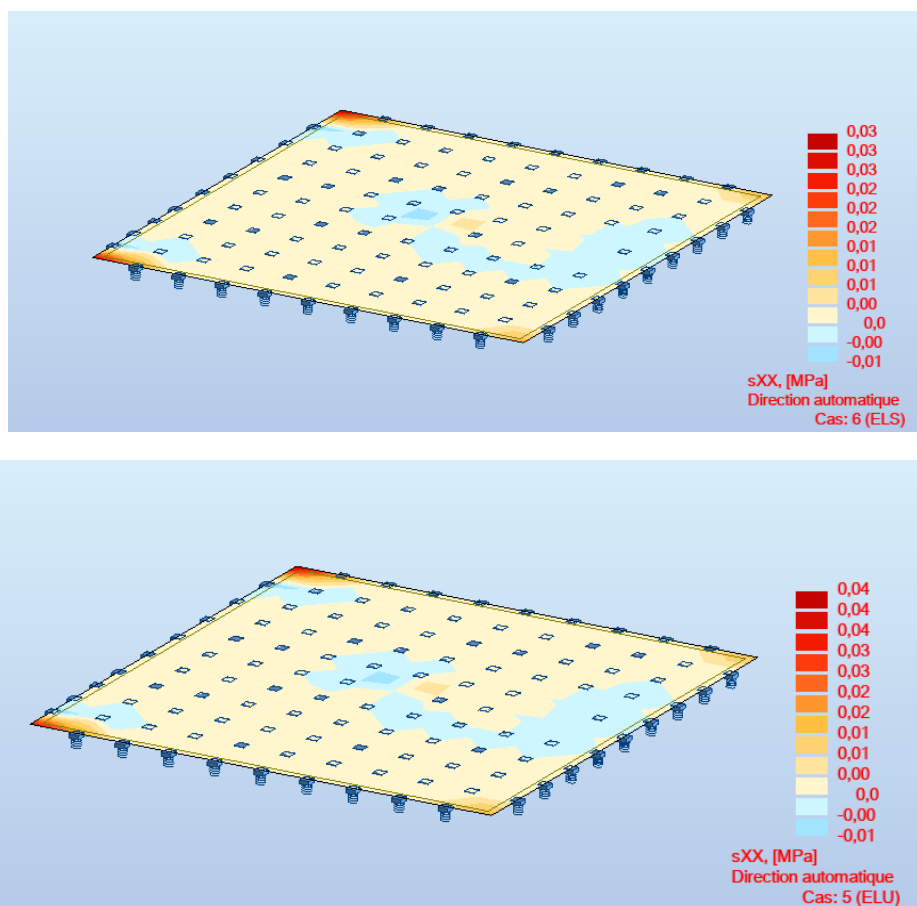


Figure9.14 : Distribution des contraintes selon ROBOT

9.6.3. Ferrailage de radier:

➤ Distribution des Moments :

	ELU		ELS	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M(KN/m)$	-154.32	58.73	-112.71	42.90

Tableau 9.6 : récapitulatif des moments $M_x(KN/m)$ directions xx

	ELU		ELS	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M(KN/m)$	-146.71	57.14	-107.15	41.74

Tableau9.7 : récapitulatif des moments $M_y(KN/m)$ direction yy

➤ **Résultats de ferraillage théorique (flexion simple) :**

	As théorique (cm ²)		A min (RPA) (cm ²)	Choix d'armature		As (cm ²)	
	Appuis	Travée		Appuis	Travée	Appuis	Travée
x-x	5.96	2.25	4.83	4HA14	4HA12	6.16	4.52
y-y	5.66	2.19		4HA14	4HA12	6.16	4.52

Tableau 9.8 : ferraillage de radier.

9.6.4. Vérification de la stabilité :

Un minaret à structure métallique nécessite une attention particulière en raison de sa grande hauteur. Afin de garantir sa résistance et sa stabilité face aux charges dues au vent et aux séismes, son ancrage au sol et son contreventement doivent être conçus pour résister au renversement.

Donc il faut vérifier la stabilisation ou le renversement :

$$M_{stb} \geq 1.5 M_{renv}$$

$$M_{renv} : \text{force de vent} \times \frac{h}{2} \rightarrow M_{renv} = 64.26 \times 10.5 = 674.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{stb} = Pp \times d + \gamma_{sol} \times h \times b \times B \times \frac{h}{2}$$

Le massif de fondation : il doit être surdimensionné pour constituer un massif de poids qui contrebalance le moment de renversement.

