

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA



DOMAINE : Science et Technologie

FILIERE : GÉNIE CIVIL

OPTION : STRUCTURE

**Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique**

Par: BACHIRI ABOUBAKER

HABICHE AHMED

Intitulé

**Étude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+9)
contreventement mixte (Portique + Voile)**

ENCADRANT : Mr BELOUAHRI BRAHIM

Soutenu devant le jury composé de:

Mr AMMAR Guerraiche

Université M'sila

Président

Mr ABDERRACHID Boulaouad

Université M'sila

Examineur

Année universitaire : 2023 /2024

dedicaces



A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.



A toutes personnes qui m'a aidé à poursuivre mes études.



A mes très chers frères, sœurs et mes nièces.



A toute ma famille sans exception.



A tous mes amis (es) et toute la promotion de master2 génie civil.



A celui avec qui j'ai collaboré dans la réalisation de ce mémoire.



Enfin à tous ceux qui nous sont trèschers.

Remerciements :

Nous voulons en premier remercier Dieu qui nous a donné volonté, force, patience, Courage et santé pour réaliser ce travail.

Nous voulons exprimer nos profondes reconnaissances à notre encadreur, Monsieur **Belouahri Brahim**, doctor à l'Université de **Mohamed Boudiaf -M'sila** pour l'excellente orientation et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire ainsi que pour la grande confiance qu'il nous a accordée.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner Ce modeste travail.

Un grand merci à tous les professeurs de la 1ère et 2ème année master et 3ème année licence genie civil et à toutes nos familles et nos collègues .

Un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre nous ont aidé à soutenir.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Résumé:

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez de chaussée plus (09) étages, sera implanté à la wilaya de : M'sila. Cette ville est classée en zone moyenne sismicité (IIa) selon le RPA99 version 2003.

La résistance de la structure aux sollicitations horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte en béton armé.

Le dimensionnement et le ferrailage de tous les éléments résistants ont été conformes aux règlements algériens en vigueur (BAEL91, CBA.93 et RPA99 version2003.....etc.).

Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisé automatiquement moyennant le logiciel (ROBOT2014) aussi que les dessins ce fait par AUTOCAD 2019.

Et finalement, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2014, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99, Ferrailage , CBA93.

ملخص :

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية النجاز بناية سكنية متكونة من الطابق الرضي و 9 طوابق عادية في ولاية المسيلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa حسب مركز الدراسة هندسة الزلازل الجزائري .
قياس و تسليح هذه البناية و مختلف العناصر الاساسية متم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21 ماي 2003 (version 99RPA) و مقياس السمنت المسلح CBA 93 و الخرسانة المسلحة في الحالات الحدية
كما تم نمذجة البناية باستعمال البرنامج التطبيقي للعناصر الاساسية ROBOT 2014 اما عملية الرسم كانت باستعمال طريقة الرسم التقني AUTOCAD2019
و في الاخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الاساسات.

الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة , التحليل الانشائي الروبوت 2014 , RPA99 المعدل 2003 , BAEL91 المعدل 99 , التسليح , CBA93 .

Abstract :

This project presents a detailed study of a building for residential use consisting of a ground floor plus (09) floors, to be located in the wilaya of: M'sila. This city is classified as a medium seismicity zone (IIa) according to the RPA99 version 2003.

The resistance of the structure to horizontal and vertical stresses is ensured by a mixed reinforced concrete bracing system.

The sizing and reinforcement of all the resistant elements were in accordance with the Algerian regulations in force (BAEL91, CBA.93 and RPA99 version 2003..... etc.).

The calculation of the different forces under the effect of static and dynamic loads was carried out automatically using the software (ROBOT2014) as well as the drawings by AUTOCAD 2019.

And finally, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

Keywords: Building : Reinforced concrete, ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2014, RPA99 modified 2003, BAEL91 modified 99, Reinforcement, CBA93.

NOTATIONS

- A.** Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- As.** Aire d'une section d'acier, **At.** Section d'armatures transversales,
- B.** Aire d'une section de béton,
- D.** Diamètre,
- E.** Module d'élasticité longitudinale,
- Eb.** Module de déformation longitudinale du béton,
- Ei.** Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours),
- Es.** Module d'élasticité de l'acier,
- Ev.** Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours),
- F.** Force ou action en général,
- G.** Action permanente, module d'élasticité transversale,
- Q.** Charges d'exploitations,
- I.** Moment d'inertie,
- K.** Coefficient, **L.** Longueur ou portée,
- Lf.** Longueur de flambement.
- M.** Moment en général, moment de flexion le plus souvent,
- MG.** Moment fléchissant développé par les charges permanentes,
- MQ.** Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations,
- Mu.** Moment de calcul ultime,
- Mser.** Moment de calcul de service,
- Mt.** Moment en travée,
- Ma.** Moment sur appuis,
- N.** Effort normal,

St. Espacement des armatures transversales,
V. Effort Tranchant,
T. période,
V0. Effort tranchant a la base,
Kt. Facteur de terrain,
Z0. Paramètre de rugosité
Zmin. Hauteur Minimale,
E.L.U. Etat limite ultime,
E.L.S. Etat limite service,
a. une dimension,
b. une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section),
d. distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée,
d'. distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée,
fe. limite d'élasticité de l'acier,
fej. résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours,
ftj. résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours,
fc28, ft28. grandeurs précédentes avec j =28 jours,
h. hauteur totale d'une section de béton armé,
i. rayon de giration d'une section,
j. nombre de jours, **k.** coefficient en général,
l. longueur ou portée (on utilise aussi L),
n. coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par un nombre entier, Coefficient de compression, Coefficient de sur consolidation,
s. espacement des armatures en générales,
st. espacement des armatures transversales,
x. coordonnée en général, abscisse en particulier,
y. coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie, Profondeur de l'axe neutre,
z. coordonnée d'altitude,
Ø. diamètre des armatures, mode propre,
γs. coefficient de sécurité dans l'acier,
γb. coefficient de sécurité dans le béton,
ε. déformation relative,
εbc. raccourcissement relatif du béton comprimé,

ϵ_s . allongement relatif de l'acier tendu,
 ϵ'_s . raccourcissement relatif de l'acier comprimé,
 η . coefficient de fissuration relatif à une armature,
 ν . coefficient de poisson, coefficient sans dimension,
 ρ . rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton,
 σ . contrainte normale en général,
 τ . contrainte tangente (de cisaillement),
 σ_{bc} . contrainte de compression,
 σ_s et σ_{sc} . contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s et σ'_s ,
 σ_s . Contrainte de traction admissible de l'acier,
 σ_{bc} . Contrainte de compression admissible du béton,
 σ_{sol} . Contrainte du sol,
 σ_m . Contrainte moyenne.

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre 1 : Présentation des L'ouvrages

I.1. Introduction	2
I.2 . Présentation du projet	2
I.2.1. Description des l' ouvrage	2
I.2.2. Caractéristiques géométriques	3
I.2.3. description de l'ossature.....	3
I.2.4. Caractéristiques géotechniques du sol	4
I.2.5. Choix du système de contreventement	4
I.2.6. Caracteristiques des materiaux	4
I.2.6.1. Béton	4
I.2.6.2. L'acier	7
I.2.7. Présentation des règlements de calcul	9

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et Descent des Charges

2.1. Introduction	13
2.2. Pré dimensionnement des éléments	13
2.2.1. Les poutres	13
2.2.2. Les Planchers	14
2.2.2.1. Planchers à corps creux	14
2.2.2.2. Pré dimensionnement des poutrelles	15
2.2.3. Les Voiles	16
2.2.4. Les escaliers.....	17
2.2.5. L'acrotère	18
2.2.6. dalle pleine (balcon).....	18
2.2.7. Les Poteaux	19
2.3. Évaluation des charges.....	19
2.4. Descente des charges	19
2.5. Conclusion	29

Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires

3.1. Introduction	31
3.2. Calcul des éléments non structuraux	31
3.2.1. L'acrotère	31
3.2.2.. Les escaliers	35
3.2.3. Poutre palière	40
3.2.4. les balcons	46
3.2.5. Les poutres de chainage	49
3.2.6. Les planchers	52
3.2.6.1. Méthode de calcul des poutrelles	52
3.2.6.2. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire	52

3.2.6.3. Calcule des poutrelles	53
3.2.6.4. Calcul du ferrailage	62
3.2.6.5. Schéma de ferrailage	68
3.2.6.6. Ferrailage de la dalle de compression	69
3.2.7. Etude de L'ascenseur	70

Chapitre 4 : Etude Sismique

4.1.Introduction	74
4.2. Choix de la méthode de calcul	74
4.3. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 / V2003.....	74
4.4. Méthode statique équivalente	74
4.4.1. Calcul de la force sismique totale	74
4.5. Méthode dynamique modale spectrale	78
4.5.1. Introduction	78
4.5.2. Résultats trouvés par logiciel ROBOT	78
4.5.3. Caractéristiques géométriques et massique de la structure	79
4.5.3.1. Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle	80
4.5.4. Caractéristiques dynamiques de la structure	81
4.5.5. Distribution des efforts tranchant selon les niveaux	85
4.5.5.1- Distribution des Forces sismique selon les niveaux	87
4.6. Vérifications des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003	88
4.6.1. Période fondamentale théorique	88
4.6.2. Résultante des forces sismique	89
4.6.3. Vérification des déplacements	89
4.6.4. Vérification de l'effort normal réduit	90
4.6.5. Vérification vis à vis de l'effet $P - \Delta$	91
4.6.6. Vérification au renversement	92
4.7. Conclusions	94

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux

5 .1. Introduction	96
5.2. Ferrailage des Portiques.....	96
5.2.1 Ferrailage des poutres	96
5.2.1.1. Combinaisons des charges.....	96
5.2.1.2. Calcul de ferrailage	96
5.2.1.2.1. Ferrailage des poutres principales.....	96
5.2.1.2.2. Ferrailage des poutres secondaires	100
5.2.2. Ferrailage des poteaux	104
5.2.2.1. Combinaisons des charges	105
5.2.2.2. Recommandation du RPA99/version 2003.....	105
5.2.2.3. Sollicitations de calcul	106
5.2.2.4. Calcul du ferrailage	107
5.2.2.5. Vérification à l'E.L.U	110
5.2.2.6. Calcul des armatures transversales	111
5.2.2.7. Vérification à l'E.L.S	113

5.2.2.8. Schéma de ferrailage	113
5.3. Ferrailage des Voiles	114
5.3.1. Les Recommendations du RPA99	114
5.3.2. Calcul de Ferrailage des voiles	118
5.3.2.1. voiles dans le sens X-X	118
5.3.2.2. voiles dans le sens Y-Y.....	120
5.3.3. Schémas de ferrailage.....	123

Chapitre 6 : Etude de L'infrastructure

6.1. Introduction	127
6.2. Différents types des fondations	127
6.3. Choix du type des fondations	127
6.3.1. Semelle isole.....	127
6.3.1.1. Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles	128
6.3.2. Semelles filantes	129
6.3.2.1. La surface des semelles filantes des voiles d'après ROBOT	129
6.4. Radier général	130
6.4.1. Introduction	130
6.4.2 Pré dimensionnement du radier	130
6.4.3. Caractéristiques géométriques du radier	132
6.4.4. Ferrailage du radier	134
6.5. Etude de débord du radier	137
6.6. Calcul des nervures	138
6.6.1. Calcul des Armatures	140
6.7. voile périphérique	143
6.7.1. Calcul des charges	144
6.7.2. Calcul des sollicitations	144
6.7.3. Calcul du ferrailage	145
6.8. Radier à dalle plate	146
6.9. Conclusion	147

Conclusion générale

Liste Des Figures

Chapitre 1 : Présentation des L'ouvrages

Figure 1.1 : Plan Coupe A-A	2
Figure 1.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.....	6
Figure 1.3 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELS.....	7
Figure 1.4 : Diagramme contraintes-déformations d'Acier	8

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et Descent des Charges

Figure 2.1: Coffrage de Poutres	14
Figure 2.2: Dalle en corps creux	14
Figure 2.3: Coffrage de plancher	15
Figure 2.4: Coupe de voile en élévation	16
Figure 2.5: Coffrage Les escaliers	17
Figure 2.6: Coffrage L'acrotère	18
Figure 2.7: Coffrage des poteaux	19
Figure 2.8: coupe plancher terrasse	20
Figure 2.9: coupe plancher étages courant + RDC	20
Figure 2.10: Murs extérieurs et Cloison intérieur	21
Figure 2.11: Poteau intermédiaire B3	22
Figure 2.12: Poteau de rive B1	24

Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires

Figure 3.1: schéma statique d'acrotère	32
Figure 3.2 : schéma ferrailage d'acrotère	35
Figure 3.3 : Escalier -vue en plan	36
Figure 3.4 : Escalier coupe transversale	37
Figure 3.5 : ferrailage d'escalier	40

Figure 3.6 : Poutre palière	41
Figure 3.7 : schéma ferrailage de Poutre palière	45
Figure 3.8 : balcon	46
Figure 3.9 : ferrailage du balcon	48
Figure 3.10 : ferrailage des poutres chainage	51
Figure 3.11: ferrailage des planchers	68
Figure 3.12: Schéma de ferrailage de la dalle de compression	69
Figure 3.13: Schéma d'un ascenseur	70
Figure 3.14: schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur	72

Chapitre 4 : Etude Sismique

Figure 4.1: dispositions des voiles	79
Figure 4.2: Mode 1(translation y-y)	83
Figure 4.3: Mode 2(translation x-x)	84
Figure 4.4: Mode 3(torsion)	85
Figure 4.5: Distribution des efforts tranchant Sens X	86

Figure 4.6: Distribution des efforts tranchant Sens Y	87
Figure 4.7: Distribution des Forces sismique Sens X	88
Figure 4.8: Distribution des Forces sismique Sens Y	88

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux

Figure 5.1 : Ferrailage des poutres principales en appuis 30x45	100
Figure 5.2 : Ferrailage des poutres principales en travée 30x45	100
Figure 5.3 : Ferrailage des poutres secondaires en appuis 30x30.....	104
Figure 5.4 : Ferrailage des poutres secondaires en travée 30x30.....	104
Figure 5.5 : Schéma ferrailage Poteaux (45 x 45)	113
Figure 5.6 : Schéma ferrailage Poteaux (35 x 35)	113
Figure 5.7 : Schéma ferrailage Poteaux (30 x 30)	114
Figure 5.8 : Schéma de la répartition des voiles	118
Figure 5.9 : Ferrailage du voile V1x	123
Figure 5.10 : Ferrailage du voile V2x	123
Figure 5.11 : Ferrailage du voile V3x	124
Figure 5.12 : Ferrailage du voile V1y	124
Figure 5.13 : Ferrailage du voile V2y	125
Figure 5.14 : Ferrailage du voile V3y	125
Figure 5.15 : Ferrailage du voile V5y	125

Chapitre 6 : Etude de L'infrastructure

Figure 6.1: semelle isolée	128
Figure 6.2 : semelle filantes	129
Figure 6.3 : Ferrailage de la dalle du radier (travée + appuie)	136
Figure 6.4 : Ferrailage du radier	137
Figure 6.5 : Schéma du débord	137
Figure 6.6 : Schéma de ferrailage débordement	138
Figure 6.7 : Moment des nervures sens X-X	138
Figure 6.8 : Moment des nervures sens Y-Y	139
Figure 6.9 : L'efforts tranchants des nervures sens X-X	139
Figure 6.10 : L'efforts tranchants des nervures sens Y-Y	139
Figure 6.11 : Schéma de ferrailage des nervures dans les deux sens	143
Figure 6.12 : Schéma statique de voile périphérique	143
Figure 6.13 : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique	144
Figure 6.14 : Schéma de ferrailage du voile périphérique	146

Liste des tableaux

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et Descent des Charges

Tableau 2.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse	20
Tableau 2.2 : Evaluation des charges du plancher étage courant.....	20
Tableau 2.3 : Evaluation des charges des balcons.....	21
Tableau 2.4 : Evaluation des charges des murs extérieurs.....	21
Tableau 2.5: Descente des charges pour un poteau intermédiaire.....	24
Tableau 2.6 : Descente des charges pour un poteau de rive.....	27
Tableau 2.7 : Efforts normal à retenir pour le prédimensionnement des Poteaux.....	28

Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires

Tableau 3.1 : Évaluation des charges de palier	35
Tableau 3.2 : Évaluation des charges de paillasse	36
Tableau 3.3 : Ferrailage d'escalier	38
Tableau 3.4 : Calcule les sollicitations de la poutre palière.....	42
Tableau 3.5: Combinaison des charges de balcon	46
Tableau 3.6: Evaluation des charges dans les nervures	53
Tableau 3.7: Calcule des moments à l'ELU et ELS pour plancher terrasse	54
Tableau 3.8: Calcule des moments à l'ELU et ELS pour plancher étage courante	55
Tableau 3.9: Calcule les efforts tranchantes	57
Tableau 3.10: Ferrailage de la dalle d'ascenseur sens X ;Y	71
Tableau 3.11: Vérification des contraintes ELS sens X ;Y	72

Chapitre 4 : Etude Sismique

Tableau 4.1. Coefficients d'accélération de zone A.....	75
Tableau 4.2. Valeurs de $\xi(\%)$	76
Tableau 4.3. valeurs des pénalités P_q	77
Tableau 4.4. Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage.....	80
Tableau 4.5. Valeur de l'excentricité théorique et accidentelle.....	81
Tableau 4.6. les facteurs de participation massique de chaque modèle	82
Tableau 4.7. Distribution des efforts tranchant Sens X	85
Tableau 4.8. Distribution des efforts tranchant Sens Y	86
Tableau 4.9. Distribution des Forces sismique Sens X	87
Tableau 4.10. Distribution des Forces sismique Sens Y	87
Tableau 4.11. Vérification de la résultante des forces	89
Tableau 4.12. Vérification des déplacements. (Sens x-x)	90
Tableau 4.13. Vérification des déplacements. (Sens Y-Y)	90
Tableau 4.14. Vérification de l'effort normal réduit	91
Tableau 4.15. Vérification vis à vis de l'effet $P - \Delta$ sens X-X	91
Tableau 4.16. Vérification vis à vis de l'effet $P - \Delta$ sens Y-Y	92
Tableau 4.17. Vérification au renversement Sens longitudinal	93
Tableau 4.18. Vérification au renversement Sens transversal	93

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau 5.1. Les moments maximaux 30/45	97
Tableau 5.2. Calcul du ferrailage des poutres principales	97
Tableau 5.3. Les moments maximaux 30/30	101
Tableau 5.4. Calcul du ferrailage des poutres secondaires	101
Tableau 5.5. Effort sur les poteaux pour déférente combinaison	106
Tableau 5.6. Résultats de ferrailage des poteaux	109
Tableau 5.7. Résultats de vérification de ferrailage des poteaux	110
Tableau 5.8. Vérification selon BAEL91	110
Tableau 5.9. Vérification selon RPA99v2003	111
Tableau 5.10. Les armatures transversales des poteaux	112
Tableau 5.11. : Longueur de recouvrement	113
Tableau 5.12. Vérification à L'ELS	113
Tableau 5.13. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile sens X-X	120
Tableau 5.14. Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile sens Y-Y	121
Tableau 5.15. Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X	121
Tableau 5.16. Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y	122
Tableau 5.17. Ferrailage horizontal des voiles sens X-X	122
Tableau 5.18. Ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y	123

Chapitre 6 : Etude de L'infrastructure

Tableau 6.1. les surfaces des semelles revenant à chaque poteau	128
Tableau 6.2. les surfaces des semelles revenant à chaque voile	130
Tableau 6.3. Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$	133
Tableau 6.4. Calcul des contraintes	133
Tableau 6.5. Les sollicitation à l'ELU	134
Tableau 6.6. Les sollicitation à l'ELS	134
Tableau 6.7. Calcul de ferrailage de la dalle radier à l'ELU	135
Tableau 6.8. Vérification des contraintes à l'ELS	136
Tableau 6.9. Ferrailage de débord de radier à l'ELU	137
Tableau 6.10. Les efforts internes dans les nervures à l'ELU	140
Tableau 6.11. Ferrailage des nervures suivant les deux sens.	140
Tableau 6.12. Ferrailage Radier à dalle plate suivant les deux sens.	147

Introduction Générale

Introduction générale :

Le Génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol. Ces activités se partagent en deux grandes catégories (Les bâtiments et Les Travaux Publics), l'ingénieur civil est appelé pour concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par les structures.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC + 09 étages (R+9), Il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) et qu'il dépasse les 23 mètres de hauteur.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations des structures de génie civil, notamment **CBA93**, **BAEL91**, **RPA99 version 2003** et les différents **DTR**.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- La présentation du projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements est donnée au premier chapitre.
- Le dimensionnement des éléments du bâtiment au deuxième chapitre.
- Le calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère, les dalles pleines et l'ascenseur au troisième chapitre.
- Au chapitre quatre, l'étude dynamique est faite en utilisant le logiciel **ROBOT 2014**.
- Le calcul de ferrailage des éléments structuraux dans le chapitre cinq.
- Dans le sixième chapitre l'étude des fondations a été menée.

CHAPITRE 1

Présentation des l'ouvrages

CHAPITRE 1:Présentation Des L'ouvrages

1-1-Introduction:

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtiment Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. L'ouvrage en question est un bâtiment à usage d'habitation (portique + voiles) composé Rez de chaussée plus 9 étages (R+9).

Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour Calculer les dimensions et ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la [BAEL91/V 99] et le [RPA99 version 2003].

Le present projet est consacré à l'etude d'un batiment à usage d'habitation que sera implanlé et la commune de: M'sila, wilaya de: M'sila région à la zone moyenne sismicité (IIa), (RPA 99 v2003).