Poids propre (selon logiciel robot) : M = 21.65 KN

$$M_{stb} = 21.65 \times 2.5 \times 20.4 \times 4 \times 1 \times 6 \times 2 = 1044.15 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{stb}}{M_{renv}} = 1.57 \geq 1.5 \quad \text{La condition de stabilisation est vérifiée}$$

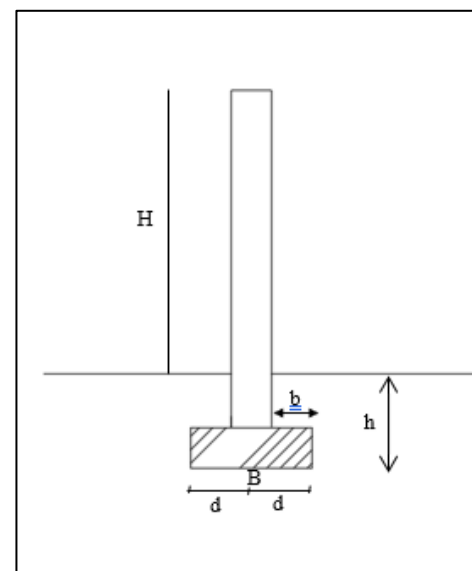


Figure 9.15 : Représentation du dimensionnement de semelle

9.6.5. Assemblage du Pieds de poteau encastré :

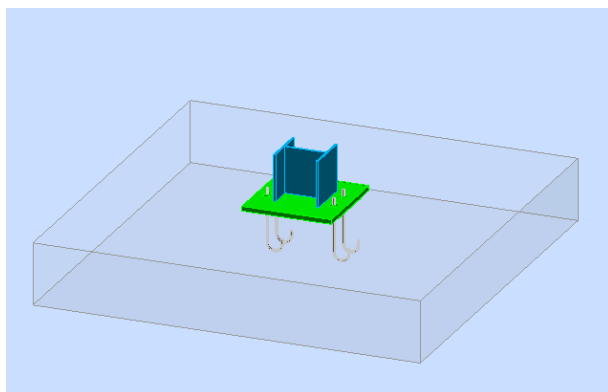


Figure 9.16 : Représentation de l'assemblage pied poteau articulé.

- Cet assemblage constitué de 4 tiges d'ancrage 4.6 de diamètre de 16mm, avec un platine de 20mm d'épaisseur.

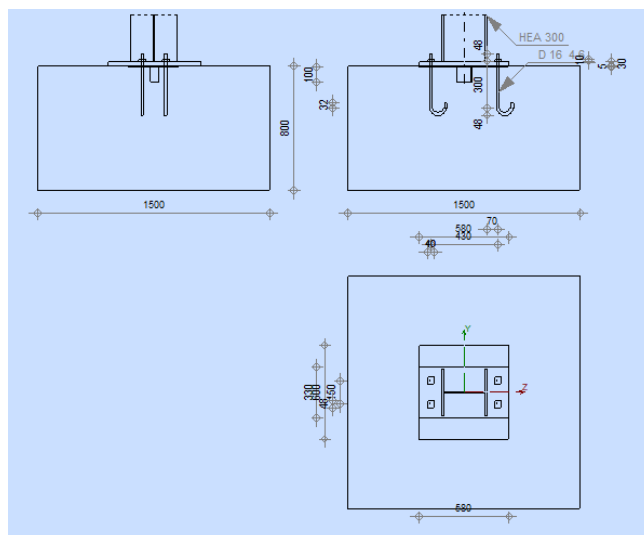


Figure 9.17 : détails sur l'assemblage pied de poteau articulé.

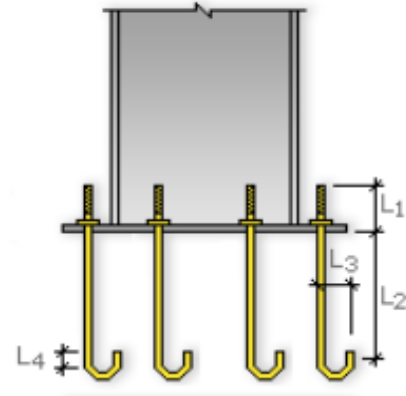
➤ Note de calcul selon logiciel robot :

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	48	[mm]
$L_2 =$	300	[mm]
$L_3 =$	96	[mm]
$L_4 =$	32	[mm]

Platine

$l_{wd} =$	40	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	48	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur



Robot Structural Analysis Professional 2025

Calcul du Pied de Poteau encastré

'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)

OK

Ratio
0,36

Conclusion :

Dans ce chapitre, l'accent a été mis sur l'étude de la pression du vent, compte tenu de son impact important et afin de s'assurer que le minaret ne soit pas affecté en raison de sa grande hauteur.