1-2-Présentation du projet:

Dans ce qui suit on présente la description de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisées :

1-2-1-Description des l' ouvrage :

Le projet que nous avons entrain d'étudie consiste a un bâtiment a usage d'habitation, composé Rez de chaussée plus 9 étages, Le bâtiment est implanté à la ville de : M'sila, wilaya de: M'sila, Qui est une Zone de moyenne sismicité : (IIa), d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

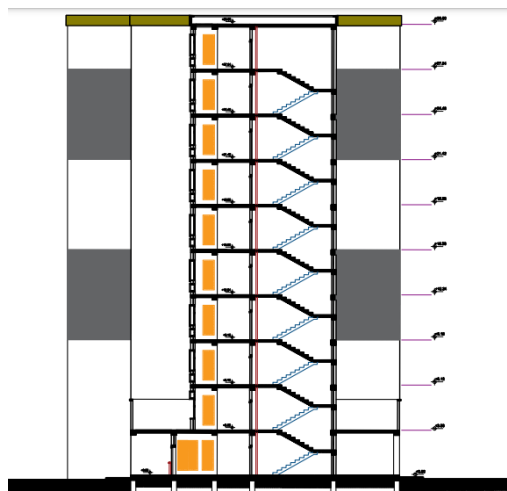


Figure. 1-1 : Plan Coupe A-A.

1-2-2- Caractéristiques géométriques:

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- ❖ Longueur totale : $L = 29.30$ m.
- ❖ Largeur totale : $t = 22.50$ m
- ❖ Hauteur d'étage : $H = 3.06$ m.
- ❖ Hauteur totale : $H = 30.60$ m.

1-2-3-description de l'ossature

❖ Ossature :

C'est une ossature réalisée en système de contreventement mixte (portique + voile).

❖ Planchers :

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+5) cm.

❖ Escaliers :

On a Escalier droit avec un palier intermédiaire utilisé pour l'accès d'un niveau à autre

❖ Maçonnerie :

Les murs extérieurs: sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

❖ Les murs intérieurs: sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur. Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

❖ Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation

1-2-4- Caractéristiques géotechniques du sol :

Selon le rapport de sol la construction sera fondée d'une contrainte admissible: $\sigma_{sol} = 2$ bars

1-2-5-Choix du système de contreventement:

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone IIa. Le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003) et le choix va se porter sur un contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

1-2-6- Caractéristiques des matériaux :

1-2-6-1- Béton :

Le béton utilisé pour la réalisation de cet ouvrage est un béton courant constitué d'un mélange de ciment portland artificiel (C.P.A. 325), d'eau et de granulats (gravier et sable).

a. Ciment :

Le ciment est un liant hydraulique qui présente sous la forme d'une poudre minérale fine.

b. Granulat :

Les granulats comprennent les sables et les graviers.

c. Sable :

Le sable est constitué par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm.

d. Gravier :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 8 à 25.

e. Eau de gâchage :

Eau incorporée au mélange liant et granulat afin d'enclencher sa prise et de conférer un béton sa plasticité, qui facilite son écoulement et son moulage.

f. Adjuvants :

Produit chimique incorporés au moment du malaxage du béton à une dose inférieur ou égale 5% en masse de la teneur en ciment du béton, pour modifier les propriétés du mélange à l'état frais et/ou durci. Les adjuvants peuvent modifier l'ouvrabilité du béton, sa prise et son durcissement.

La composition moyenne pour un $1m^3$ de béton est la suivante :

- Ciment (C.P.A. 325) 350 Kg/ m^3 .
- Gravier (8/16 et 16/25) 800 L.
- Sable (0/5) 400 L.
- Eau de gachage 175 L.

1-2-6-1-1- La résistance caractéristique du béton :

- En compression « f_{cj} » C.B.A 93 [A-2-1-1-1].

La résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{cj} = 25$ [MPa]

À un âge $j < 28$ jours: $f_{cj} = \frac{j}{4.67+0.83j} f_{c28}$ Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa

- En traction « f_{tj} » C.B.A 93 [A.2.1.1.2].

La résistance caractéristique à la traction du béton $f_{tj} = 2.1$ MPa

déduite de la formule : $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$

1-2-6-1-2- Déformation longitudinales du béton

- Déformations instantanées « E_{ij} » C.B.A.93 [A-2-1-2-1]

$E_{ij} = 32164.2$ MPa déduite de la formule :

$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$ pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h).

- Déformations différées « E_{vj} » C.B.A.93 [A.2.1.2.2].

$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$ MPa , Dans notre cas : $E_{vj} = 1.08 \times 10^4$ MPa , pour le

calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant

1-2-6-1-3- Caractéristiques limites du béton

Contrainte ultime du béton en compression :

On a : $f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\gamma_b}$; en pratique ; on aura : $f_{cj}=f_{c28}$

Avec : f_{bu} : contrainte limite ultime de compression.

γ_b : coefficient de sécurité. $\gamma_b=1.15$; pour les situations accidentelles. $\gamma_b= 1.50$; pour les situations durables

Contrainte ultime du béton au cisaillement : On a :

$\bar{\tau}_u = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5MAP)$; si la fissuration non préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4MAP)$; si la fissuration préjudiciable.

Contrainte de service du béton en compression : $\sigma_{bc}=0.6f_{c28}$ pour $\sigma_{bc}=15MPA$

1-2-6-1-4- Diagramme contrainte déformation :

Pour la vérification à l'état limite ultime, on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit « parabole-rectangle » ou bien, dans un but de simplification le diagramme rectangulaire qui en est début.

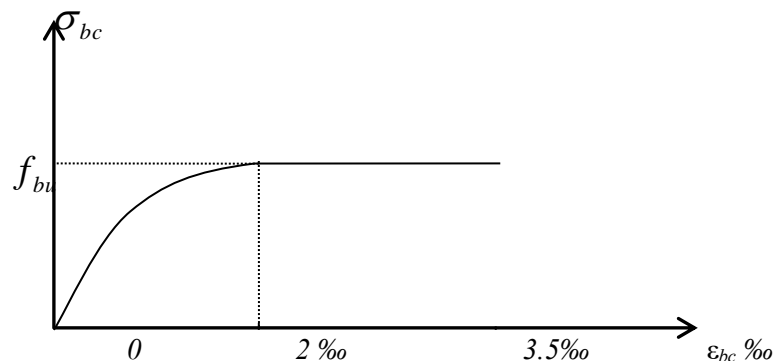


Figure. 1-2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

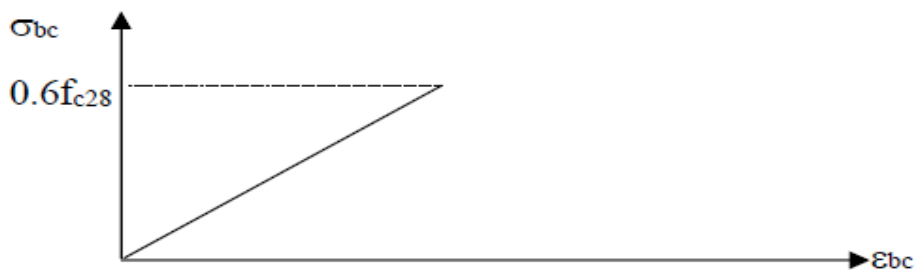


Figure. 1-3 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELS.

Coefficient de Poisson:

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales

noté "v". Conformément au règlement [BAEL 91]:

à l'ELU : $v=0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS : $v=0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

1-2-6-2-Acier :

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types :

- Les ronds lisses de nuance FeE215 pour les armatures transversales.
- Les barres haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- Les treillis soudés ($\Phi 6$) pour les hourdis des planchers à corps creux.

Module d'élasticité longitudinale :

Est près égale : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

1-2-6-2-1- Contraintes limites :

Etat limite ultime: ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \text{barre lisse : } \sigma_s = 186.96 \text{ MPa} \\ \text{barre HA : } \sigma_s = 347.83 \text{ MPa} \end{cases}$$

Etat limite de service : ELS :

- Cas de fissuration peut préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e \text{ dans notre cas } \bar{\sigma}_s = 266.67 \text{ MPa}$$

- Cas de fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\},$$

dans notre cas $\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$

1-2-6-2-2- Diagramme contraintes- déformations :

Le diagramme contraintes- déformations à considérer pour les justifications aux états limites ultimes de résistance est conventionnellement défini par :

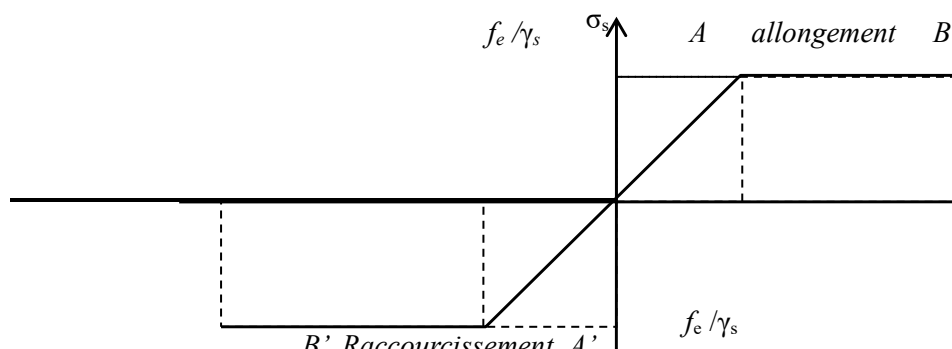


Figure. 1-4 : Diagramme contraintes-déformations d'Acier.

Le diagramme contraintes- déformations se compose : d'une droite de pente $E_s = 200 \text{ GPa}$ (module d'élasticité), indépendante de la nuance de l'acier ; d'un palier horizontal d'ordonnée f_e .

Caractéristiques technologiques des aciers : Les caractères technologiques sont :

L'aptitude au façonnage, définie par référence à des essais de pliage et de pliage suivi de dépliage

L'aptitude d'une barre à assurer les liaisons mécaniques entre elle et le béton qui l'entoure (caractères d'adhérence)

L'aptitude au soudage.

Aptitude au façonnage :

Les diamètres de mandrins utilisés pour le façonnage des ronds lisses FeE 235 sont égaux à cinq fois le diamètre des armatures, sauf dans le cas des cadres, étriers ou épingles (dont le diamètre est au plus égal à 20 mm), pour lesquels le diamètre du mandrin est égal à trois fois celui de l'armature concernée.

Caractères d'adhérence :

L'adhérence d'une barre au béton qui l'enrobe est définie par deux coefficients sans dimensions :

η Coefficient de fissuration :

Ronds lisses	$\eta = 1$
Barres HA(quelque soit le Φ)	$\eta = 1.6$
Fils HA $\Phi \geq 6\text{mm}$	$\eta = 1.6$
Fils HA $\Phi < 6\text{mm}$	$\eta = 1.3$

ψ_s Coefficient de scellement

Ronds lisses	$\psi_s = 1$
Barres HA(quelque soit le Φ)	$\psi_s = 1.6$
Fils HA (quelque soit le Φ)	$\psi_s = 1.5$

1-2-7- Présentation des règlements de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

1-2-7-1- Le règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites) :

basé sur la théorie des états limites.

Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de forme. (non flambement des poteaux et des voiles) La
Combinaison d'action à l'état limite ultime est: $q_u = 1.35G + 1.5Q$.

Hypothèses :

Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation. Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

Le béton tendu est négligé dans les calculs.

L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 o/oo et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 o/oo dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 o/oo dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

Etats limites de service (ELS) :

constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limité l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton.

La Combinaison d'action à l'état limite de service est : $q = G + Q$

Hypothèses:

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_S = 15E_b$; $n = 15$).

1-2-7-2-[RPA99]/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) :

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit:

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

1-2-7-3-[CBA 93] (Codes du Béton Armé) :

Les codes du béton armé Algérien CBA 93 (DTR B.C.241) (Ou homologue : B.A.E.L 91) pour le dimensionnement des pièces aux états limites ultimes (E.L.U) et de service (E.L.S).

Logiciel utilisé:

- Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisé automatiquement moyennant le logiciel : **ROBOT2014**.
- Le calcul ferrailage avec le logiciel : **EXPERT 2010**.
- tous les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel: **AUTOCAD**.

CHAPITRE 2

Pré dimensionnement et Descent des charges

CHAPITRE 2:Pré Dimensionnement Et Descent Des Charges

2-1- Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but “ le pré calcul “ des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du : **CBA 93, BAEL 91 et le RPA 99 V 2003** etc. pour

arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

2-2- Pré dimensionnement des éléments :

2-2-1-Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux. Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

***Selon BAEL91:**

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

*** Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

- $b \geq 20\text{cm}$

- $h \geq 30\text{cm}$

- $\frac{h}{b} \leq 4.0$

L : Portée maximale entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

a- Les poutres principales:

$$L_{max} = 500 \text{ cm}$$

*** Par BAEL 91 :**

$$\begin{cases} \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33\text{cm} \leq h \leq 50\text{cm} \\ 13.5\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm} \end{cases}$$

On opter pour : **h = 45cm**

b = 30cm

*** Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \dots \dots \dots \text{vérifier} \end{cases}$$

→ Donc on choisit une poutre de section "30x35"

b- Les poutres secondaires:

$$L_{max} = 355 \text{ cm}$$

*** Par BAEL 91 :**

$$\begin{cases} \frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} \Rightarrow 23.67\text{cm} \leq h \leq 35.5\text{cm} \\ 9\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm} \end{cases}$$

On opter pour : **h = 30cm**
b = 30cm

* Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{cases}$$

→ Donc on choisit une poutre de section "30x35"

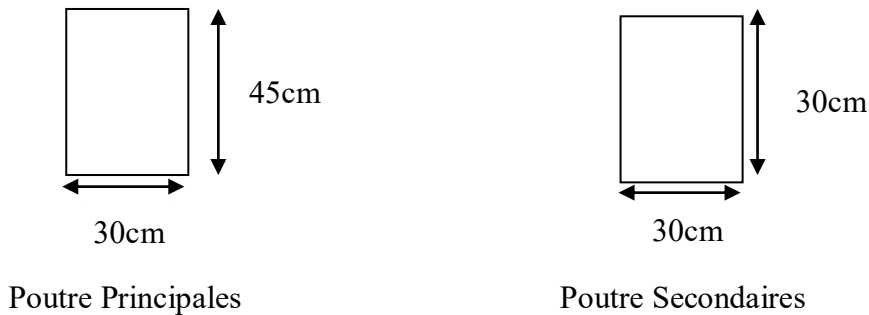


Figure 2-1 : Coffrage de Poutres.

2-2-2- Les plancher:

2-2-2-1- Planchers à corps creux :

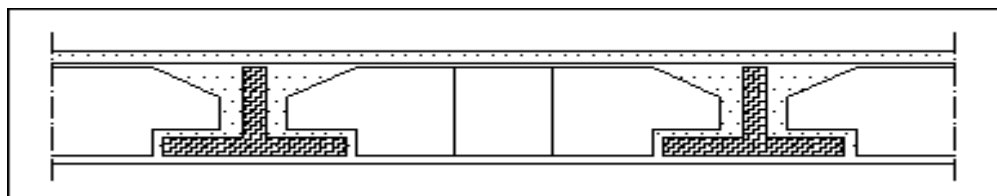


Figure 2-2:.Dalle en corps creux

Ce sont les planchers les plus utilisés dans le bâtiment courants. Il permet d'avoir un plafond uni et une bonne isolation thermique et phonique, en plus d'être économique. Ce type de plancher est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudés.

Condition de flèche:

Selon le **CBA93(B.6.8.4.2.4)**:

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

Avec :

L : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{355}{22.5}$$

$$h_t \geq 15.78 \text{ cm}$$

Suivant la standardisation nous adoptons un plancher **(16+4) cm**

$$\Rightarrow h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ dalle de compression} \end{cases}$$

2-2-2-2- Pré dimensionnement des poutrelles :

Pour la largeur de la nervure nous avons : $b_0 = (8 \div 14) \text{ cm}$; on adopte : **$b_0=10\text{cm}$**

La largeur de la table de compression à prendre en compte est déterminée en tenant compte des conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l}{10} \Rightarrow b_1 \leq \frac{355}{10} = 35.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{l_n}{2} \Rightarrow b_1 \leq \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

\Rightarrow On prend donc : **$b_1=27.5\text{cm}$** (la plus faible valeur)

Et on a : $b=2b_1+b_0=2 \times 27.5+10=65\text{cm} \Rightarrow \mathbf{b=65\text{cm}}$

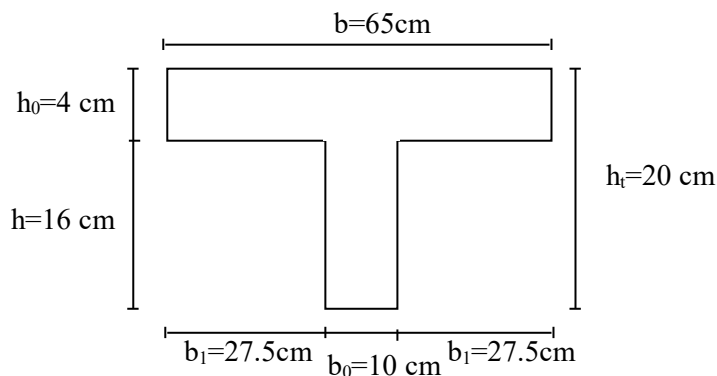


Figure 2-3: Coffrage de plancher

2-2-3- Voile :

Le pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA/Version 2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement. D'après l'article 7.7.1 des RPA 99/Version 2003 : Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition : $L > 4a$ talque :

L : longueur de voile.

a : épaisseur de voile.

Dans notre projet on a deux types de voiles :

- Voile avec ouverture.
- Voile sans ouverture.

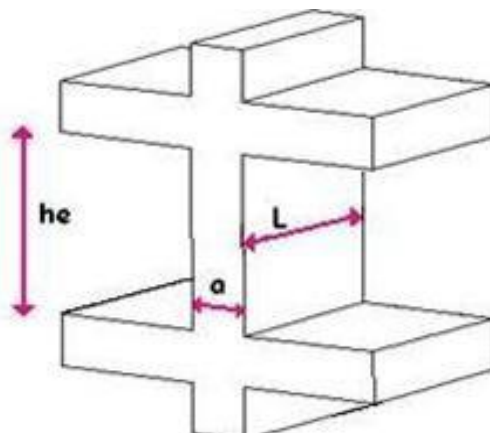


Figure 2-4 : Coupe de voile en élévation

L'épaisseur minimale du voile est de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage H_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes:

$$e_{min} = 15cm.$$

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,06$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq \frac{h_e}{25} = \frac{306}{25} = 12.24cm \Rightarrow e \geq 12.24cm$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} = \frac{306}{22} = 13.91cm \Rightarrow e \geq 13.91cm$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.30\text{cm} \Rightarrow e \geq 15.30\text{cm}$$

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right) \Rightarrow e \geq \max(12.24; 13.91; 15.30)$$

$e \geq 15.30\text{cm}$ on adopte que $e = 20\text{cm}$

2-2-4- Escalier :

Les escaliers sont coulés surplace, ils sont constitués paillasse appuyée sur les poutres de plancher et de palier intermédiaire appuyées sur les paliers situés.

Mis hauteur d'étage, de section transversale égale à celle des poutres qui lui sont parallèles.

Les marches s'appuient sur la paillasse pour une hauteur de contre marche «h» la largeur «g» appelé coron, est déterminé à l'aide la formule de BLONDEL ainsi que pour $h= 17\text{ cm}$ (valeur proposer par l'architecte).

$$\text{La valeur «g» est telle que : } g = \begin{cases} 59 < g + 2 * h < 66\text{cm} \\ g + 2 * h = 64\text{cm} \end{cases}$$

$$H_1=H_2= 153\text{ cm} ; L = 240\text{ cm}$$

$$\text{Hauteur d'étage } h_e = 306\text{ cm}$$

$$\text{On prend } h=17\text{ cm}$$

$$\text{Détermination du nombre de marches : } n = \frac{h_1}{h} = \frac{1.53}{0.17} = 9\text{ marches.}$$

Détermination de giron :

à partir de formule de BLONDEL

$$L = g(n - 1) \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9.1} = 30\text{cm}$$

$$L_p \text{ pour R.D.C et étage courant } L_p = \sqrt{L^2 + \left(\frac{H}{2}\right)^2} \Rightarrow L_p = \sqrt{240^2 + \left(\frac{306}{2}\right)^2} = 284$$

On doit avoir

$$L_p=284$$

$$\frac{L_p}{30} < e_p < \frac{L_p}{20} \Rightarrow 9.46\text{cm} < e_p < 14.2\text{cm} \quad \text{Soit : } e_p = 15\text{cm}$$

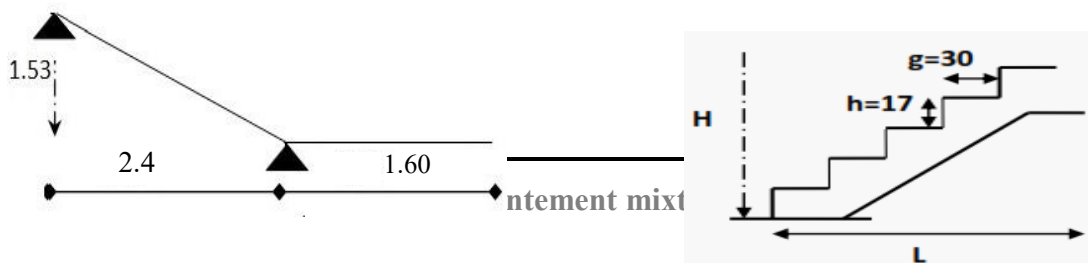


Figure 2-5 : Coffrage Les escaliers.