Quant à la vérification de la sécurité des éléments métalliques, elle a été effectuée à l'aide d'un logiciel de simulation, car le minaret n'aura pas de rôle fonctionnel majeur dans la mosquée.

Conclusion genirale :

En conclusion, cette étude présente une analyse et une conception complètes d'une mosquée de deux étages en béton armé avec sous-sol, surmontée d'un dôme et d'un minaret à structure métallique. La conception répond à toutes les exigences de sécurité et de stabilité tout en respectant les caractéristiques architecturales distinctives de ce type d'édifice religieux, ce qui constituait l'objectif principal de ce projet. Les calculs ont démontré la capacité de la structure à résister aux divers impacts et charges auxquels elle sera soumise tout au long de sa durée de vie. De plus, nous avons atteint un équilibre idéal entre résistance, stabilité, fonctionnalité et esthétique architecturale grâce à l'utilisation combinée du béton armé et d'une structure métallique. Enfin, nous espérons que ce travail, bien que modeste, témoigne de notre parcours universitaire et du développement de nos compétences en conception de structures complexes.

Bibliographie :

1. اعداد دار منار للفكر. دلائل اصول الاسلام. مكان غير معروف : دار منار للفكر ، 2023.
2. علي بن عبد العزيز. عمارة مسجد النبي عليه السلام و دخول الحجرات فيه . 2014.
3. المسجد و أهميته في المجتمع، الأحاديث الواردة فيه . احمد شاكر رشيد. 2024، مجلة كلية العلوم الاسلامية.
4. KHAOUA, DEMMEN DEBBIH. VILLE ARCHITECTURE ET RELIGION. s.l. :
Université 08 Mai 1945 de Guelma, 2019. mémoire de master.
5. *universalis.fr*. [En ligne] Encyclopædia Universalis France.
<https://www.universalis.fr/media/mosquee-des-omeyyades-a-damas-v150820a/>.
6. *archnet.com*. [En ligne] AKDC@MIT; AKTC, 2002.
<https://www.archnet.org/sites/1522>.
7. حسن الباشا. موسوعة العمارة و الآثار و الفنون الإسلامية. بيروت : اوراق شرقية، 1999.
8. discover islam art. *Museum With No Frontiers*. [En ligne] Museum With No Frontiers, 2004.
https://islamicart.museumwnf.org/database_item.php?id=monument;isl;eg;mon01;3;fr.
9. *Muslim Architecture under Ottoman Patronage (1326-1924)*. Saoud, Rabah. 2004, FSTC, pp. 1-26.
10. *hal open science* . [En ligne] CCSD du CNRS, 2001. <https://hal.science/hal-04029709/>.
11. ALNAJJAR, Amer et DİNÇEL, Tuğba ERDİL. CHANGING FORMS AND FUNCTIONS: THE TRANSFORMATION OF MOSQUE ARCHITECTURE FROM THE EARLY ISLAMIC PERIOD. *JOURNAL OF SPATIAL STUDIES*. 10 september 2024, pp. 94-106.
12. *mosqpedia*. [En ligne] Abdullatif Al Fozan Award for Mosque Architecture, 2025.
<https://mosqpedia.org/masajid/faisal-mosque/>.
13. Meriem, REDJEM. *L'évolution des éléments architecturaux et architectoniques de la mosquée en vue d'un cadre référentiel de conception. Cas des mosquées historiques de Constantine*. annaba : université Badji mokhtar , 2014. mémoire de master.
14. مدخل في الأسس العامة لتصميم المساجد - دراسة معمارية - . التخي بلقاسم. سبتمبر 2013، مجلة الدراسات الإسلامية العدد الثالث ، الصفحات 390-419.
15. DIRECTION ET REDACTION SECRETARIAT GENERAL DU GOUVERNEMENT. 2013, *JOURNAL OFFICIEL*, pp. 4-6.
16. Guerrin, André et Lavour, Roger Claude. *traité se béton armé. tome5: toiture,voutes,coupole* . Paris : Dunod, 1975.
17. *the minaret : between the constancy of the element and he change of use*. armane, salima et khalfallah, boujemaa. 2023, *International Journal of Architecture, Arts and Applications*, pp. 93-104.

Annexe :

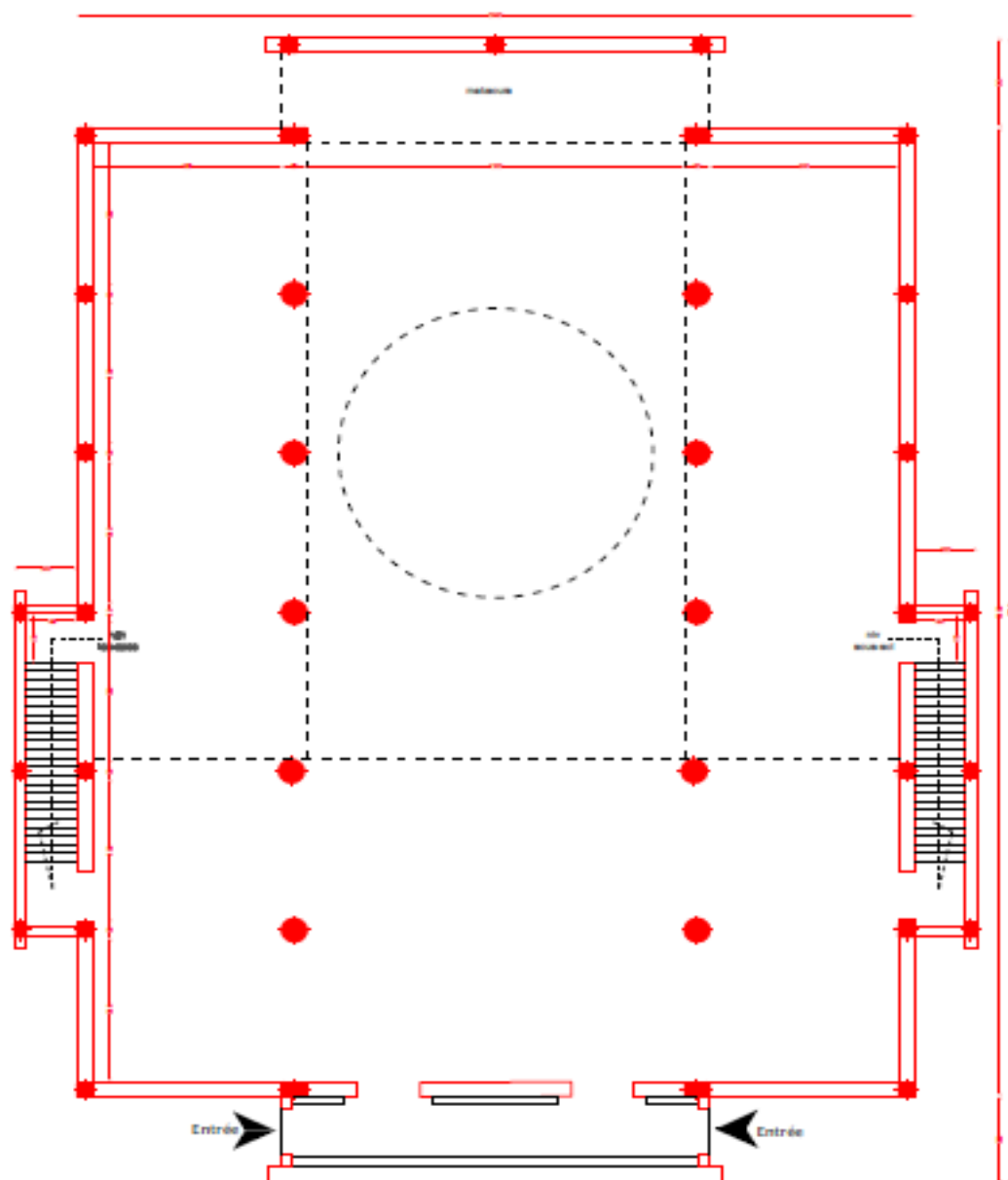


Figure1 : Palan RDC

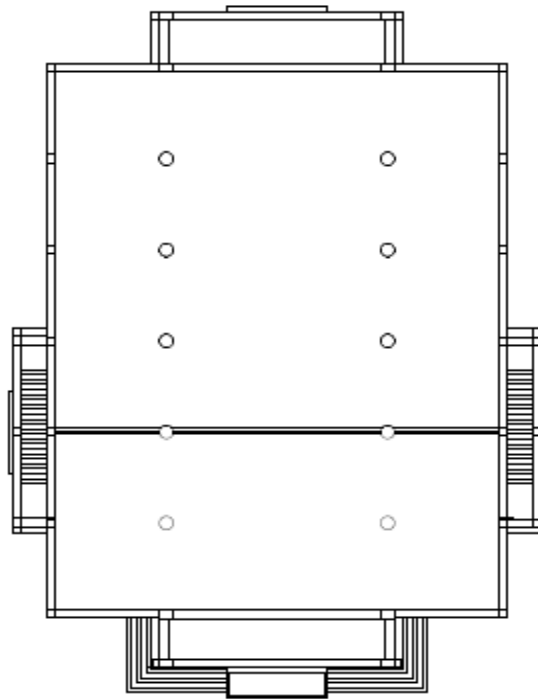


Figure 2 : PLAN MEZANNINE

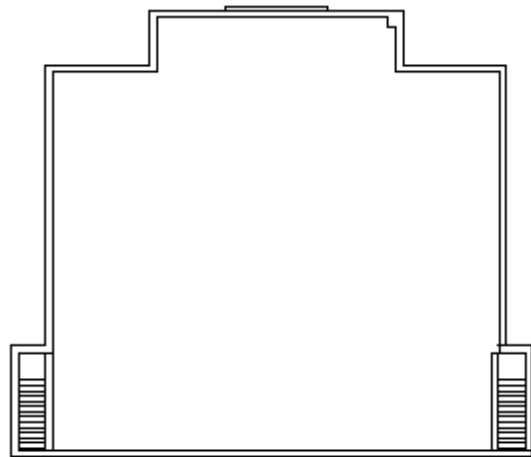