2-2-5- L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire du plancher terrasse destinée essentiellement à protéger les personnel contre la chute, les dimensions d'acrotère son donnée sur la figure ci-contre:

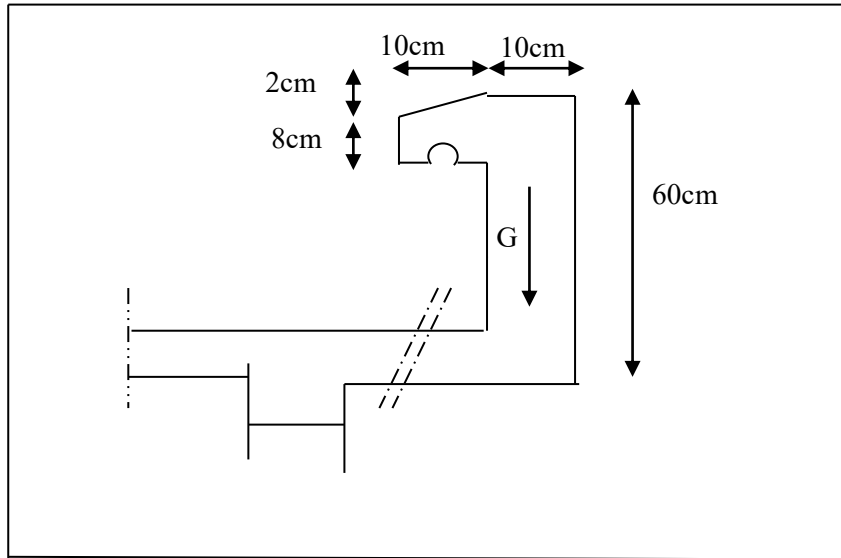


Figure 2-6 : Coffrage L'acrotère

2-2-6- dalle pleine (balcon) :

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées l_x et l_y . On désigne par l_x la plus petite portée. Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des critères suivants :

- Critère de résistance à la flexion :

$L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ pour une dalle sur deux appuis.

$e \geq L_x/20$ pour une dalle sur seul appui.

$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

Avec: $\alpha = L_x/L_y$

L_x : Petit coté du panneau de dalle.

L_y : Grand coté du panneau de dalle.

$$\alpha = \frac{150}{295} = 0.508 \geq 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$3.33 \leq e \leq 3.75$ on prend $e = 15 \text{ cm}$ pour la sécurité.

II-2-7- Poteau :

Selon les prescriptions du **RPA 2003** les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \min(b, h) \geq 25\text{cm} \\ * \min(b, h) \geq \frac{h}{20} \text{ cm} \ll \text{ Zone II .a} \gg \\ * \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

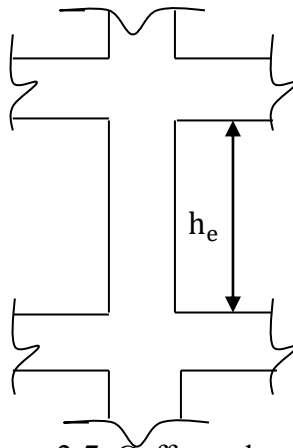
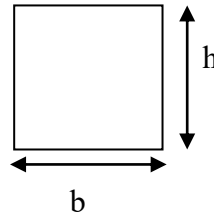


Figure 2-7: Coffrage des poteaux.

D'après **RPA99V 2003** nous avons pour la zone (IIa).

- * $h = 45 \geq 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{CV}$
- * $b = 45 \geq \frac{h}{20} \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$
- * $\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{CV}$

Donc on adopte un poteau de:

(45x45)cm²:RDC et 1,2,3,4etage

(35x35) cm²:5;6;7;8;9etage

2-3- Évaluation des charges:

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation. Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

Selon le DTR B.C.2.2

2-3-1-Les planchers :

2-3-1-1-Plancher terrasse (inaccessible):

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Charge permanente et charge d'exploitation :

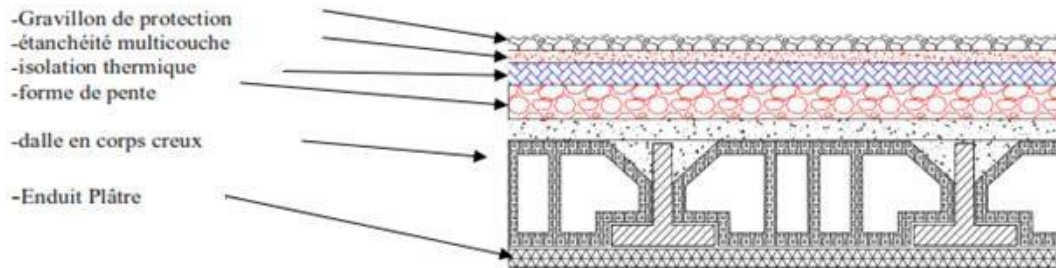


Figure 2-8: coupe plancher terrasse.

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
1-Gravillon de protection	0.05	1700	85
2-Etanchéité multi couche	0.02	600	12
3-Isolation thermique	0.05	400	16
4-Forme de pente	0.10	2200	220
5- planchers à corps creux	0.20	-	280
6-Enduit de plâtre	0.02	1000	20

G = 633 kg/m²

Q = 100 kg/m²

Tableau 2-1 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher terrasse.

2-3-1-2-Planchers étages courant + RDC :

Charge permanente et charge d'exploitation :

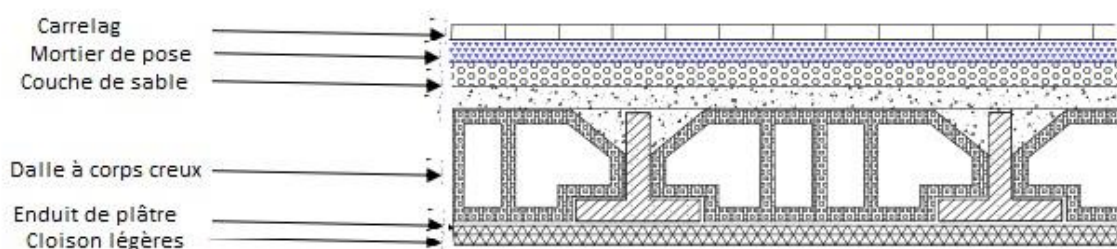


Figure 2-9: coupe plancher étages courant + RDC.

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
1-Carrelage	0.02	2000	40
2-Mortier de pose	0.02	2000	40
3- Couche de sable	0.02	1900	38
4- planchers à corps creux	0.20	-	280

5- Enduit de plâtre	0.02	1800	36
6- Cloison légères	0.10	1000	100

$$G = 534 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

Tableau 2-2 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitation du plancher courant.

2-3-2-les balcons :

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
1-Carrelage	0.02	2000	40
2-Mortier de pose	0.02	2000	40
3- Couche de sable	0.02	1800	36
4- Dalle en BA	0.15	2500	375
5- Enduit ciment	0.02	2000	40

$$G = 531 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2$$

Tableau 2-3 : Évaluation des charges permanentes et d'exploitation de dalle de balcon.

2-3-3-L'acrotère:

$$S = (0.02 * 0.10) / (2) + (0.08 * 0.1) + (0.1 * 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{propre}} = (0.069 * 2500) = 172.5 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Enduit en ciment : } e_p = 2 \text{ cm} \rightarrow \text{poids de l'enduit} = 0.02 * 2000 * 0.60 * 2 = 48 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente : } G_{\text{total}} = 172.5 + 48 = 220.5 \text{ kg/m}^2$$

$$G = 220.5 \text{ kg/m}^2$$

2-3-4-les murs:

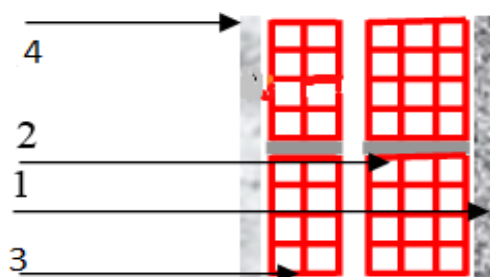


Figure 2-10: Murs extérieurs et Cloison intérieur.

2-3-4-1-Mur extérieur:

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kg/m ³)	Poids (kg/m ²)
1- Enduit ciment	0.02	2000	40
2- Brique creux	0.15	900	135
3- Brique creux	0.10	900	90
4- Enduit plâtre	0.02	1000	20

$$G = 285 \text{ kg/m}^2$$

Tableau 2-4: Évaluation des charges permanentes de mur extérieur.

2-4- Descente des charges:

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations ; Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge :

- ❖ Charge permanent (G),
- ❖ Charge d'exploitation(Q).

Loi de dégression des charges (DTR.B.C2.2 article 6.3 p16) :

- Sous terrasse : Q_0 .
- Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Sous le quatrième étage : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Sous le cinquième étage et les suivants : $Q_0 + \frac{3+n}{2*n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

2-4-1- Poteau intermédiaire B3:

$$S_{\text{Plancher}} = 2.5 * (1.77 + 1.25) + 1.92 * (1.77 + 1.25)$$

$$S_{\text{Plancher}} = 13.35 \text{ m}^2$$

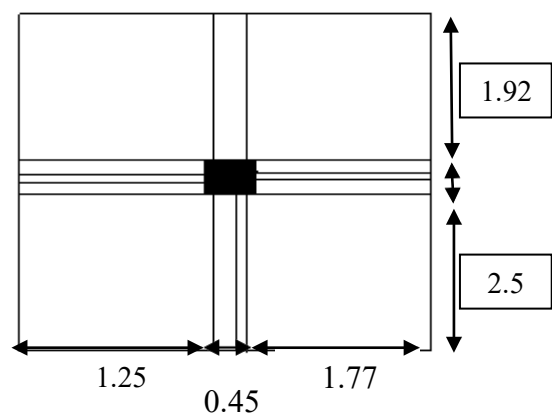


Figure 2-11: Poteau intermédiaire B3

niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
N1	Plancher terrasse	84.51	13.35
	Poutre	21.71	
	Poteau	6.88	
N2	Venant de N1	113.1	13.35
	Planche étage	71.28	20.02
	Poutre	21.71	
	Poteau	6.88	
N3	Venant de N2	212.97	33.37
	Planche étage	71.28	20.02
	Poutre	21.71	
	Poteau	9.37	
N4	Venant de N3	315.33	51.39
	Planche étage	71.28	20.02
	Poutre	21.71	
	Poteau	9.37	
N5	Venant de N4	417.69	67.41
	Planche étage	71.28	20.02
	Poutre	21.71	
	Poteau	9.37	
N6	Venant de N5	520.35	81.43
	Planche étage	71.28	20.02
	Poutre	21.71	
	Poteau	9.37	
N7	Venant de N6	622.71	93.45

	Planche étage	71.28	20.02
	Poutre	21.71	
	Poteau	15.49	
N8	Venant de N7	731.19	103.46
	Planche étage	71.28	20.02
	Poutre	21.71	
	Poteau	15.49	
N9	Venant de N8	839.67	113.47
	Planche étage	71.28	20.02
	Poutre	21.71	
	Poteau	15.49	
N10	Venant de N9	948.15	123.48
	Planche étage	71.28	20.02
	Poutre	21.71	
	Poteau	15.49	
TOTAL		1056.56	134.07

Tableau 2-5: Descente des charges pour un poteau intermédiaire.

2-4-2- Poteau de rive A3:

$$S_{\text{Plancher}} = 1.92 * (1.25 + 1.77) = 5.79 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Plancher}} = 5.79 \text{ m}^2$$

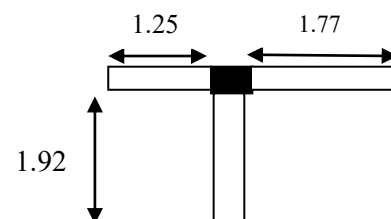


Figure 2-12: Poteau de rive B1

niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
N1	Acrotère	7.63	5.79
	Plancher terrasse	36.65	
	Poutre	13.27	
	Poteau	6.88	
N2	Venant de N1	64.43	5.79
	Planche étage	30.91	8.68
	Poutre	13.27	
	Poteau	6.88	
	Murs extérieur	22.45	
N3	Venant de N2	137.94	14.47
	Planche étage	30.91	8.68
	Poutre	13.27	
	Poteau	9.37	
	Murs extérieur	22.45	
N4	Venant de N3	213.94	22.28
	Planche étage	30.91	8.68
	Poutre	13.27	
	Poteau	9.37	
	Murs extérieur	22.45	
N5	Venant de N4	289.94	29.22
	Planche étage	30.91	8.68
	Poutre	13.27	
	Poteau	9.37	

	Murs extérieur	22.45	
N6	Venant de N5	335.03	35.3
	Planche étage	30.91	8.68
	Poutre	13.27	
	Poteau	9.37	
	Murs extérieur	22.45	
N7	Venant de N6	411.03	40.51
	Planche étage	30.91	8.68
	Poutre	13.27	
	Poteau	15.49	
		22.45	
N8	Venant de N7	493.15	44.85
	Planche étage	30.91	8.68
	Poutre	13.27	
	Poteau	15.49	
	Murs extérieur	22.45	
N9	Venant de N8	575.27	49.21
	Planche étage	30.91	8.68
	Poutre	13.27	
	Poteau	15.49	
	Murs extérieur	22.45	
N10	Venant de N9	657.39	53.55
	Planche étage	30.91	8.68
	Poutre	13.27	
	Poteau	15.49	

	Murs extérieur	22.45	
TOTAL		739.51	58.18

Tableau 2 -6: Descente des charges pour un poteau de rive.

2-4-4- Dimensionnement des poteaux :

L'effort normale de compression ultime (Nu) agissant sur un poteau doit être au plus égale à :

$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots\dots\dots [\text{BAEL 91}].$$

Ou :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que .

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

Nu : est l'effort normal ultime.....Nu = 1,35* G + 1,5* Q

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

As : section d'acier minimale.

f_{c28} : Contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici on prend $f_{c28} = 25$ MPa)

F_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend $F_e = 400$ MPa)

Br : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 02 cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que : $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

On a le pourcentage d'armature est de 1% $\Rightarrow A_s / \beta\gamma = 1 / 100$

λ : L'élancement du poteau considéré

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Pour que le poteau non flamber $\Rightarrow \lambda \leq 50$

Pour que toute l'armature participe à la résistance $\Rightarrow \lambda = 35$

Donc : $\alpha = 0.71$

$\alpha = 0.71$; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $F_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{1}{\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s}} \right] \Rightarrow B_r \geq 0,064 \times N_u$$

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$$

$$N_u = 1,35 \times 1056,56 + 1,5 \times 134,07$$

$$N_u = 1627,46 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G + N_Q = 1056,56 + 134,07 = 1190,62 \text{ KN}$$

Niveau	$N_G(\text{KN})$	$N_Q(\text{KN})$	$N_u(\text{KN})$	$B_r(\text{cm}^2)$	Section a=b	Section Adoptée
9ème étage	113.1	13.35	172.71	110.53	10.51	35x35
8ème étage	212.97	33.37	337.56	216.03	14.69	
7ème étage	315.33	51.39	502.78	321.77	17.93	
6ème étage	417.69	67.41	664.99	425.59	20.62	
5ème étage	520.35	81.43	824.61	527.75	22.97	
4ème étage	622.71	93.45	980.83	627.73	25.05	45x45
3ème étage	731.19	103.46	1142.99	731.51	27.04	
2ème étage	839.67	113.47	1303.75	834.4	28.88	
1er étage	948.15	123.48	1465.22	937.74	30.62	
RDC	1056.56	134.07	1627.46	1041.57	32.27	

Tableau 2-7: Efforts normal à retenir pour le prédimensionnement des Poteaux .

2-5-Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux, et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poutres principales: $(30 \times 45) \text{cm}^2$.
- Poutres secondaires: $(30 \times 30) \text{cm}^2$.
- Poteaux RDC, 1er et 2ème; 3ème; 4ème étage : $(45 \times 45) \text{cm}^2$.
- Poteaux 5ème, 6ème et 7ème; 8ème; 9ème étage : $(35 \times 35) \text{cm}^2$.
- Voile : $e_p = 20 \text{cm}$.

CHAPITRE 3

Calcul des éléments secondaires

CHAPITRE 3:Calcul Des Eléments Secondaires

3-1-Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur les éléments considérées, calcul des sollicitations les plus défavorables et la détermination de la section d'acier nécessaire.

3-2-Calcul des éléments non structuraux :

3-2-1-L'acrotère :

3-2-1-1-Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- ❖ Un effort normal dû à son poids propre (G).
- ❖ Un moment dû à la surcharge (Q)

IL a pour rôle de :

- ❖ Protection d'étanchéité.
- ❖ Servant comme garde-corps.
- ❖ Entretien des façades.

Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1mlinéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

Évaluation des charges:

Charge permanente : $G= 2.20 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q= 1 \text{ KN/ml}$

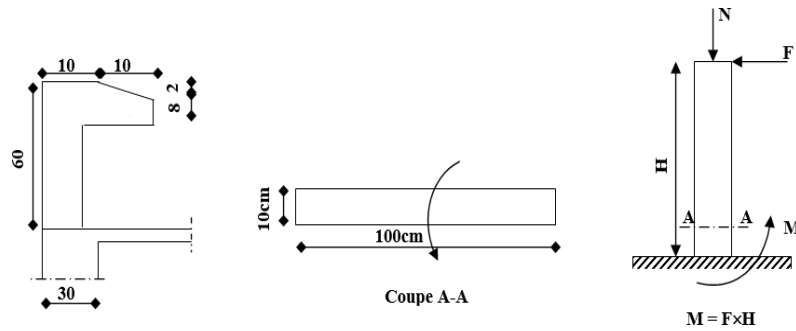


Figure 3-1 : schéma statique d'acrotère.

3-2-1-2-Détermination de l'effort due au séisme :

$F = \max (F_p, F_q)$ Avec : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$ (R.P.A 99 version 2003).

A: coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale

F_q : la poussée horizontale $F_q = 1 \text{ KN/ml}$.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

Calcul des sollicitations :

Poids propre : $W_p = 2.20 \text{ KN /ml}$

La surcharge d'exploitation : $Q = \max (F_p, F_q)$.

$F_q = 1 \text{ KN/ml}$: poussée de la main courante.

$F_p = 4A \times C_p \times W_p$: la force sismique.

$A=0.15$ zone IIa et groupe d'usage 2, Suivant le (tableau 4-1 de RPA99V2003).

$C_p=0.8$ élément de console (tableau 6.1 de RPA 99).

$F_p = 4 \cdot 0.15 \cdot 0.8 \cdot 2.20 = 1.056 \text{ KN/ml}$.

$Q = \max (1 ; 1.056)$

$Q = 1.056 \text{ KN/ml}$.

Moments est efforts normaux :

❖ Calcul a E.L.U:

$$N_U = 1.35 \cdot W_p$$

$$N_U = 2.97 \text{ KN/ml}$$

$$M_U = 1.5 \cdot F_p \cdot h$$

$$M_U = 1.5 \cdot 1.056 \cdot 0.6$$

$$M_U = 0.95 \text{KN.m/ml}$$

❖ Calcul a E.L.S: $N_s = W_P$

$$N_s = 2.20 \text{KN/ml}$$

$$M_s = F_P * h$$

$$M_s = 0.63 \text{KN/ml}$$

3-2-1-3-Ferraillages :

Calcul d'excentricité :

$$M_u = N_u \times e_u \Rightarrow e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.95}{2.97} = 0.32 \text{m}$$

$$M_s = N_s \times e_s \Rightarrow e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.63}{2.20} = 0.28 \text{m}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{m}$$

$$(e_u, e_s) > e_0$$

Le centre de pression se trouve de la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée.

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif $M_{au} = N_u \times e_a$ avec (e_a) la distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad \text{Avec } d = 8 \text{cm} = 0.08 \text{m}$$

$$e_a = 0.32 + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.35 \text{m}$$

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 2.97 \times 0.35 = 1.039 \text{KN.m}$$

Moment réduit fictif :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.039 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.011 < \mu_l = 0.392$$

$$u_{bu} < u_{lu} \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A' = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.013$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.0795 \text{m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{1.039 \times 10^{-3}}{0.0795 \times 348} = 0.38 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.96 \text{cm}^2$$

Alors on prend :

$$A_{rel} = A_{min} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures principales sera de 25 cm

Armature de répartition (article A.8.2.4.1 du BAEL91 modifié 99):

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{rep} = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$L'espacement : S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement : art A.6.1.1, 3 BAEL91 :

Vérification au cisaillement : art A.6.1.1, 3 BAEL91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\text{Avec : } V_u = 1.5Q = 1.5F_p = 1.5 \times 1.056 = 1.584 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{1.584 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0198 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28} = 2.5 \text{ MPa}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$Vérifiée (pas de risque de cisaillement).

Vérification à l'E.L.S :

État limite de compression du béton :

Position de l'axe neutre : (A'=0)

$$\frac{by^2}{2} - 15A(d - y) = 0$$

$$b \times y^2 + 30 \times A \times y - 30 \times A \times d \Rightarrow y = 1.92 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = 0.11 \text{ m}^4 = 1114.56 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 1.085 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = 51.55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Dessin de ferrailage :

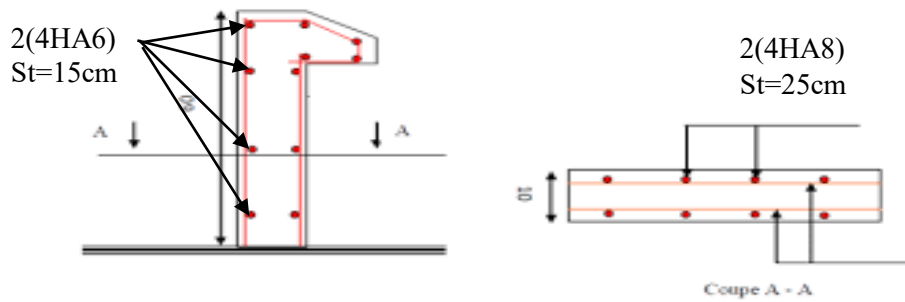


Figure 3-2: schéma ferrailage d'acrotère.

3-2-2-Les escaliers :

3-2-2-1- Introduction :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

3-2-2-2 Évaluation des charges :

On a un escalier à double palier.

❖ Le palier :

MATERIAUX	EPAISSEUR (M)	POIDS VOLUMIQUE KN/M ³	POIDS (KN/M ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	19	0.38
Poids propre de palier	0.15	25	3.75
Enduit ciment	0.02	18	0.36

G =	5.29	(KN/M ²)
Q =	2.5	(KN/m ²)

Tableau 3.1 : Évaluation des charges de palier

N.B : on a deux paliers de longueur ($L_1=1.15$ et $L_2=1.60$) m

$$\text{Donc : } G=G_1=G_2= 5.29\text{KN/m}^2$$

$$Q= Q_1=Q_2= 2.5\text{KN/m}^2$$

❖La volée (paillasse):

MATERIAUX	EPAISSEUR (M)	POIDS VOLUMIQUE KN/M ³	POIDS (KN/M ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	19	0.38
Poids propre des marches	0.085	25	2.125
Poids propre de la paillasse	0.15	18/cos32.52	3.20
Enduit ciment	0.02	18/cos32.52	0.43

G =	6.94	(KN/M ²)
Q =	2.5	(KN/m ²)

Tableau 3.2 : Évaluation des charges de paillasse

3-2-2-3-Ferraillage d’escalier :

L’escalier est un élément qui n’est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisible ; La section est soumise à la flexion simple.

L’enrobage : $C \geq 1$ cm soit $c = 2$ cm.

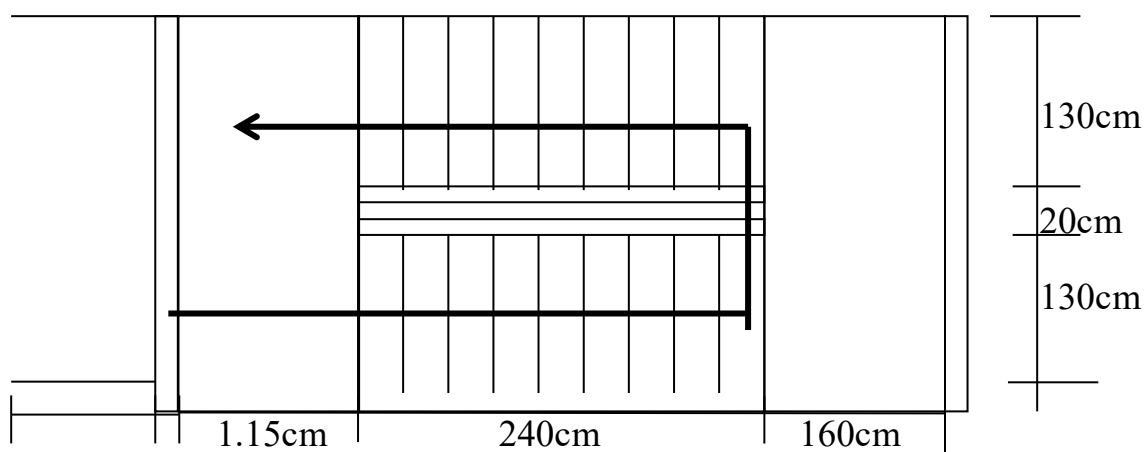


Figure 3-3: Escalier -vue en plan

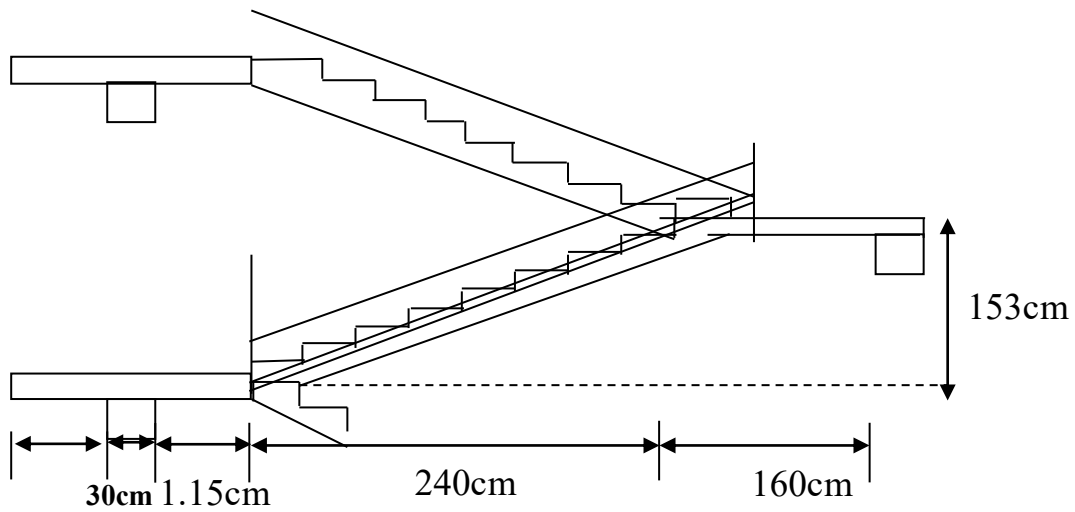


Figure 3-4: Escalier coupe transversale

Calcul des sollicitations à ELU :

On a la combinaison à L .E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Palier : $q_1 = q_3 = 1.35 \times 5.29 + 1.5 \times 2.5 = 10.89\text{KN/ml}$

Paillasse : $q_2 = 1.35 \times 6.94 + 1.5 \times 2.5 = 13.12\text{KN/ml}$

Charge équivalente :

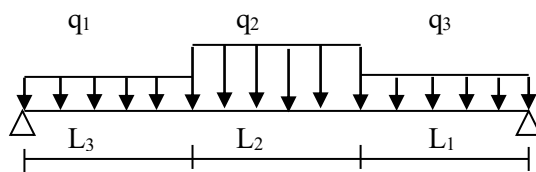
$$q_{\text{éq}} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_3 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

on a : $L_1 = 1.60 \text{ m}$

$L_2 = 2.40 \text{ m}$

$L_3 = 1.15 \text{ m}$

Alors : $q_{\text{éq}} = 11.93\text{KN/ml}$



Calcul des moments :

$L = 5.15\text{m}$

moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{\text{éq}} \times L^2}{8} = 39.55\text{KN.m}$

moment en travée : $M_t = 0.85 \cdot M_0 = 33.61 \text{ KN.m}$

moment sur appui : $M_a = 0.30 \cdot M_0 = 11.86 \text{ KN.m}$

Calcul des armatures longitudinales :

On utilise les formules suivantes :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$d = e - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

Les résultats dans le tableau :

SECTION	B(CM)	D(CM)	M _U (KN.M)	μ_{bu}	α	Z	A _{min}	A _S (CM ²)	A _{ADOPTÉ}
Travée	100	13	33.61	0.14	0.18	0.13	1.56	7.43	7HA12=7.92
Appuis	100	13	11.86	0.05	0.06	0.13	1.56	2.62	4HA10=3.14

Tableau 3.3 : Ferrailage d'escalier

Espacement maximal :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 17; 33) \text{ cm} = \mathbf{33\text{cm}}$$

-En travée: $S_t = 100/7 = 14.28\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \mathbf{CV}$

-Sur appui : $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\dots \mathbf{CV}$

Armature de répartition :

-En travée : $A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$; on adopte : **3 HA₁₀=2.36cm²**

-Sur appui : $A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$; on adopte : **3 HA₈=1.52cm²**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Vérification à ELU :

Contrainte tangentielle du béton :

❖ **Fissuration non préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$V_u = \frac{q_{eq} \cdot L}{2} = \frac{11.93 \times 5.15}{2} = 30.73 \Rightarrow V_u = 30.73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \mathbf{0.23\text{MPa}} \Rightarrow \tau_u = \mathbf{0.23\text{MPa}}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.23\text{MPa}} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

❖ **Fissuration très préjudiciable:**

$$\overline{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.23 \text{MPa} \leq \overline{\tau}_u = 1.167 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

calcul à E.L.S :

On a la combinaison à L .E.L.S :

$$q_{\text{ser}} = g + q \dots\dots\dots \text{pour (1ml)}$$

$$\text{Palier : } q_1 = q_3 = 5.29 + 2.5 = \mathbf{7.79 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{Paillasse : } q_2 = 6.94 + 2.5 = \mathbf{9.44 \text{ KN/ml}}$$

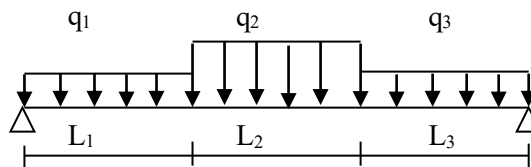
Charge équivalente :

$$q_{\text{eq}} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_3 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$\text{on a : } L_1 = 1.60 \text{ m}$$

$$L_2 = 2.40 \text{ m}$$

$$L_3 = 1.15 \text{ m}$$



$$\text{Alors : } q_{\text{eq}} = \mathbf{7.39 \text{ KN/ml}}$$

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

Calcul des moments : $l = 5.15 \text{ m}$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{\text{eq}} \times l^2}{8} = 24.5 \text{KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 20.82 \text{KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_a = 0.30 M_0 = 7.35 \text{KN.m}$$

Moment d'inertie de la section homogène réduite «I » :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 \rightarrow \text{BAEL91}$$

-La Position De Laxe Neutre

$$b \cdot y^2 + 30 A_y - 30 d \cdot A = 0$$

$$\Rightarrow 100 y^2 + (30 \times 7.92) \cdot y - (30 \times 13 \times 7.92) = 0$$

$$\Rightarrow 100 y^2 + 237.6 y - 3088.8 = 0$$

$$y = 4.49 \text{cm.}$$

Donc :

$$I = 11620.8 \text{cm}^2$$

- **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = 8.04 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- En appui :

$$\sigma_{bc} = 2.83 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage :

Plan de ferrailage :

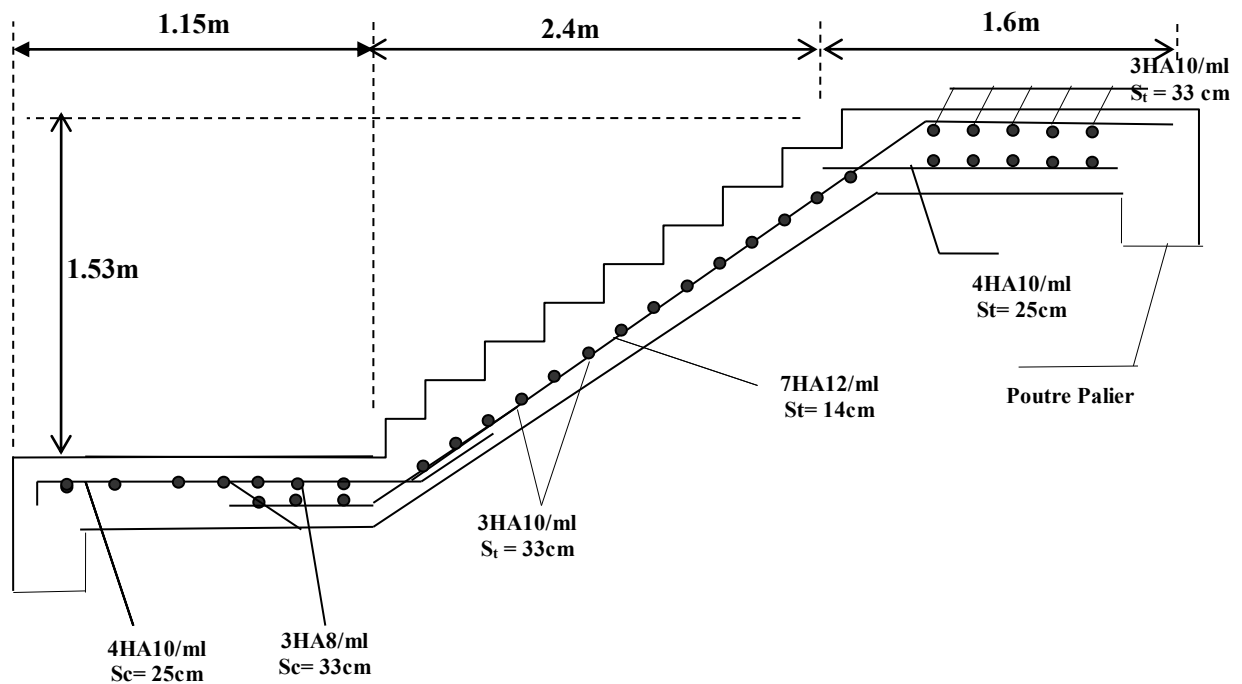


Figure 3-5: ferrailage d'escalier

3-2-3- Poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encadrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.
La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

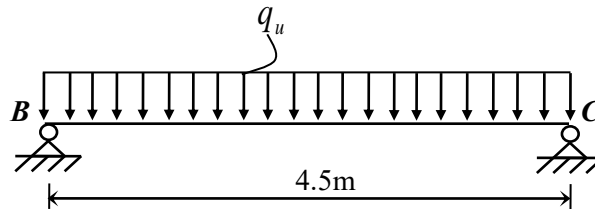


Figure 3-6 : Poutre palière

Dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le BAEL91 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

***Selon BAEL91:**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

*** Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

- $b \geq 20\text{cm}$

- $h \geq 30\text{cm}$

- $\frac{h}{b} \leq 4.0$

$$\begin{cases} 30 \leq h \leq 45 \\ 9 \leq b \leq 21 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

*** Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{cases}$$

Evaluation des charges :

-Le poids propre de la poutre : $G_{poutre-p} = 0,30 \times 0,40 \times 25 = 3\text{KN/m}$

-Poids de volée : $G_v = 6,94(2,40 \sin 32,5/2) = 4,48\text{KN/ml}$.

-Poids de palier : $G_p = 5,29 \times 1,6 = 8,46\text{KN/ml}$

-Poids de mur : $G_{mur} = 1,5 \times (1,53 - 0,3) = 1,85\text{KN/ml}$

-Charge d'exploitation sur palier : $Q = 2,5 \times 1,6 = 4 \text{ KN/ml}$.

-Charge d'exploitation sur de volée : $Q = 2,5 (2,4 \sin 32,5/2) = 1,61 \text{ KN/ml}$.

$$Q = 5.61 \text{ KN/ml}$$

E.L.U :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 32.43 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$Q_s = G + Q = 23.40 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations :

-Calcul de l'effort tranchant (V), les moments en travée (Mt) et en appui (Ma) :

$$V = \frac{q \times l}{2}$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

$$M_t = 0.85M_0$$

$$M_a = 0.30M_0$$

Sollicitations	V(KN)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
À l' E.L. U	72.96	82.08	69.76	24.62
À l' E.L. S	52.65	59.23	50.34	17.77

Tableau 3.4 : Calcule les sollicitations de la poutre palière.

Calcul de ferrailage :

-En travée :

Le moment max en travée : $\begin{cases} M_{tu} = 69.76 \text{ KN.m} \\ M_{ts} = 50.34 \text{ KN.m} \end{cases}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{69.76 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.12$$

$$\mu_{bu} = 0.12 < \mu_{lu} = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.16$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.35$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{69.76 \times 10^{-3}}{0.35 \times 348} = 5.72 \text{ cm}^2$$

-En appui :

Le moment max en appui : $\begin{cases} M_{au} = 24.62 \text{ KN.m} \\ M_{as} = 17.77 \text{ KN.m} \end{cases}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{24.62 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.042$$

$$\mu_{bu} = 0.042 < \mu_{lu} = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.053$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.36$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{24.62 \times 10^{-3}}{0.36 \times 348} = 1.96 \text{cm}^2$$

Armatures transversales :

Selon RPA99 (version 2003), la section des aciers transversales donne par: $A_t = 0.003 \times s \times b$

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 10 \text{cm} \quad (\text{Dans la zone nodale}).$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{cm}^2$$

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{cm} \quad \text{On prend } S = 15 \text{cm} \text{ (dans la zone courante).}$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = \min(3.33 \text{MPa}; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{72.96 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.37} = 0.65 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.65 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{450} = 0.088 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.088 \geq 0.085 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ 4.2 \times \frac{b \times d}{f_e} \geq A_s \Rightarrow 11.65 \geq 5.72 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc la flèche est vérifiée.

Calcul de la poutre palier à la torsion :

Selon l'article A.5.4.2 des règles BAEL91 modifiée 99, les contraintes de cisaillement dues à la torsion pour une section pleine se calculent comme suit

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times b_0}$$

T_u : Le moment de torsion.

b_0 : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

Ω : L'aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(40 - 5) = 875 \text{cm}^2$$

Le moment de torsion est: $T_u = M_{au} = 24.62 \text{KN. m}$

Donc :

$$\tau_u = \frac{24.62}{2 \times 875 \times 5} \times 10^3 = 2.81 \text{MPa}$$

Détermination de l'armature de torsion :

Armatures longitudinales :

$$A_{\text{tor}} = \frac{U \times T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \quad \text{avec } U : \text{périmètre de } \Omega.$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{cm.}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{120 \times 24.62}{2 \times 625 \times 348} \times 10^3 = 4.85 \text{cm}^2$$

Ferraillage total :

-En travée :

$$A_{\text{tot}} = A_s \Rightarrow A_{s-\text{tot}} = 5.72 \text{cm}^2$$

D'après le RPA99 version 2003, (art 7.5.2.1) :

$$A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 0.5\% \times b \times h = 6 \text{cm}^2$$

Donc on prend pour les travées: 3HA16 Avec $A_s = 6.03 \text{cm}^2$

Ferraillage minimal :

D'après le BAEL 91 :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{cm}^2$$

-En appui :

$$A_{\text{tot}} = A_{\text{tor}} + A_s = 4.85 + 1.96 = 6.81 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 0.5\% \times b \times h = 6 \text{cm}^2$$

Donc on adopte: 3HA16 + 2HA12 Avec $A_s = 8.29 \text{cm}^2$

Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{cm}) = 33.3 \text{cm}$$

$$S_t = 10 \text{cm}$$

-Armatures transversales :

-En travée

$$\frac{A_{\text{tor}}}{S_t} = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \Rightarrow A_{\text{tor}} = \frac{T_u \times S_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{24.62 \times 15}{2 \times 875 \times 348} \times 10^3 = 0.6 \text{cm}^2$$

$$A_{t-\text{tot}} = A_{\text{tor}} + A_t = 0.6 + 1.35 = 1.95 \text{cm}^2$$

Donc on prend pour les travées: 4HA8 Avec $A_s = 2.01 \text{cm}^2$

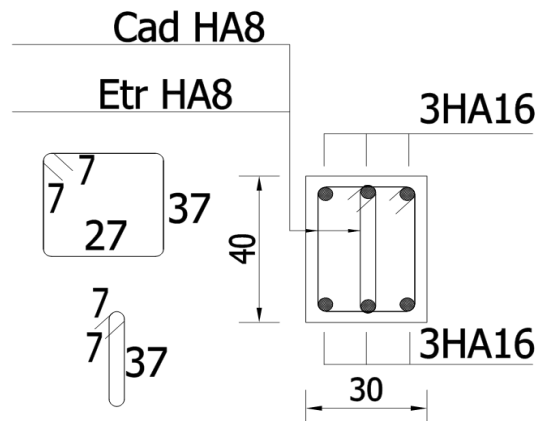
- En appui :

$$\frac{A_{tor}}{S_t} = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \Rightarrow A_{tor} = \frac{T_u \times S_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{24.62 \times 10}{2 \times 875 \times 348} \times 10^3 = 0.4 \text{ cm}^2$$

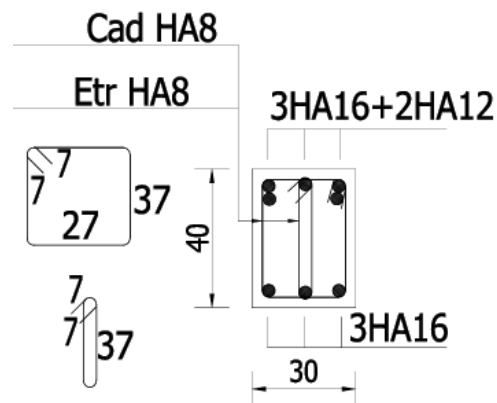
$$A_{t-tot} = A_{tor} + A_t = 0.40 + 0.90 = 1.30 \text{ cm}^2$$

Donc on prendre pour les travées: 4HA8 Avec $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Schéma de ferrailage :



En Travée



En Appui

Figure 3-7: schéma ferrailage de Poutre palière.

3-2-4- les balcons:

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher. Il est réalisé en dalle pleine, il est calculé comme un consol ferrailé en flexion simple . Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre de garde-corps), et une charge d'exploitation Q.

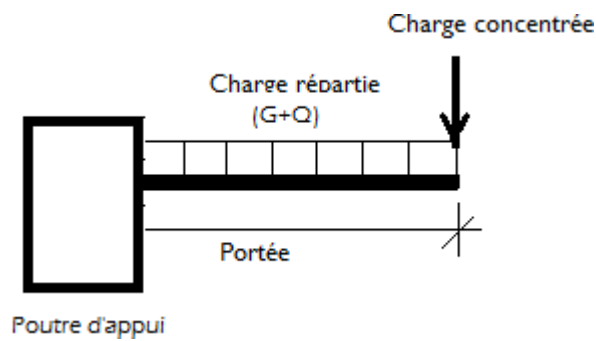


Figure 3-8: balcon.

Évaluation des charges :

Le calcul sera effectué pour une bande de 1m de largeur:

- Poids totale de G=5.31 KN/ml
- Surcharge exploitation du balcon Q = 3,5 KN/ml
- Poids de garde-corps (charge concentrée) :P₁= 2.5 KN
- L'épaisseur de la console : h_t=15cm et d = 13 cm

Calcul des moments :

le moment isostatique est calculé par la relation suivante:

$$M = \frac{q \times l^2}{2} + P \times l$$

Effort tranchant est:

$$V = q \times l + P$$

Combinaison des charges :

	Q(KN)	P(KN)	M(KN.m)	V(KN)
E.L.U	12.41	3.37	19.01	21.98
E.L.S	8.81	2.5	13.66	15.71

Tableau 3-5: Combinaison des charges de balcon.

Calcul de ferrailage :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19.01 \times 10^{-3}}{1.5 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.053$$

$$\mu_{bu} = 0.053 < \mu_{lu} = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.068$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.126$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$A_u = \frac{19.01 \times 10^3}{0.126 \times 348} = 433.5 \text{mm}^2 = 4.33 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 1500 \times 130 \times \frac{2.1}{400} = 235.46 \text{mm}^2 = 2.35 \text{cm}^2$$

Alors on prend : $A_s = \max\{A_u; A_{\min}\} = 4.33 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{rél}} = A_s = \mathbf{5HA12} = 5.65 \text{cm}^2$$

Escarpeement : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{cm} < \min\{3h; 33 \text{cm}\} = 33 \text{ cm}$

Armature de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{cm}^2$$

Soit : $A_{\text{rep}} = \mathbf{4HA8} = 2.01 \text{cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant (C.B.A 93) :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = \min(3.33 \text{MPa}; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.17 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.17 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$condition vérifiée.