Figure 3 : PLAN ENTRE SOL

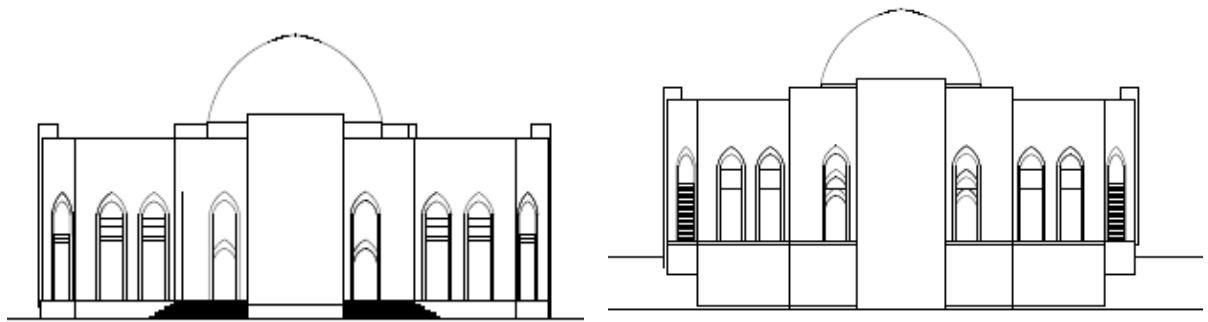


Figure 4 : FACADE PRINCIPALE OUEST ET FACADE EST

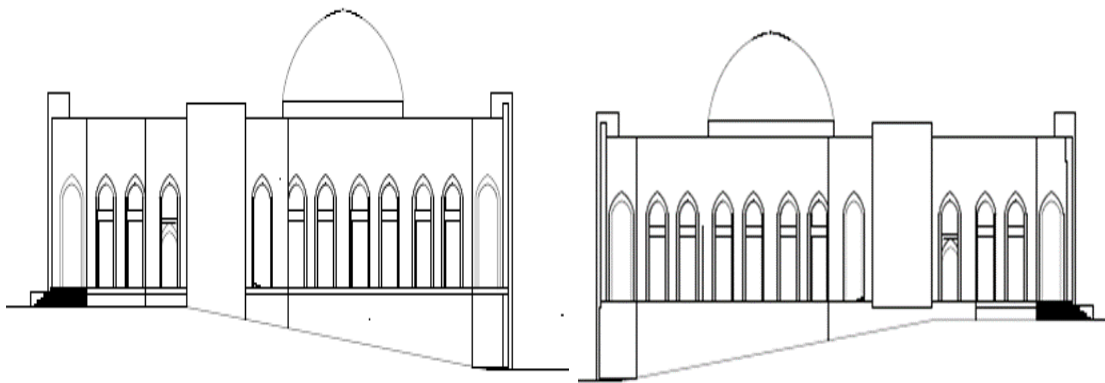


Figure 5 : FACADE NORD ET SUD