Vérification à E.L.S :

Moment d'inertie de la section homogène réduite «I » :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 \rightarrow \mathbf{BAEL91}$$

-La Position De Laxe Neutre

$$b \cdot y^2 + 30A_s y - 30d \cdot A_s = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + (30 \times 5.65) \cdot y - (30 \times 13 \times 5.65) = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.62 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \cdot 4.62^3}{3} + 15 \times 5.65 (13 - 4.62)^2 = 9238.5 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13.66 \times 10^6}{9238.5 \times 10^4} \times 46.2 = 6.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.83 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 13.66 \times 10^6}{9238.5 \times 10^4} \times (130 - 46.2) = 185.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) = 185.85 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201.6 \text{ MP} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.1 \geq 0.085 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ 4.2 \times \frac{b \times d}{f_e} \geq A_s \Rightarrow 13.65 \geq 5.65 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Schéma de ferrailage :

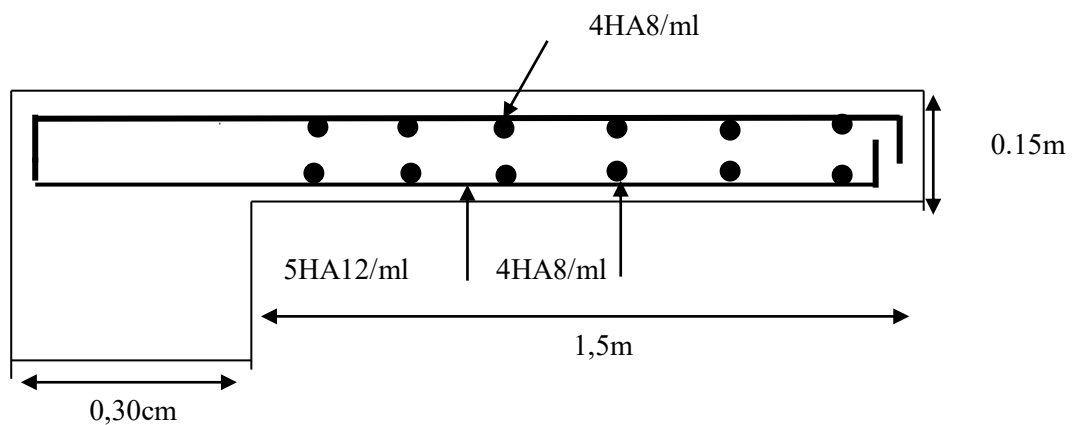


Figure 3-9: ferrailage du balcon.

3-2-5- Les poutres de chaînage :

Les poutres de chaînage sont des éléments de liaison horizontale fabriquées en béton armé ils servent à solidariser les planchers et ceinturent les murs (façades, pignons et refends).

Dimensionnement

*Selon BAEL91:

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

L : Portée maximale entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

$$L_{max} = 175 \text{ cm}$$

* Par BAEL 91 :

$$\begin{cases} \frac{175}{15} \leq h \leq \frac{175}{10} \Rightarrow 11.66 \text{ cm} \leq h \leq 17.5 \text{ cm} \\ 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm} \end{cases}$$

On opter pour : $(20 \times 25) \text{ cm}^2$

calcul des sollicitations :

Poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$

Poids du plancher de la dalle pleine : $5.31 \times \frac{1.45}{2} = 3.85 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $2.5 \times \frac{1.45}{2} = 1.81 \text{ KN/ml}$

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.95 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 7.91 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = 4.19 \text{ KN.m} \quad (\text{avec } L=1.75\text{m})$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = 3.03 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = 8.4 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage :

Calcul armatures longitudinale

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.19 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.27^2 \times 14.2} = 0.013$$

$$\mu_{bu} = 0.004 < \mu_{lu} = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.016$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.26$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$A_u = \frac{4.19 \times 10}{0.26 \times 348} = 0.46 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 300 \times 220 \times \frac{2.1}{400} = 97.81 \text{mm}^2 = 0.98 \text{cm}^2$$

Alors on prend : $A_s = \max\{A_u; A_{\min}\} = 0.98 \text{cm}^2$

$$A_{\text{rél}} = A_s = \mathbf{3HA10} = 2.35 \text{cm}^2$$

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{mm} \dots \dots \dots \mathbf{BAEL91/99(Art A.7.2.2)}.$$

Nous prenons un cadre et un épingle de $8\phi \Rightarrow \mathbf{3HA8} = 1.51 \text{cm}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée.

L'espacement :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{cm}) = 24.3 \text{cm}$$

$$\text{Condition de RPA99/version2003 } S_t \leq \min(h; 25 \text{cm})$$

Nous prenons $S_t=20 \text{cm}$

❖ **Vérification à l'ELU:**

Vérification de l'effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = \min(3.33 \text{MPa}; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.40 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.27} = 0.1 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.1 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

❖ **Vérification à l'ELS:**

Vérification de la contrainte dans le béton

Moment d'inertie de la section homogène réduite «I » :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 \rightarrow \mathbf{BAEL91}$$

-La Position De Laxe Neutre

$$b \cdot y^2 + 30A_s y - 30d \cdot A = 0$$

$$\Rightarrow 30y^2 + (30 \times 2.35) \cdot y - (30 \times 27 \times 2.35) = 0$$

$$\Rightarrow y = 6.87 \text{cm}$$

$$I = \frac{30 \cdot 6.87^3}{3} + 15 \times 2.35(27 - 6.87)^2 = 17526.32 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.03 \times 10^6}{17526.32 \times 10^4} \times 68.7 = 1.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.19 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{175} = 0.17 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.17 \geq 0.10 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ 4.2 \times \frac{b \times d}{f_e} \geq A_s \Rightarrow 8.50 \geq 2.35 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Schéma de ferrailage :

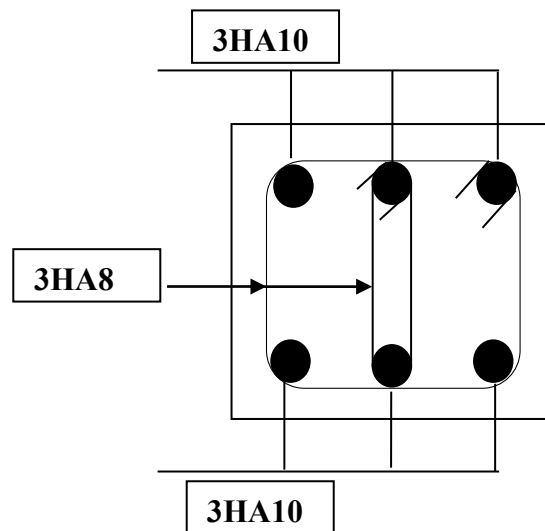


Figure 3-10: ferrailage des poutres chainage

3-2-6- Les planchers (plancher à corps creux):

3-2-6-1- Méthode de calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en section en T comme des poutres continues soumise à la flexion simple sous la charge Q. Pour le ferrailage, il faut calculer les sollicitations internes le moment et l'effort tranchant (M, V) par la méthode de RDM (méthode des 3 moments) pour les éléments (poutre continue) on utilise :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot

La méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- Admission des petites fissures au niveau des appuis.
- L'absence des charges rapidement variable dans le temps et de position.
- La surcharge d'exploitation est modérée c'est-à-dire inférieure à deux fois la charge Permanenteet $5 \text{ kn/m}^2 \quad Q \leq \max \{2G, 5 \text{ Kn/m}^2\}$.
- Les éléments des poutres ont une section constante (même inertie).
- Le rapport d'une sur les portées voisines est compris entre 0.8 et 1.25: $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Principe de la méthode :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w ; M_e : les valeurs absolues des moment sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

M_t : moment maximal dans la travée considérée.

D'après les règles de BAEL91 les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifié les contions BAEL91 les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

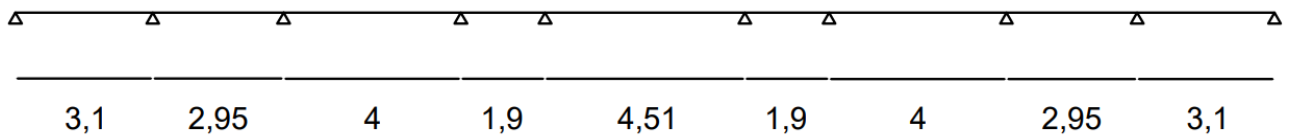
- 1 • $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$
- 2 • $\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{array} \right.$

3-2-6-2- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

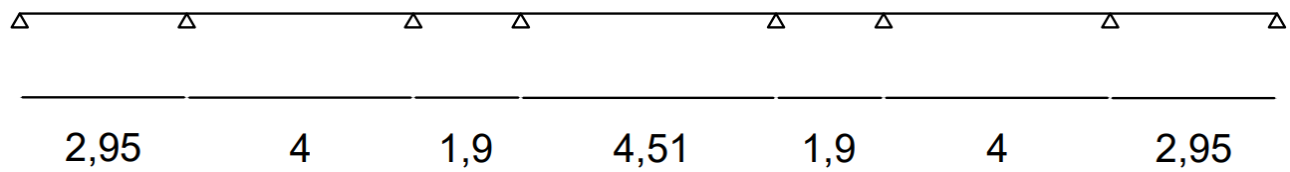
- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.68, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$
- Les moments d'inertie constante $\dots\dots\dots \text{CV}$
- $0.8 \leq \frac{295}{400} = 0.74 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CV}$
- Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciable $\dots\dots\dots \text{CV}$

Type des poutrelles :

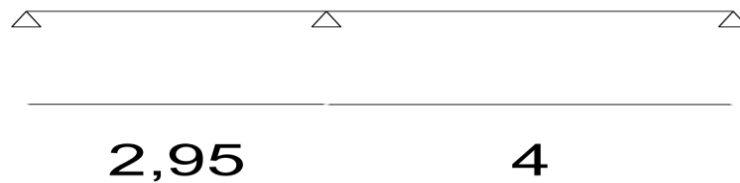
Type 01:



Type 02:



Type 03:



3-2-6-3- Calcul des poutrelles :

❖ **Evaluation des charges :**

Notre poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

Plancher	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	b(m)	$q_u(\frac{KN}{m})$	$q_s(\frac{KN}{m})$
Terrasse	6.33	1	0.65	6.52	4.76
courante	5.34	1.5	0.65	6.14	4.44

Tableau 3-6: Evaluation des charges dans les nervures.

Calcul des sollicitations :

les résultats de calcul sont résumée dans les tableaux suivante :

➤ **Plancher terrasse :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.33} = 0.136$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.04$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.52 \quad \text{dans une travée intermédiaire}$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.62 \quad \text{dans une travée de rive}$$

Type	ELU ($q_u = 6.52\text{KN/m}$)			ELS ($q_s = 4.76\text{KN/m}$)		
	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
Type1	7.83	1.56	5.48	5.71	1.14	4.00
	7.09	3.92	3.68	5.17	2.85	2.68
	13.04	5.21	8.48	9.52	3.80	6.20
	2.94	5.21	1.52	2.14	3.80	1.11
	16.57	6.62	10.77	12.1	4.84	7.87
	2.94	6.62	1.52	2.14	4.84	1.11
	13.04	5.21	8.48	9.52	3.80	6.20
	7.09	5.21	3.68	5.17	3.80	2.68
	7.83	3.92	5.48	5.71	2.85	4.00
		1.56			1.14	
Type2	7.09	1.42	4.40	5.17	1.03	3.20
	13.04	6.52	7.82	9.52	4.76	5.71
	2.94	5.21	1.52	2.14	3.80	1.11
	16.57	6.62	10.77	12.1	4.84	7.87
	2.94	6.62	1.52	2.14	4.84	1.11
	13.04	5.21	7.82	9.52	3.80	5.71
	7.09	6.52	4.40	5.17	4.76	3.20
	1.42			1.03		
Type3	7.09	1.42	4.40	5.17	1.03	3.21
	13.04	7.82	8.48	9.52	5.71	6.19
		2.61			1.90	

Tableau 3.7: Calcule des moments à l'ELU et ELS pour plancher terrasse

➤ **Plancher étage courant :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.34} = 0.219$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.06$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.53 \quad \text{dans une travée intermédiaire}$$

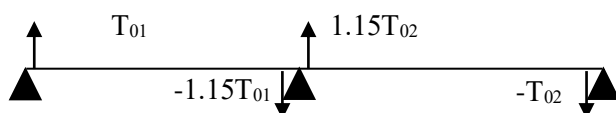
$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.63 \quad \text{dans une travée de rive}$$

Type	ELU ($q_u = 6.14\text{KN/m}$)			ELS ($q_s = 4.44\text{KN/m}$)		
	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
Type1	7.37	1.47	5.23	5.33	1.06	3.78
	6.67	3.68	3.53	4.83	2.66	2.55
	12.28	4.91	8.10	8.88	3.55	5.86
	2.77	4.91	1.46	2.00	3.55	1.06
	15.61	6.24	10.30	11.28	4.51	5.97
	2.77	6.24	1.46	2.00	4.51	1.06
	12.28	4.91	8.10	8.88	3.55	5.86
	6.67	4.91	3.53	4.83	3.55	2.55
	7.37	3.68	5.23	5.33	2.66	3.78
		1.47			1.06	
Type2	6.67	1.33	4.20	4.83	0.96	3.04
	12.28	6.14	7.49	8.88	4.44	5.41
	2.77	4.91	1.46	2.00	3.55	1.06
	15.61	6.24	10.30	11.28	4.51	7.44
	2.77	6.24	1.46	2.00	4.51	1.06
	12.28	4.91	7.49	8.88	3.55	5.41
	6.67	6.14	4.20	4.83	4.44	3.04
	1.33			0.96		
Type3	6.67	1.33	4.20	4.83	0.96	3.04
	12.28	7.36	8.11	8.88	5.32	5.87
		2.45			1.77	

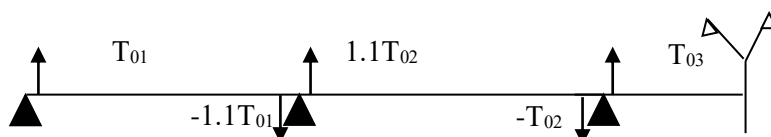
Tableau 3.8: Calcule des moments à l'ELU et ELS pour plancher étage courante

❖ Les efforts tranchants :

- cas d'une poutre à deux travées :



- cas d'une poutre à plusieurs travées :



Type	appuis	Les efforts tranchant	Plancher terrasse (KN)	Plancher étage (KN)
Type1	1	T_w	10.11	9.52
	2	T_e	11.12	10.47
		T_w	10.58	9.96
	3	T_e	9.62	9.06
		T_w	13.04	12.28
	4	T_e	13.04	12.28
		T_w	6.19	5.83
	5	T_e	6.19	5.83
		T_w	14.70	13.85
	6	T_e	14.70	13.85
		T_w	6.19	5.83
	7	T_e	6.19	5.83
		T_w	13.04	12.28
	8	T_e	13.04	12.28
		T_w	9.62	9.06

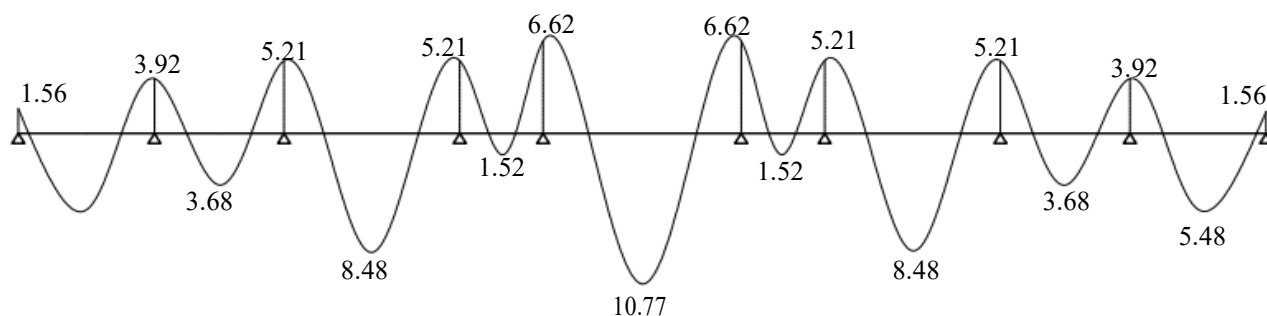
	9	T_e	10.58	9.96
		T_w	11.12	10.47
	10	T_e	10.11	9.52
Type2	1	T_w	9.62	9.06
		T_e	10.58	9.96
	2	T_w	14.34	13.51
		T_e	13.04	12.28
	3	T_w	6.19	5.83
		T_e	6.19	5.83
	4	T_w	14.70	13.85
		T_e	14.70	13.85
	5	T_w	6.19	5.83
		T_e	6.19	5.83
	6	T_w	13.04	12.28
		T_e	14.34	13.51
7	T_w	10.58	9.96	
	T_e	9.62	9.06	
Type3	1	T_w	9.62	9.06
		T_e	11.06	10.42
	2	T_w	15.00	14.12
	3	T_e	13.04	12.28

Tableau 3.9: Calcule les efforts tranchantes

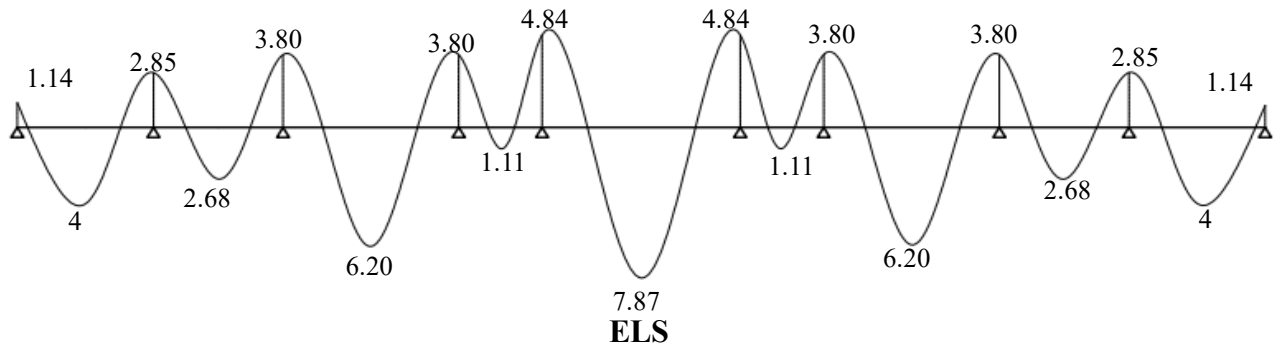
❖ Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchant

Plancher terrasse :

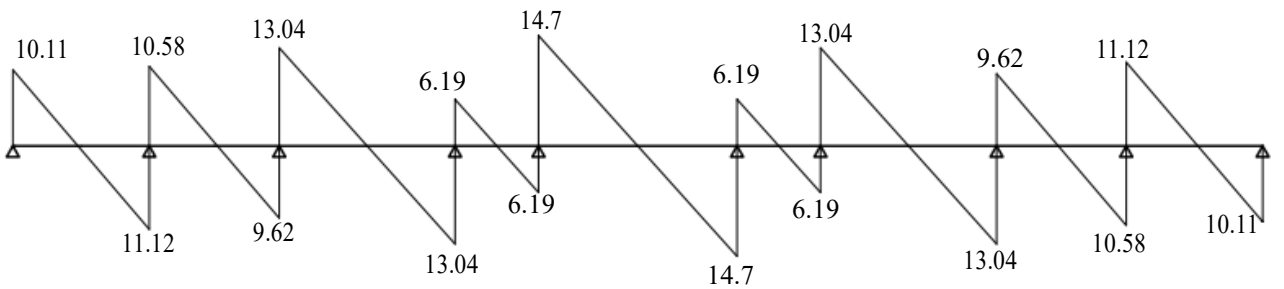
Type 1 :



ELU

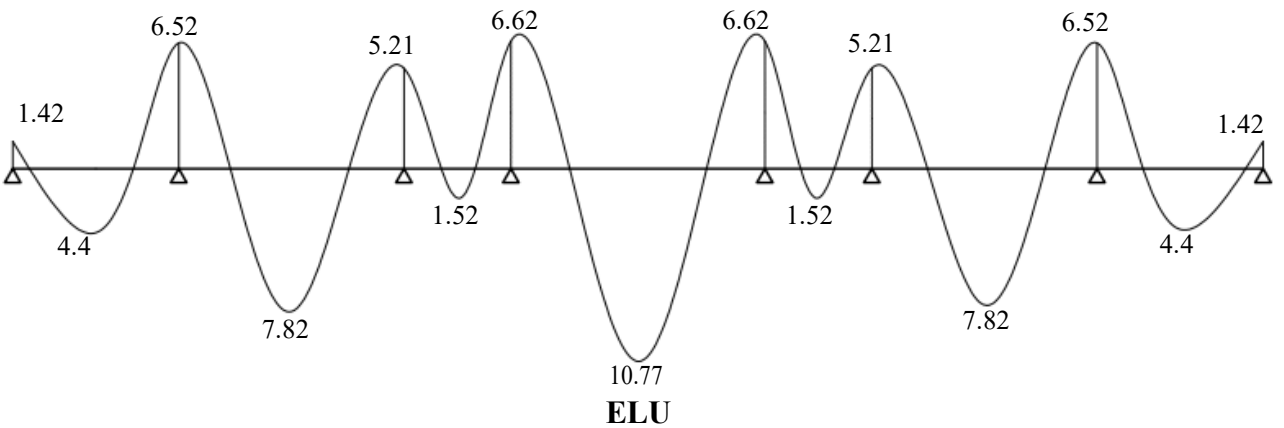


ELS

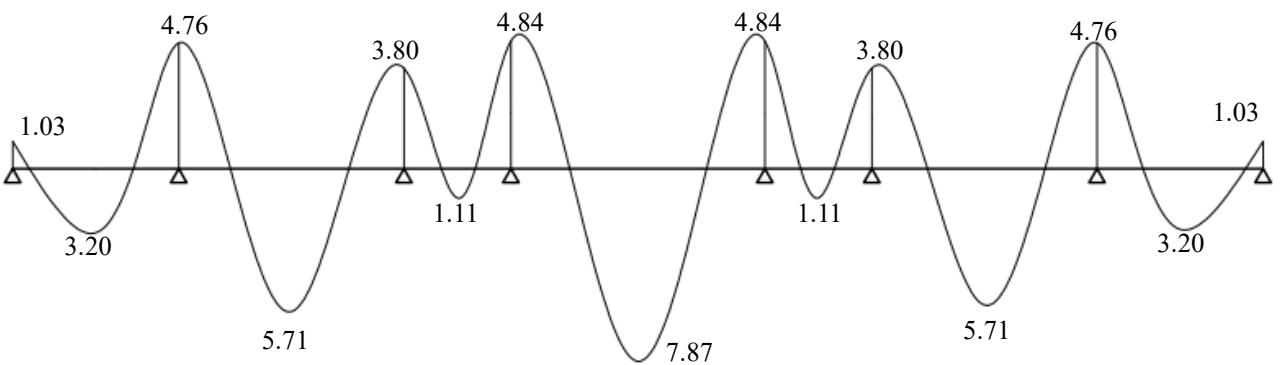


Effort tranchant

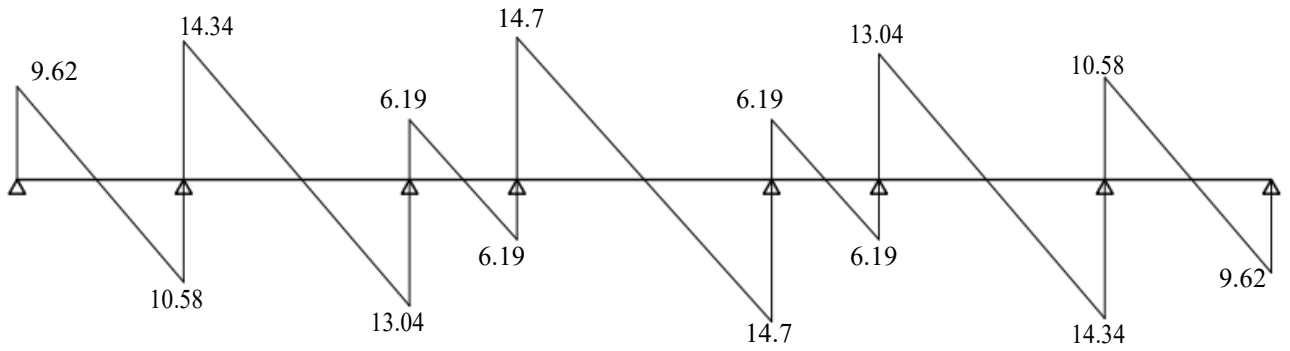
Type 2 :



ELU

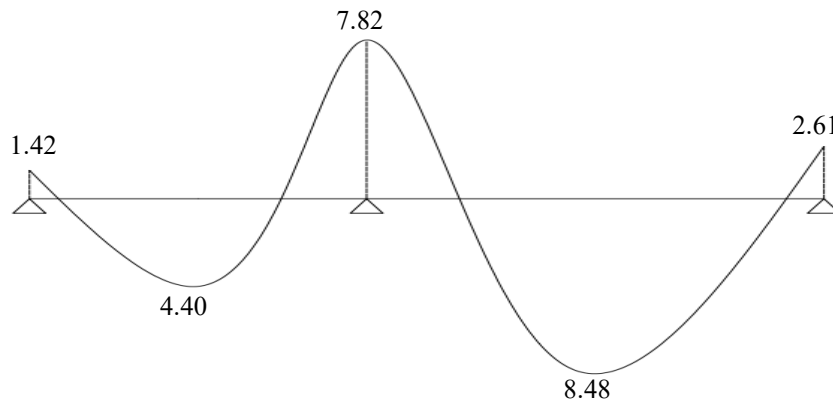


ELS

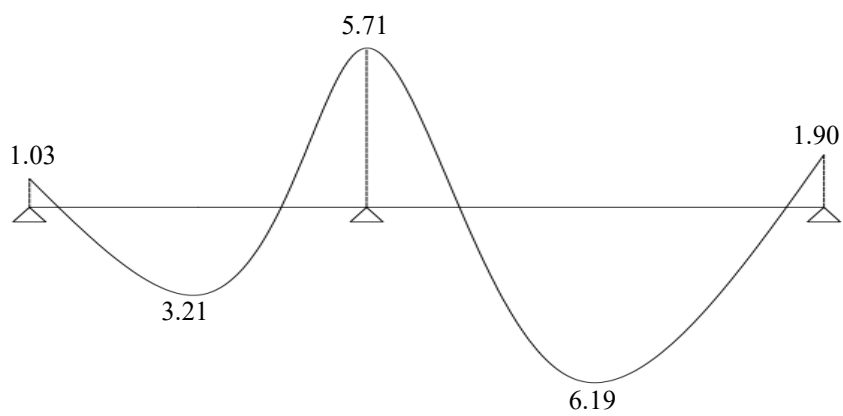


Effort tranchant

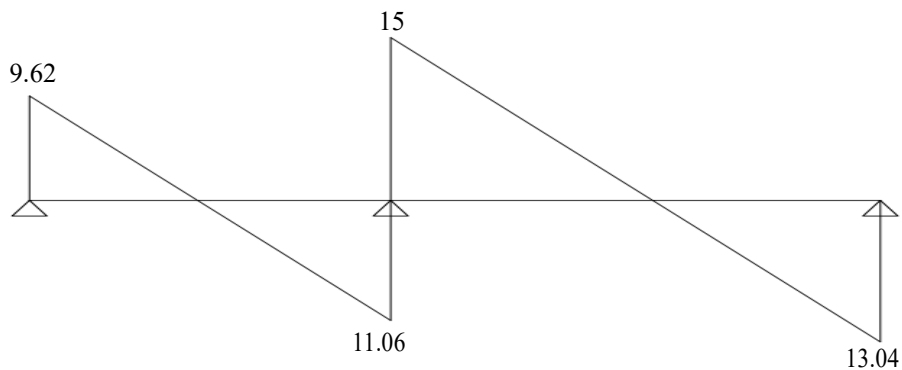
Type 3 :



ELU



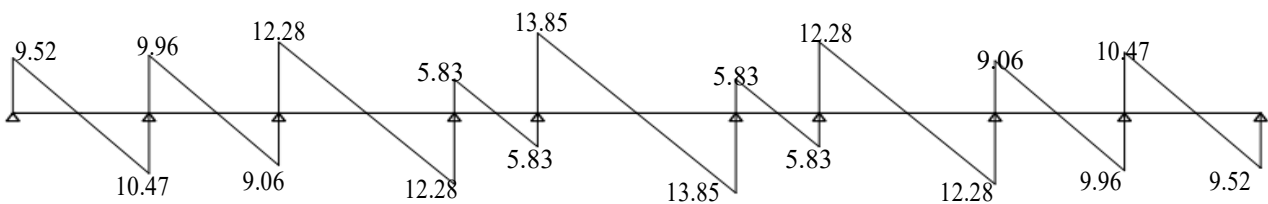
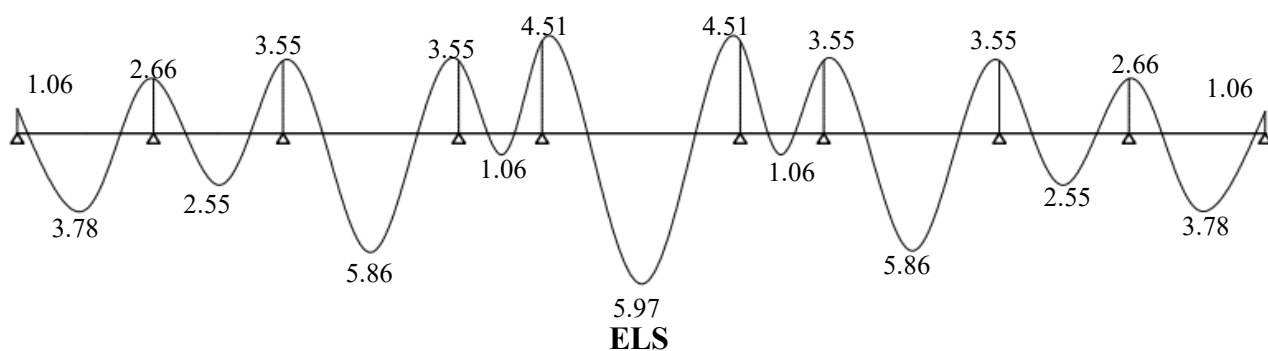
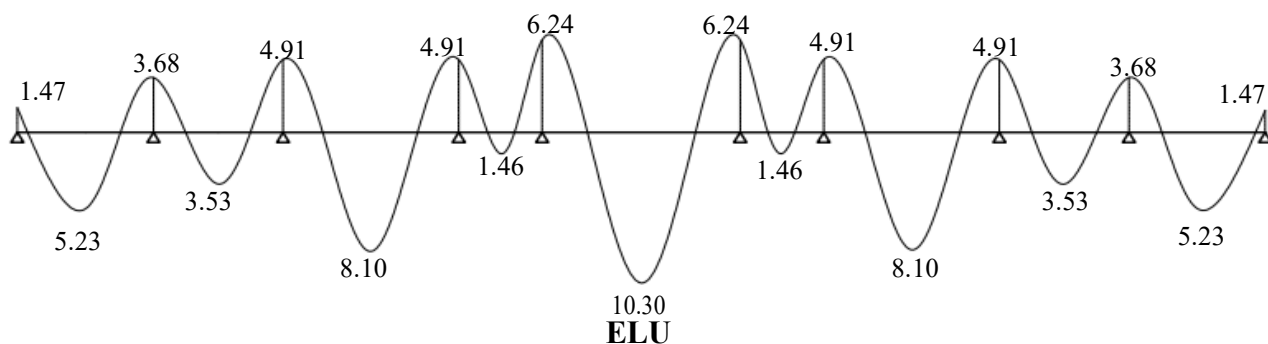
ELU



Effort tranchant

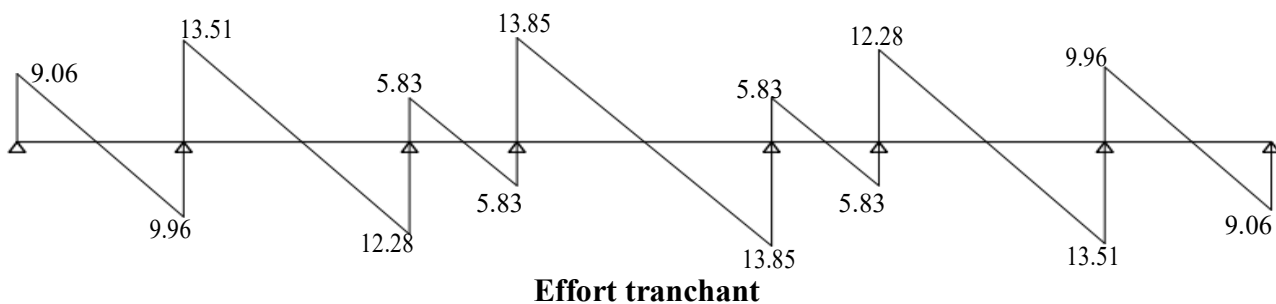
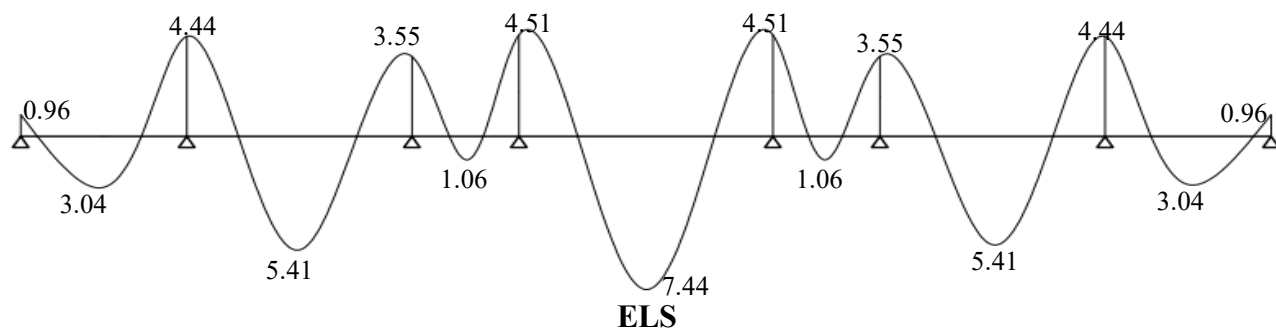
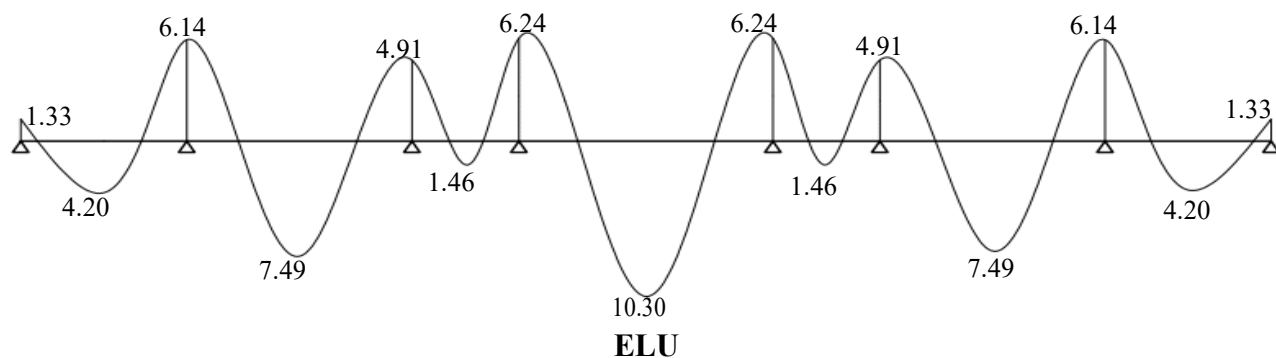
Plancher étage courant :

Type 1 :

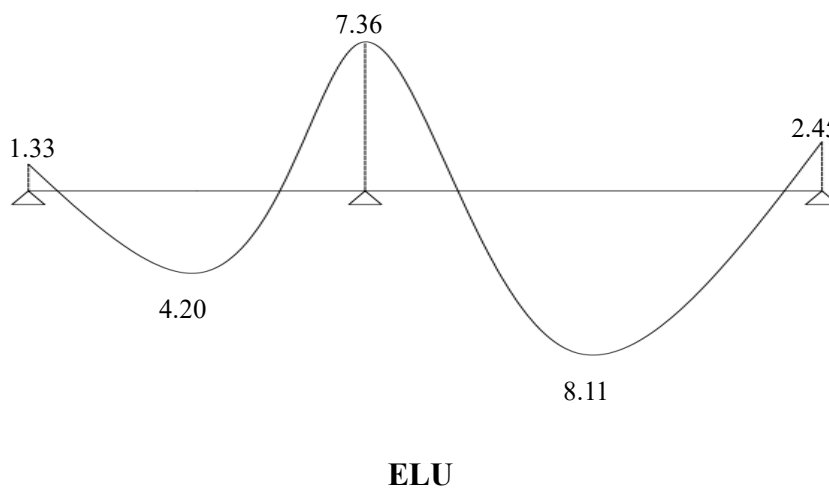


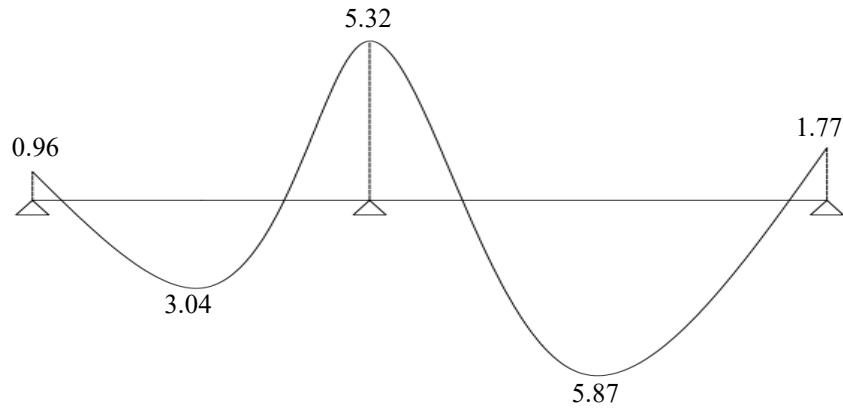
Effort tranchant

Type 2 :

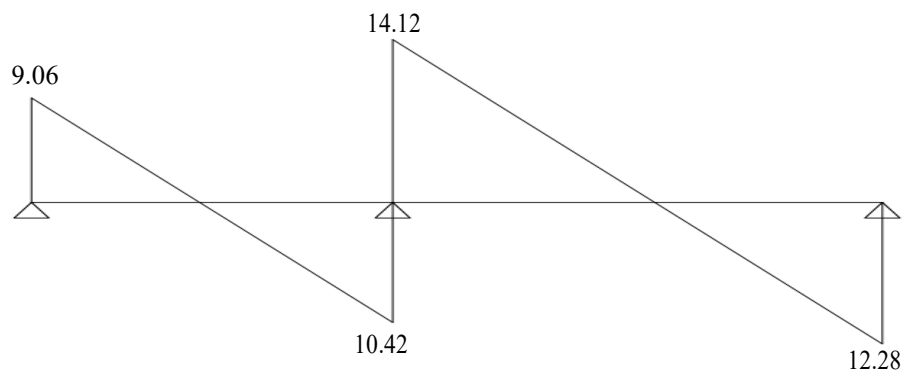


Type 3 :





ELU



Effort tranchant

- Les calculs qui suivent vont se faire avec les efforts max entre les 3 types de poutrelle à l'ELU

$$M_{tmax} = 10.77 \text{KN.m}$$

$$M_{amax} = 7.82 \text{KN.m}$$

$$T_{umax} = 15 \text{KN.m}$$

3-2-6-4- Calcul du ferrailage :

Calcul des armatures longitudinal :

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si $M_{tab} < M_{tmax}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "Té".

Si $M_{tab} > M_{tmax}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension (bxh).

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times \sigma_{bc} = 65 \times 4 \times (18 - 2) = 59072 \text{N.m} = 59.072 \text{KN.m}$$

$$M_{tab} > M_{tmax} \Rightarrow 59.072 > 10.77$$

Donc : la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension (bxh).

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10.77 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.036$$

$$\mu_{bu} = 0.036 < \mu_{lu} = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.046$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$A_u = \frac{10.77 \times 10^3}{0.18 \times 348} = 171.9 \text{mm}^2 = 1.72 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 650 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 141.3 \text{mm}^2 = 1.41 \text{cm}^2$$

Alors on prend : $A_s = \max\{A_u; A_{\min}\} = 1.72 \text{ cm}^2$

$A_u > A_{\min}$ CV.

Nous prenons : 3HA10 de section $A_s = 2.36 \text{cm}^2$

En appui intermédiaire :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.82 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.16$$

$$\mu_{bu} = 0.16 < \mu_{lu} = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.22$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.16$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$A_u = \frac{7.82 \times 10^3}{0.16 \times 348} = 140 \text{mm}^2 = 1.40 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 21.7\text{mm}^2 = 0.22\text{cm}^2$$

Alors on prend : $A_s = \max\{A_u; A_{\min}\} = 1.40 \text{ cm}^2$

$A_u > A_{\min}$**CV.**

Nous prenons : 2HA12 de section $A_s = 2.26\text{cm}^2$

En appui de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.61 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.056$$

$\mu_{bu} = 0.16 < \mu_{lu} = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.072$

$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.17$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{Z_b \times \sigma_s}$$

$$A_u = \frac{2.61 \times 10^3}{0.17 \times 348} = 44\text{mm}^2 = 0.44\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 180 \times \frac{2.1}{400} = 21.7\text{mm}^2 = 0.22\text{cm}^2$$

Alors on prend : $A_s = \max\{A_u; A_{\min}\} = 0.44 \text{ cm}^2$

$A_u > A_{\min}$**CV.**

Nous prenons : 1HA12 de section $A_s = 1.13\text{cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{15 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.83\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min(3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{8.40 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.27} = 0.83\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.83\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$condition vérifiée

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_l\right) \leq \min(10; 5.7; 12) = 5.7\text{mm}$$

Soit $\phi_t = 6\text{ mm}$. Donc on adopte les armatures de $\phi 6$ de nuance FeE 235.