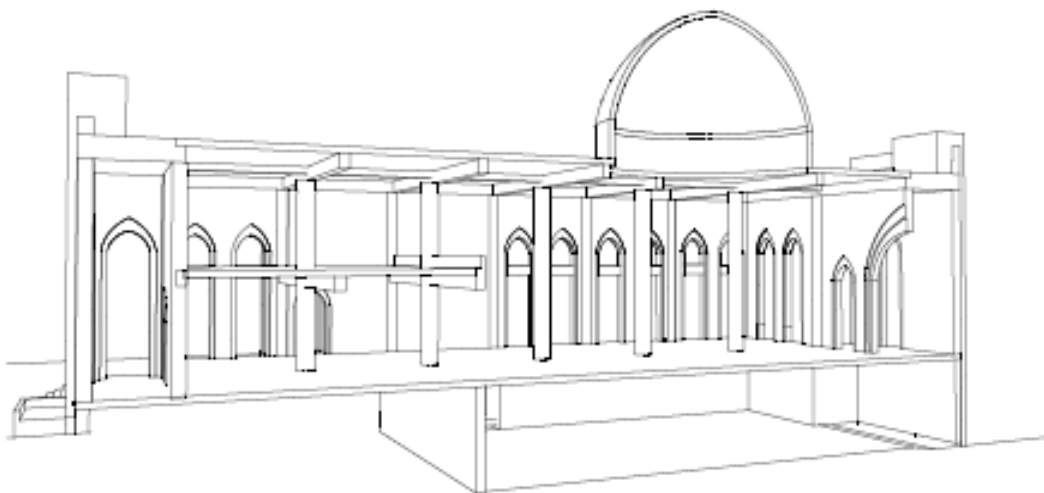


Figure 6 : COUPE 3D

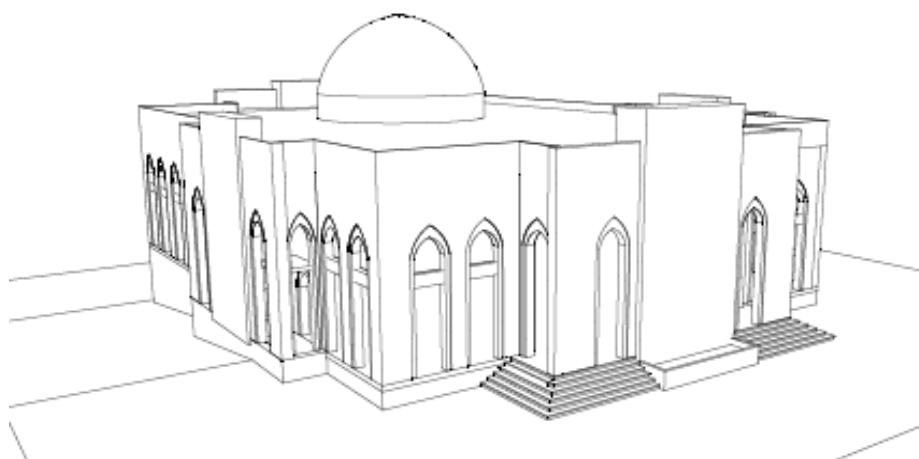


Figure 7 : VUE 3D

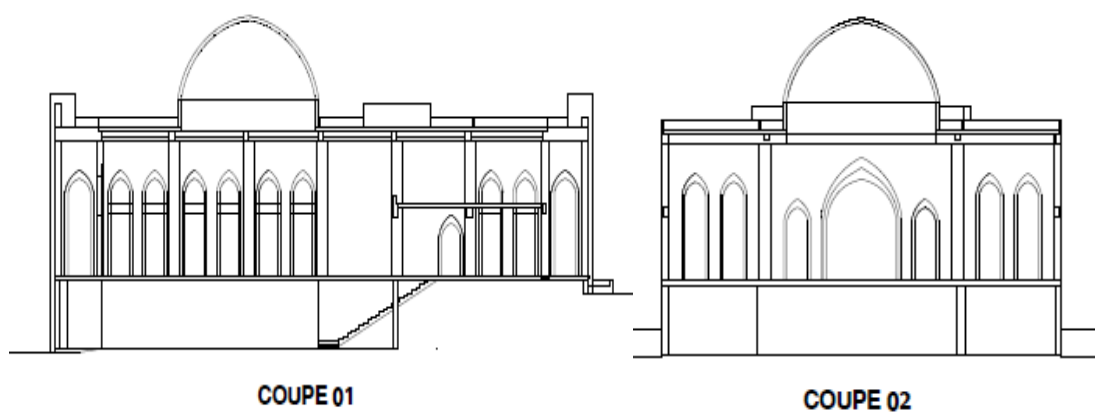


Figure 8 : LES COUPE

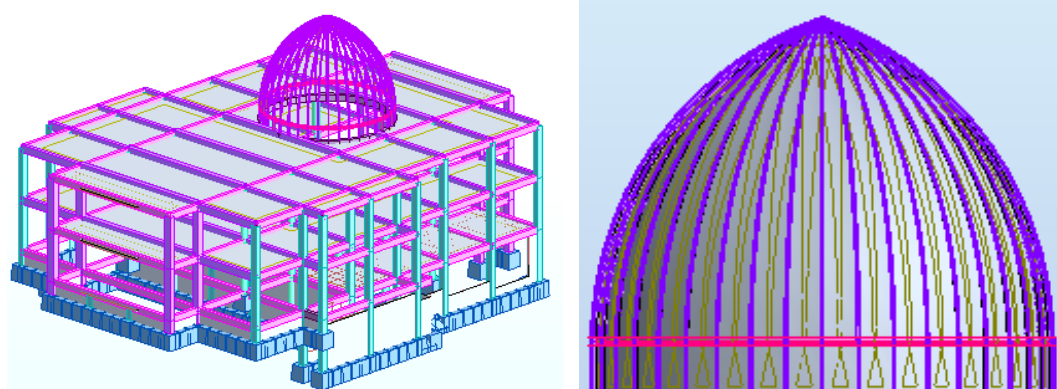


Figure 9 : La modélisation par logiciel Robot

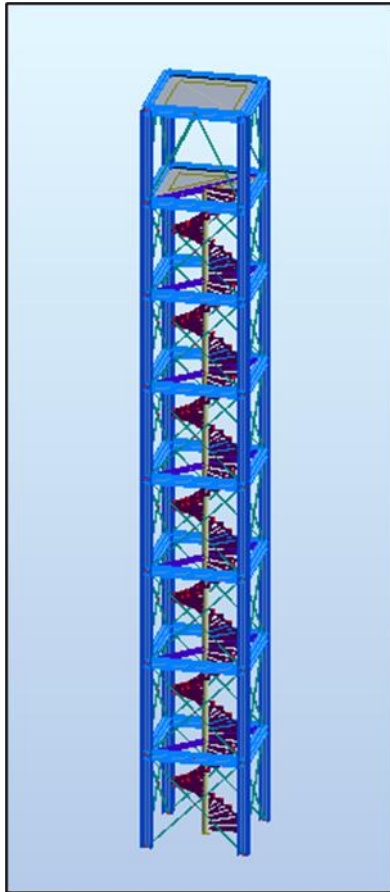


Figure 10 : La modélisation par logiciel Robot

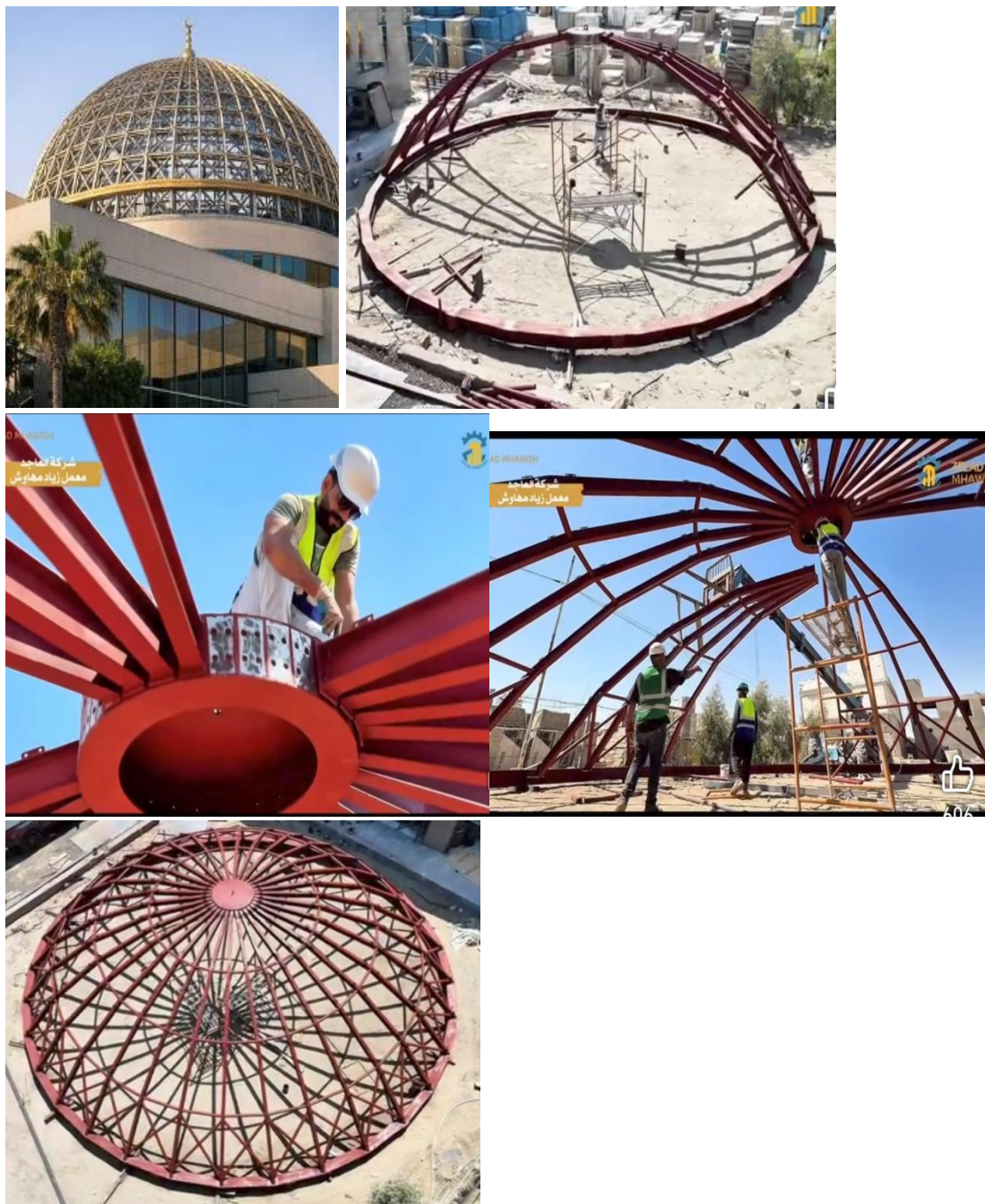


Figure 11 : Coupole en charpente métallique

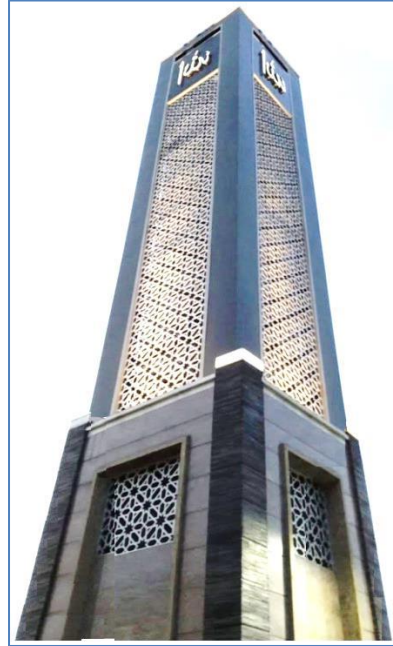


Figure 12 : Minaret en charpente métallique



Figure 13 : modalisation 3D de l'intérieur de la mosquée