On prend $2\phi 6$. $A_t = 0.56\text{cm}^2$

Espacement :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(16.2; 40)$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

Zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(10; 15\text{cm})$$

$$S_t = 10\text{cm}$$

On adopte $\begin{cases} S_t = 15\text{cm} & \text{Zone courante.} \\ S_t = 10\text{cm} & \text{Zone Nodal.} \end{cases}$

Vérification à l'ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Sur Travée :

$$M_u = 10.77\text{KN.m}$$

$$M_{ser} = 7.87\text{KN.m}$$

$$\alpha = 0.046$$

$$\gamma = \frac{10.77}{7.87} = 1.36$$

$$\alpha \leq \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha \leq 0.43 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sur appui intermédiaire :

$$M_{ua} = 7.82\text{KN.m}$$

$$M_{ser} = 5.71\text{KN.m}$$

$$\alpha = 0.22$$

$$\gamma = \frac{7.82}{5.71} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sur appui de rive :

$$M_{ua} = 2.61 \text{KN.m}$$

$$M_{ser} = 1.90 \text{KN.m}$$

$$\alpha = 0.072$$

$$\gamma = \frac{2.61}{1.90} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ 4.2 \times \frac{b \times d}{f_e} \geq A_s \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{451} = 0.044 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

la condition n'est pas vérifiée donc il est nécessaire de vérifier la flèche d'après le BAEL91 (art B.6.5.2) comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{451}{500} = 0.902 \text{cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Evaluation des charges :

$$Q_{jser} = 0.65G$$

$$Q_{gser} = 0.65G$$

$$Q_{pser} = 0.65(G + Q)$$

$$Q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{KN/m}$$

$$Q_{gser} = 0.65 \times 6.33 = 4.11 \text{KN/m}$$

$$Q_{pser} = 4.76 \text{KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{0.85 \times Q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 1.85 \times 4.51^2}{8} = 3.99 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{0.85 \times Q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 4.11 \times 4.51^2}{8} = 8.88 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{0.85 \times Q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 4.76 \times 4.51^2}{8} = 10.28 \text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$b \times y^2 + 30 \times A \times y - 30 \times A \times d = 0$$

$$65y^2 + 70.8y - 1274.4 = 0$$

$$y = 3.91 \text{cm}$$

Calcul du moment d'inertie de la section total par rapport à l'axe neutre :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$$

$$I = 8323 \text{cm}^4$$

L'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 2.36 \times \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 = 45598.93 \text{cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \rho} = 3.28 \quad \text{déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.31 \quad \text{déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{MPa}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 101.32 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 225.5 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 261.05 \text{MPa}$$

$$\mu_{sj} = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} \cdot f_{t28}} = 0.67$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} \cdot f_{t28}} = 0.85$$

$$\mu_{sp} = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} \cdot f_{t28}} = 0.87$$

Calcul L'inertie de la section fissurée :

$$I_{fj} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sj}} = 15686.4 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sg}} = 13241.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sp}} = 13016.1 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_{sg}} = 23713.5 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = 1.6 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = 4.2 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 4.95 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fgv}} = 2.34 \text{ mm}$$

Donc :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 2.34 - 1.6 + 4.95 - 4.2 = 1.49 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 1.49 \text{ mm} < f_{adm} = 9.02 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

3-2-6-5- Schéma de ferrailage :

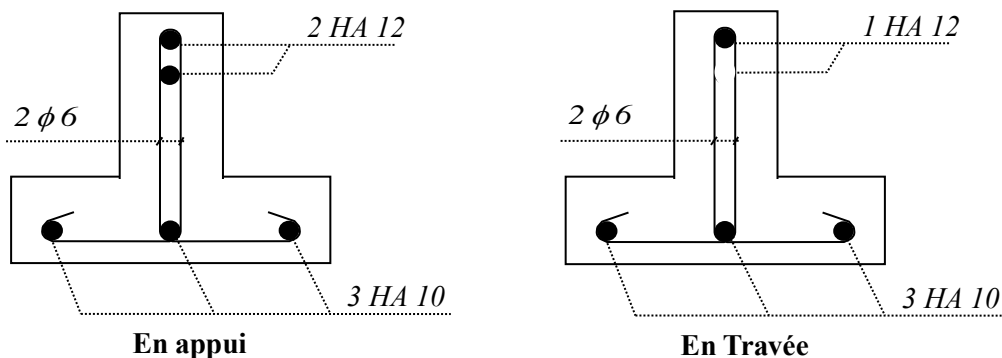


Figure 3-11: ferrailage des planchers

3-2-6-6- Ferrailage de la dalle de compression :

Généralement pour les dalles à corps creux la dalle de compression ferraille par un treillis soudés.

➤ **Les armatures perpendiculaires aux nervures :**

$L_n = 65\text{cm}$: est l'entre axe des poutrelles

$$\begin{cases} L_n \leq 50\text{cm} & \Rightarrow A_t \geq \frac{200}{f_e} \\ 50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm} & \Rightarrow A_t \geq \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{4 \cdot L_n}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 5\emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$S_t \leq 20\text{cm}$: donc on adopte l'espacement $S_t=20\text{cm}$

➤ **Les armatures dans le sens parallèles aux nervures :**

$$A \geq \frac{A_t}{4} = \frac{1.41}{4} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 5\emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\emptyset 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens

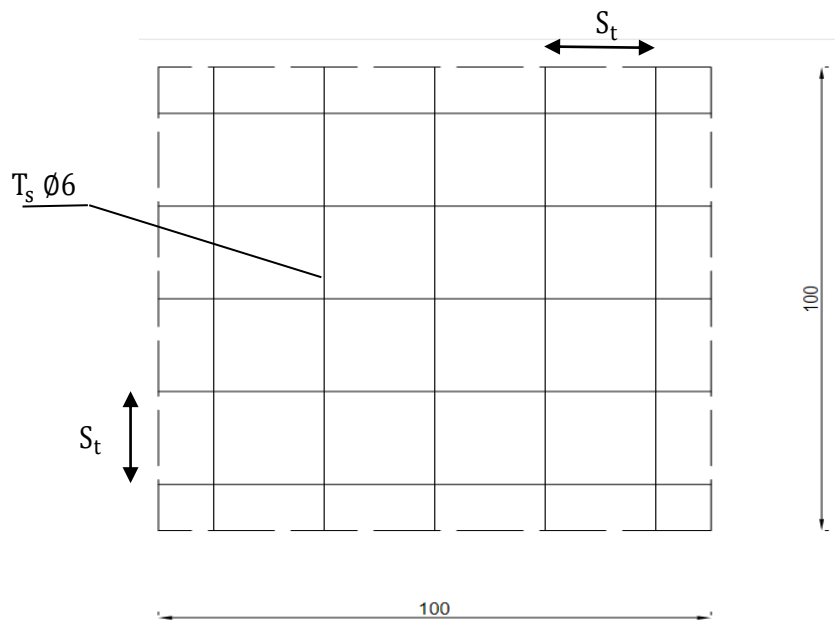


Figure 3-12: Schéma de ferrailage de la dalle de compression

3-2-7- Etude de L'ascenseur :

3-2-7-1- Définition :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine. Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

L : Longueur de l'ascenseur = 200 cm

l : Largeur de l'ascenseur = 145 cm

Fc : Charge due à la cuvette = 145 kN

Pm : Charge due à la dalle des machines. 15 kN.

Dm : Charge due à la salle des machines 50 kN.

La charge nominale est de 630 kg.

La vitesse $V = 1$ m/s.

Dimensionnement de la dalle machine:

Selon les conditions de l'entreprise nationale des ascenseurs: $e = 20$ cm.

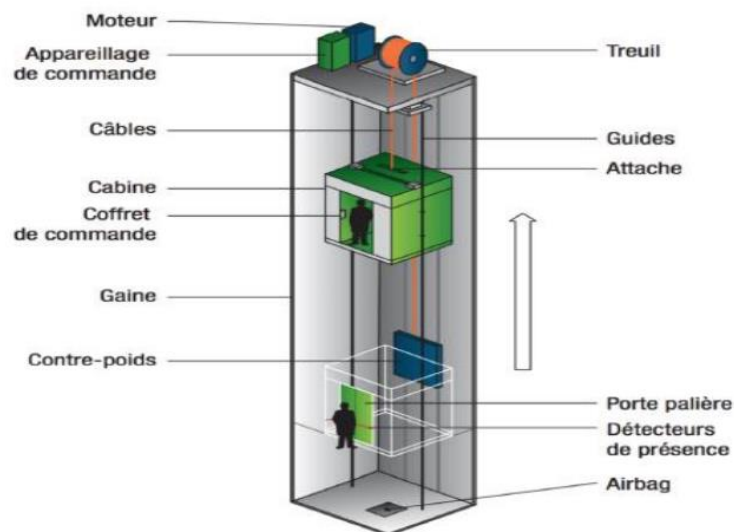


Figure 3-13: Schéma d'un ascenseur,

Evaluation des charges et surcharges :

Poids de béton : $G' = 25 \times 0.16 = 4$ kN / m²

Poids de revêtements : $G'' = 22 \times 0.04 = 0.88$ kN / m²

$G^* = G' + G'' = 4 + 0.88 = 4.88$ kN/m²

Poids de la machine : $G = F_c / S = 145 / 2.90 = 50$ kN / m²

$G_t = G^* + G = 50 + 4.88 = 54.88$ kN / m²

$Q=1 \text{ KN/m}^2$

Calcul des sollicitations:

ELU: $qu=1.35(54.88)+1.5(1)=75.58 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.72 > 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0658 \\ \mu_y = 0.4624 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_{0X} = \mu_x \times qu \times l_x^2 = 0.0658 \times 75.58 \times (1.45)^2 = 10.45 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_{0Y} = M_{0X} = 0.4624 \times 10.45 = 4.83 \text{ KN.m}$

Calcul des moments :

Sens x : $M_t = 0.85 \times M_{0X} = 8.88 \text{ KN.m}$

$M_a = 0.40 \times M_{0X} = 4.18 \text{ KN.m}$

Sens y : $M_t = 0.85 \times M_{0Y} = 4.11 \text{ KN.m}$

$M_a = 0.40 \times M_{0Y} = 1.93 \text{ KN.m}$

Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec :

		M (KN.m)	α	Z (cm)	As (cm ²)	As adop (cm ²)	St (cm)
Sens X	Travée	8.88	0.047	12.75	2	5HA10	20
	Appui	4.18	0.021	12.89	0.93	=3.93	20
Sens Y	Travée	4.11	0.021	12.89	0.92	5HA10	20
	Appui	1.93	0.010	12.94	0.43	=3.93	20

Tableau 3.10 : .Ferrailage de la dalle d'ascenseur sens X ;Y

Condition de non fragilité :

$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times (2,1/400) = 1.57 \text{ cm}^2$

On adopte : 5HA10 =3.93 cm²

Espacement :

$S_t = 100/n = 100/5 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$

Vérification des contraintes :

ELS : $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

$q_s = 55.88 \text{ KN}$

	M_s (KN.m)	$I(\text{cm}^4)$	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	obs
Sens X	6.57	6742.59	3.37	3.28	15	140.75	201.6	vérifiée
Sens Y	3.04	6742.59	3.37	1.52	15	65.13	201.6	vérifiée

Tableau 3.11 : Vérification des contraintes ELS sens X ;Y

Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{145} = 0.11 \geq 0.06 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0.11 \geq 0.084 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq 4.2f_e \rightarrow \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.003 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Schéma de ferrailage :

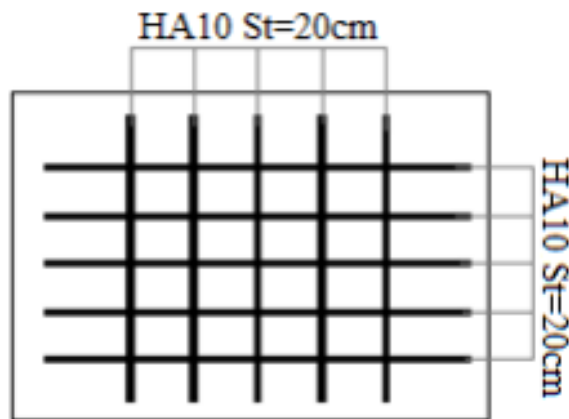


Figure 3-14: schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur

CHAPITRE 4

Etude Sismique

CHAPITRE 4:Etude Sismique

4-1- Introduction :

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoquant une vibration soudaine d'énergie et de déformations accumulées sous la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau. Ce phénomène naturel peut provoquer des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sous l'effet des actions dynamiques dues au séisme est obligatoire et doit être justifiée selon les règles parasismique algériennes.

4-2- Choix de la méthode de calcul :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

4-2-1- Méthode statique équivalente :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

4-2-2- Méthode dynamique modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

4-3- Classification de l'ouvrage selon le RPA99 / V2003 :

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya M'sila donc en zone IIa.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.
- Le sol est de catégorie S2 (site ferme),
- La hauteur de la structure : $h = 30.6 \text{ m} > 23 \text{ m}$.

4-4- Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque. Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

4-4-1- Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

$$V = \frac{A \cdot Q \cdot D}{R} \cdot W$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.). La formule empirique donnée par R P A 99 est la suivante: $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

➤ **coefficient d'accélération de zone A :**

donné par le tableau (4-1) ci dessous suivant la zone sismique et la groupe d'usage du bâtiment.

	Zone	Zone	Zone	Zone
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau 4.1 : Coefficients d'accélération de zone A

Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone IIa donc: A = 0,15

➤ **facteur d'amplification dynamique D :**

fonction de la catégorie du site, du facteur de

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

coefficient d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site ferme S_2) : $T_2(S_2) = 0.4$ sec

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.2 : Valeurs de $\xi(\%)$

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense, Donc $\xi = 7 \%$ Donc :

$\eta = 0,882 > 0.7$ Vérifie.

Estimation de la période fondamentale :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

On donc : $T = \min \left\{ C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}}; \frac{0.09 \cdot h_N}{\sqrt{D}} \right\}$

Avec :

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

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Pour le sens X-X :**

$h_N = 30.60m$

$D = 29.30m$

$C_T = 0.05$ on a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armée.

Alors : $T = \min\{0.65s; 0.51s\} \Rightarrow T = 0.51s$

$T_2 (S_2) = 0,4s$

$$D = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

Donc : $D = 1.9$

• **Pour le sens Y-Y :**

$h_N = 30.60m$

$D = 22.50m$

$T = \min\{0.65s; 0.58s\} \Rightarrow T = 0.58s$

$T_2 (S_2) = 0,4s$

$$D = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

Donc : $D = 1.7$

➤ **coefficient de comportement global de la structure R :**

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement. Pour une structure mixte (Mixte portiques/voiles avec interaction) : $R = 5$

➤ **facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non :

Critère q	P_q	
	Observé	N/ Observé
Condition min sur les files de contreventement	0	
Redondance en plan		0.05
Régularité en plan		0.05
Régularité en élévation	0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0.05

Contrôle de la qualité de l'exécution		0.1
$\sum q$	0.20	

Tableau 4.3 : valeurs des pénalités P_q

Donc $Q = 1 + 0.20 = 1.25$

➤ **W poids total de la structure W_T :**

Le poids total de la structure est donné par la formule suivant :

$$W_T = W_G + \beta W_Q$$

W_G : Poids due aux charges permanentes.

W_Q : Charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA v2003): Bâtiment d'habitation $\Rightarrow \beta = 0,2$.

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$:

A partir du logiciel **ROBOT** le poids total de la structure est : $W_T = 5822.25t$

Donc :

$$V_x = \frac{1.25 \times 0.15 \times 1.9}{5} \times 5822.25 = 414.84t = 4148.4KN$$

$$V_y = \frac{1.25 \times 0.15 \times 1.7}{5} \times 5822.25 = 371.17t = 3711.7KN$$

4-5- Méthode dynamique modale spectrale:

4-5-1- Introduction :

L'étude dynamique consiste à déterminer les caractéristiques de vibration, qui peuvent se développer dans une construction donnée, en vue de l'estimation de charge sismique de calcul la plus défavorable. La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des efforts engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4-5-2- Résultats trouvés par logiciel ROBOT :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse est le progiciel (groupe de logiciels) ROBOT structural analyses Professional 2014. Le système ROBOT est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Le ROBOT permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière étape gérée par le ROBOT est la

création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Les principaux Caractéristiques du logiciel ROBOT sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO.
- La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes,.....etc)
- La possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure grâce à une large gamme de solveurs dynamique

Schéma de dispositions des voiles :

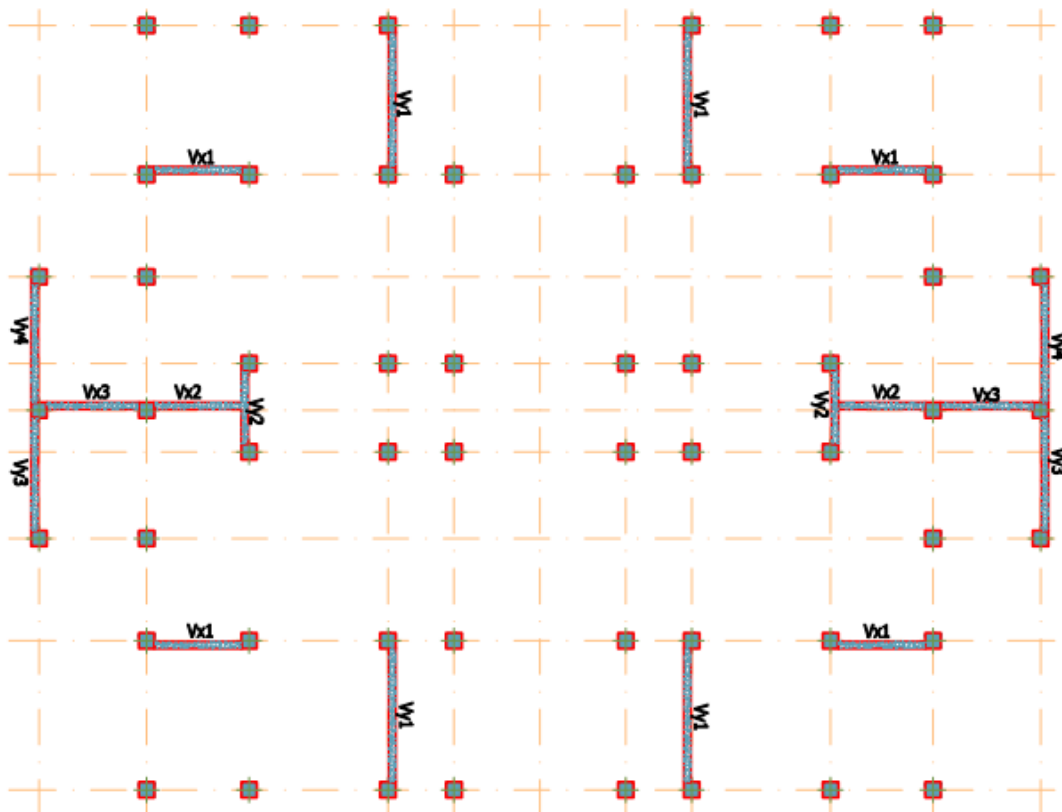


Figure 4.1: dispositions des voiles.

4-5-3- Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

Centre de masse :

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme)

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

Centre de rigidité (torsion) :

Est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité.

Note :

Lorsque le centre de masse et de rigidité sont confondus .les efforts extérieures ne provoquent que des mouvements de translation. En revanche, lorsque il y a une excentricité entre elles il y a des mouvements de translations et rotations.

(X_{CT}, Y_{CT}) : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.)

Niveau	Centre de masse		Centre de torsion	
	X_{cm} (m)	Y_{cm} (m)	X_{ct} (m)	Y_{ct} (m)
1	14.42	10.49	14.42	10.93
2	14.42	10.49	14.42	10.93
3	14.42	10.49	14.42	10.93
4	14.42	10.49	14.42	10.93
5	14.42	10.49	14.42	10.93
6	14.42	10.48	14.42	10.94
7	14.42	10.48	14.42	10.94
8	14.42	10.48	14.42	10.94
9	14.42	10.48	14.42	10.94
10	14.42	10.48	14.42	10.94

Tableau 4.4 : Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage.

4-5-3-1- Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle :

L'excentricité est la distance entre le centre de graviter des masses et le centre de torsion, Donnée par les formules suivantes :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs

plan, RPA99/Version2003 (art 4.3.7) préconise de prendre en compte à chaque niveau et dans chaque direction une excentricité accidentelle par rapport au centre de torsion égale à la plus grandes des deux valeurs suivantes :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à chaque niveau (cette excentricité doit êtres prise de part et d'autre du centre de torsion).

Excentricité théorique résultant des plans.

l'excentricité théorique :

c'est celle calculée précédemment

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

$$e_y = |Y_{cm} - Y_{ct}|$$

l'excentricité accidentelle :

Fixée par le RPA 99/Version 2003 à : 5% L.

Sens X $e_x = 0.05 L_x$

Sens Y $e_y = 0.05 L_y$

Niveau	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	$e_{x\ th} \text{ (m)}$	$e_{y\ th} \text{ (m)}$	$e_{x\ ac} \text{ (m)}$	$e_{y\ ac} \text{ (m)}$
1	0	0.44	1.44	1.10
2	0	0.44	1.44	1.10
3	0	0.44	1.44	1.10
4	0	0.44	1.44	1.10
5	0	0.46	1.44	1.10
6	0	0.46	1.44	1.10
7	0	0.46	1.44	1.10
8	0	0.46	1.44	1.10
9	0	0.46	1.44	1.10
10	0	0.45	1.44	1.10

Tableau 4.5 : Valeur de l'excentricité théorique et accidentelle

4-5-4- Caractéristiques dynamiques de la structure :

- **Les modes propres :**

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes :

Mode	Période	Masses Cumulées [%]		Masses Modale [%]		Masse totale de la structure (t)	Nature
		Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y		
1	0.58	8.26	57.22	8.26	57.22	5822.86	translation
2	0.57	66.01	65.38	57.75	8.17	5822.86	translation
3	0.51	66.80	65.39	0.80	0.00	5822.86	torsion
4	0.14	86.75	65.39	19.94	0.00	5822.86	
5	0.13	86.75	85.07	0.00	19.68	5822.86	
6	0.12	86.91	85.07	0.16	0.00	5822.86	
7	0.09	86.91	85.07	0.00	0.00	5822.86	
8	0.08	86.91	85.07	0.00	0.00	5822.86	
9	0.08	86.91	85.07	0.00	0.00	5822.86	
10	0.08	86.91	85.07	0.00	0.00	5822.86	

Tableau 4.6 : les facteurs de participation massique de chaque mode.

Constatations :

Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,58$ s

Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

les déformées modales obtenues après analyser par robot :

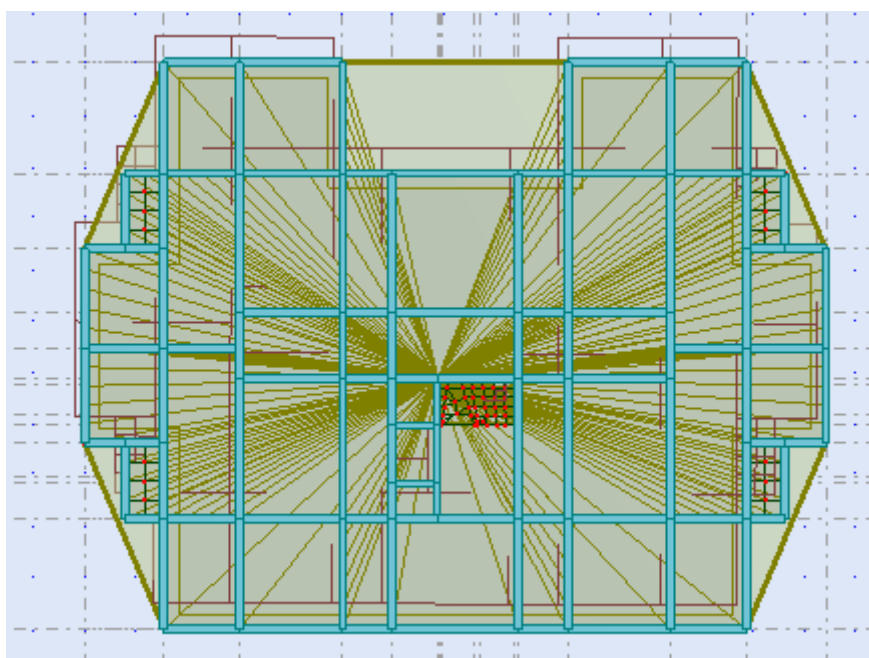
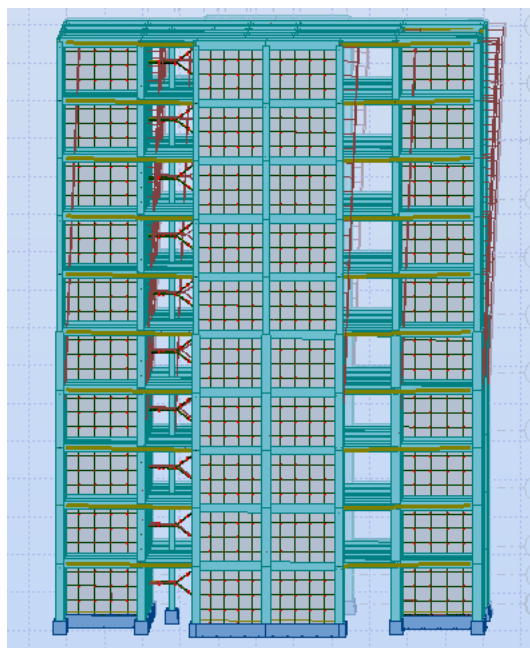


Figure 4.2: Mode 1(translation y-y) : $T= 0,58$ s

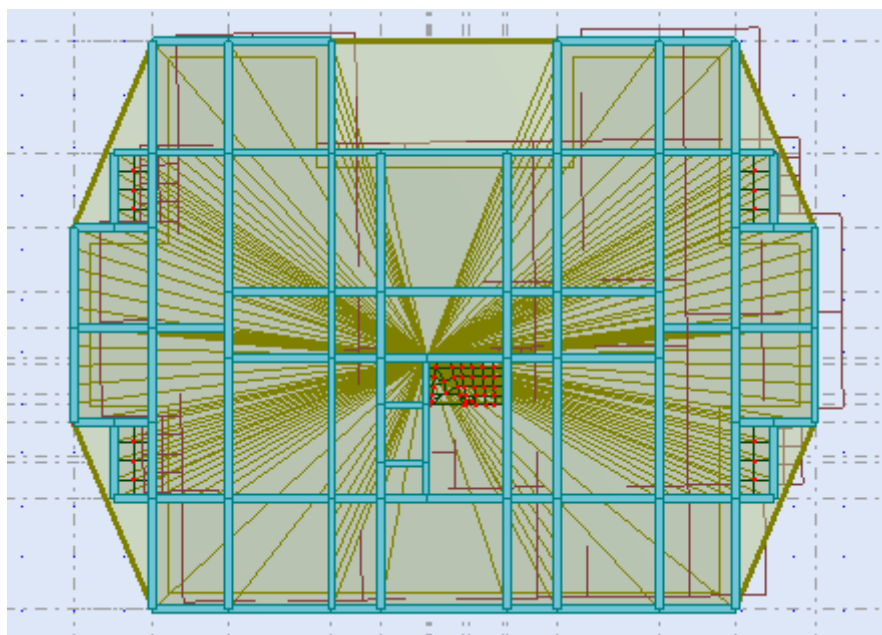
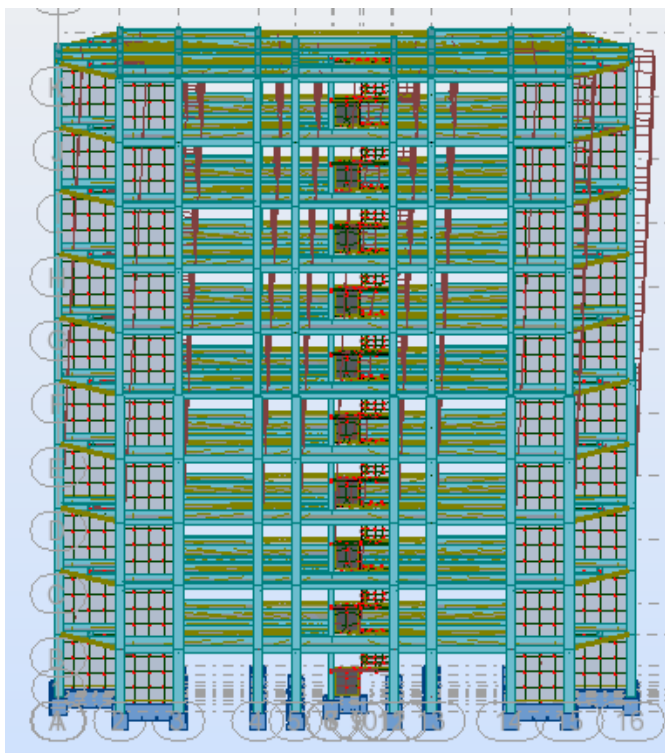


Figure 4.3: Mode 2(translation x-x) : $T=0,57$ s

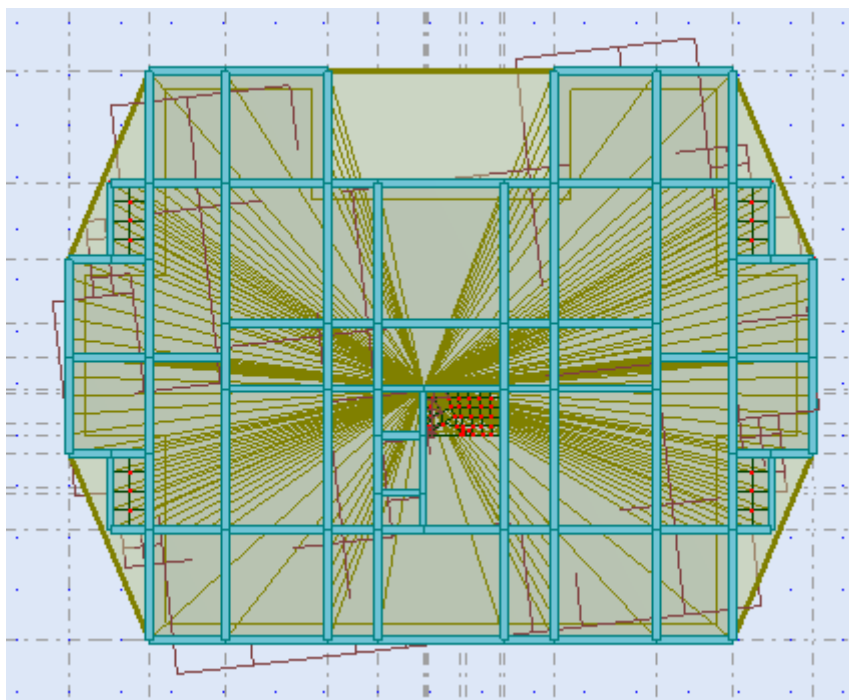


Figure 4.4: Mode 3(torsion) : T= 0,51 s

4-5-5- Distribution des efforts tranchant selon les niveaux :

➤ Sens x-x :

Etage	$F_x(\text{KN})$	$F_x \text{ poteaux}(\text{KN})$	$F_x \text{ voiles}(\text{KN})$
RDC	3360.52	614.07	2746.44
1	3310.75	238.84	3071.91
2	3183.30	307.77	2875.53
3	2985.20	338.51	2646.70
4	2738.62	398.25	2340.37
5	2467.37	274.00	2193.37
6	2173.43	311.93	1861.50
7	1817.67	303.46	1514.21
8	1359.18	279.43	1079.76
9	763.93	304.46	459.47

Tableau 4.7 : Distribution des efforts tranchant Sens X

Etage	F _y (KN)	F _{y poteaux} (KN)	F _{y voiles} (KN)
RDC	3313.44	735.72	2577.71
1	3269.94	519.26	2750.68
2	3152.51	639.19	2513.32
3	2961.19	714.12	2247.08
4	2716.50	827.32	1889.18
5	2447.15	536.44	1910.71
6	2161.66	578.28	1583.38
7	1821.87	570.94	1250.92
8	1379.14	542.85	836.29
9	786.92	568.43	218.49

Tableau 4.8 : Distribution des efforts tranchant Sens Y

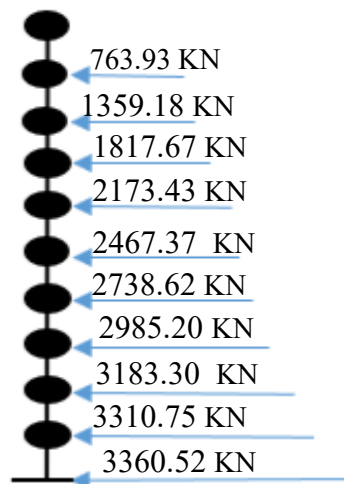


Figure 4.5: Distribution des efforts tranchant Sens X

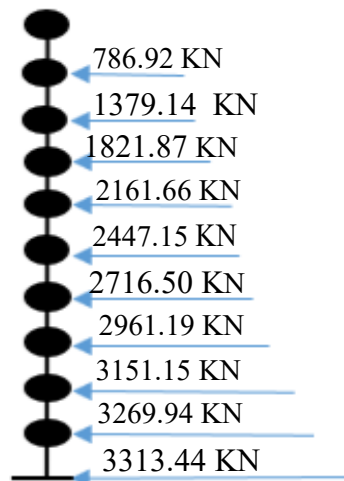


Figure 4.6: Distribution des efforts tranchant Sens Y

4-5-5-1- Distribution des Forces sismique selon les niveaux :

Etage	$F_x(\text{KN})$	$F_i(\text{KN})$
RDC	3360.52	49.77
1	3310.75	127.45
2	3183.30	198.10
3	2985.20	246.58
4	2738.62	271.25
5	2467.37	293.94
6	2173.43	355.76
7	1817.67	458.49
8	1359.18	595.25
9	763.93	763.93

Tableau 4.9 : Distribution des Forces sismique Sens X

Etage	$F_y(\text{KN})$	$F_i(\text{KN})$
RDC	3313.44	43.50
1	3269.94	117.43
2	3152.51	191.32
3	2961.19	244.69
4	2716.50	269.35
5	2447.15	285.49
6	2161.66	339.79
7	1821.87	442.73
8	1379.14	592.22
9	786.92	786.92

Tableau 4.10 : Distribution des Forces sismique Sens Y

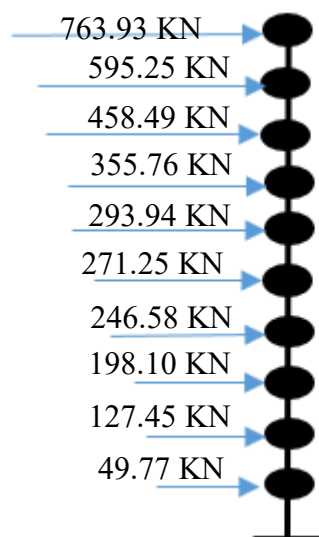


Figure 4.7: Distribution des Forces sismique Sens X

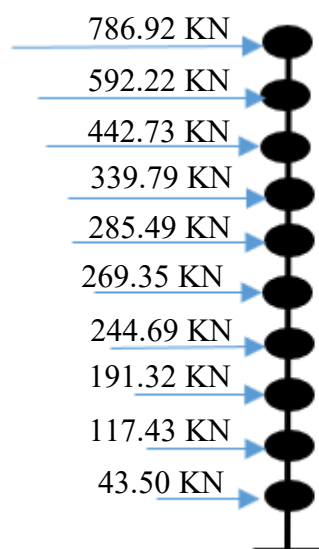


Figure 4.8: Distribution des Forces sismique Sens Y

4-6- Vérifications des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003 :

4-6-1- Période fondamentale théorique RPA Art 4.2.4 :

les périodes calculés à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %.

$T_{empirique} = 0,65sec \times 1.3 = 0,84ses > T_{numérique} = 0,58 sec.$

Donc la condition est vérifiée.

4-6-2- Résultante des forces sismique:

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/Version2003 (Art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

	$V_{st}(KN)$	$0.8V_{st}(KN)$	$V_{dy}(KN)$	$V_{dy}>0.8V_{st}$
Sens xx	4148.40	3318.72	3360.52	Vérifiée
Sens yy	3711.70	2969.36	3313.44	Vérifiée

Tableau 4.11 : Vérification de la résultante des forces.

4-6-3- Vérification des déplacements :

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux Etages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_K = R \cdot \delta_{ek}$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43) :
Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Niveau	Sens x-x					Observation
	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_K(cm)$	$\delta_{K-1}(cm)$	$\Delta_K(cm)$	$1.0\%(h_k)$	
1	0.2	1	0	1	3.06	Vérifiée
2	0.3	1.5	1	0.5	3.06	Vérifiée
3	0.4	2	1.5	0.5	3.06	Vérifiée
4	0.5	2.5	2	0.5	3.06	Vérifiée
5	0.5	2.5	2.5	0	3.06	Vérifiée

6	0.5	2.5	2.5	0	3.06	Vérifiée
7	0.6	3	2.5	0.5	3.06	Vérifiée
8	0.6	3	3	0	3.06	Vérifiée
9	0.6	3	3	0	3.06	Vérifiée
10	0.6	3	3	0	3.06	Vérifiée

Tableau 4.12 : Vérification des déplacements. (Sens x-x)

Niveau	Sens Y-Y					Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	1.0%(h _k)	
1	0.1	0.5	0	0.5	3.06	Vérifiée
2	0.3	1.5	0.5	1	3.06	Vérifiée
3	0.4	2	1.5	0.5	3.06	Vérifiée
4	0.5	2.5	2	0.5	3.06	Vérifiée
5	0.5	2.5	2.5	0	3.06	Vérifiée
6	0.6	3	2.5	0.5	3.06	Vérifiée
7	0.6	3	3	0	3.06	Vérifiée
8	0.6	3	3	0	3.06	Vérifiée
9	0.6	3	3	0	3.06	Vérifiée
10	0.6	3	3	0	3.06	Vérifiée

Tableau 4.13 : Vérification des déplacements. (Sens Y-Y)

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

4-6-4- Vérification de l'effort normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Poteaux	N _d (KN)	ϑ	$\vartheta \leq 0.3$
45x45	1014.23	0.2	Vérifiée
35x35	401.54	0.13	Vérifiée

30x30	339.70	0.15	Vérifiée
-------	--------	------	----------

Tableau 4.14 : Vérification de l'effort normal réduit.

4-6-5- Vérification vis à vis de l'effet P – Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P – Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

- **P_k** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « **k** », **P_k = ∑(W_{Gi} + β × W_{Qi})**. (voir paragraphe 4.2.3 calcul de **W**).
- **V_k** : effort tranchant d'étage au niveau "**k**" : **V_k = ∑F_i**.
- **Δ_k** : déplacement relatif du niveau « **k** » par rapport au niveau « **k – 1** »
- **h_k** : hauteur de l'étage « **k** ».

Si :, **10 < θ_k ≤ 0, 20**, les effets **P – Δ** peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{1 - \theta_k}$

Si : **θ_k > 0, 20**, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

sens x-x							
Niveau	W _k (KN)	P _k (KN)	Δ _k (m)	V _k (KN)	h _k (m)	θ _k	θ _k ≤ 0.10
RDC	5945.1	58228.6	0	3360.52	3.06	0	Vérifiée
2	5945.1	52283.7	0.005	3310.75	3.06	0.025804	Vérifiée
3	5945.1	46338.6	0.005	3183.30	3.06	0.023786	Vérifiée
4	5945.1	40393.5	0.005	2985.20	3.06	0.02211	Vérifiée
5	5945.1	34448.4	0	2738.62	3.06	0	Vérifiée
6	5614.4	28503.3	0	2467.37	3.06	0	Vérifiée
7	5620.5	22888.9	0	2173.43	3.06	0	Vérifiée
8	5614.4	17268.4	0	1817.67	3.06	0	Vérifiée
9	5614.4	11654.0	0	1359.18	3.06	0	Vérifiée
10	6039.6	6039.6	0	763.93	3.06	0	Vérifiée

Tableau 4.15 : Vérification vis à vis de l'effet P – Δ sens X-X

sens Y-Y	
----------	--

Niveau	W_k (KN)	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_k (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
RDC	5945.1	58228.6	0	3313.44	3.06	0	Vérifiée
2	5945.1	52283.7	0.01	3269.94	3.06	0.052252	Vérifiée
3	5945.1	46338.6	0.005	3152.51	3.06	0.024018	Vérifiée
4	5945.1	40393.5	0.005	2961.19	3.06	0.022289	Vérifiée
5	5945.1	34448.4	0	2716.5	3.06	0	Vérifiée
6	5945.1	28503.3	0.005	2447.15	3.06	0.019032	Vérifiée
7	5945.1	22888.9	0	2161.66	3.06	0	Vérifiée
8	5945.1	17268.4	0	1821.87	3.06	0	Vérifiée
9	5945.1	11654.0	0	1379.14	3.06	0	Vérifiée
10	5945.1	6039.6	0	786.92	3.06	0	Vérifiée

Tableau 4.16 : Vérification vis à vis de l'effet $P - \Delta$ sens Y-Y

On remarque que la condition $\theta \leq 0,10$ est satisfaite, donc l'effet $P-\Delta$ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2° ordre peuvent être négligés.

4-6-6- Vérification au renversement :

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que:

$$\frac{M_{stab}}{M_{renve}} \geq 1.5$$

Avec :

Moment de renversement : $M_{renv} = \sum F_i * Z_i$.

Moment stabilisant : $M_{stab} = \sum W_i * b_i$.

F_i : la force sismique au niveau "i".

Z_i : hauteur de niveau i.

W_i : poids de niveau i.

b_i : bras de levier de niveau "i".

❖ Sens longitudinal :

$M_{stab} = \sum W_i * b_i$.

$M_{stab} = 852959.63 \text{ KN.m}$

Niveau	F_i (KN)	h_i (m)	M_{renv} (KN.m)
RDC	3360.52	3.06	10283.19

1	3310.75	6.12	20261.79
2	3183.30	9.18	29222.69
3	2985.20	12.24	36538.85
4	2738.62	15.30	41900.89
5	2467.37	18.36	45300.91
6	2173.43	21.42	46554.87
7	1817.67	24.48	44496.56
8	1359.18	27.54	37431.82
9	763.93	30.60	23376.26
			$\Sigma = 335367.83$

Tableau 4.17 : vérification au renversement Sens longitudinal.

Vérifications :

$$\frac{M_{stab}}{M_{renve}} = 2.54 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Sens transversal :**

$$M_{stab} = \sum W_i * b_i.$$

$$M_{stab} = 655003.13 \text{ KN.m}$$

Niveau	F _i (KN)	h _i (m)	M _{renv} (KN.m)
RDC	3185.38	3.06	10139.13
1	3143.25	6.12	20012.03
2	3029.61	9.18	28940.04
3	2844.74	12.24	36244.97
4	2608.79	15.30	41562.45
5	2349.86	18.36	44929.67
6	2076.21	21.42	46302.76
7	1750.63	24.48	44599.38
8	1326.18	27.54	37981.52
9	757.23	30.60	24079.75
			$\Sigma = 334791.69$

Tableau 4.18 : vérification au renversement Sens transversal.

Vérifications :

$$\frac{M_{stab}}{M_{renve}} = 1.96 \geq 1.5 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L'ouvrage est donc stable au renversement dans les deux sens.

4-7- Conclusions :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferraillement correcte.

On peut donc passer à l'étape du ferraillement.

CHAPITRE 5

Ferraillage des éléments structuraux

CHAPITRE 5: Ferrailage Des Eléments Structuraux

5-1- Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

5-2- Ferrailage des Portiques :

5-2-1- Ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux voiles. Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 Modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 modifié 2003 pour la vérification.

5-2-1-1- Combinaisons des charges :

❖ Etat limite ultime :

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

$$1,35G+1,5Q.....\text{Selon BAEL91}$$

❖ Etat limite de service :

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par relation :

$$G+Q.....\text{Selon BAEL91}$$

Etat limite accidentelle :

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

$$G + Q \mp E..... \text{selon RPA 99 v2003}$$

$$0.8G \mp E..... \text{selon RPA 99 v2003}$$

5-2-1-2- Calcul de ferrailage :

5-2-1-2-1- Ferrailage des poutres principales:

❖ Ferrailage en travée : ELU(1.35G + 1.5 Q)

- ❖ Ferrailage sur appui (nappe supérieure): $G + Q \mp E$
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : $0.8G \mp E$

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui). D'après les résultats de **ROBOT** :

	ELU	G+Q \mp E	0.8G \mp E
Moment(KN. m)	70.67	89.54	71.24

Tableau 5.1 : Les moments maximums 30/45

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Position	M _{max} (KN.m)	b(cm)	d(cm)	μ	α	Z(cm)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)
Travée	70.67	30	40.5	0.10	0.132	38.36	5.29	1.46	6.75
Appuis Sup	89.54	30	40.5	0.128	0.172	37.71	6.82	1.46	6.75
Appuis Inf	71.24	30	40.5	0.10	0.132	38.36	5.33	1.46	6.75

Tableau 5.2 : Calcul du ferrailage des poutres principales

Choix des barres :

En travée: 3HA14+2HA12 \Rightarrow A_s adoptée= 6.88 cm².

Sur appui : - Nappe sup 3HA14+2HA12 \Rightarrow A_s adoptée= 6.88 cm².

- Nappe inf. 3HA14+2HA12 \Rightarrow A_s adoptée= 6.88 cm².

❖ **Vérification du ferrailage des poutres principales :**

➤ **Section minimale (RPA):** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6.75 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimale (RPA):** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) = 4\% \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% ((b \times h)) = 6\% \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone de recouvrement}$$

La section d'armature sur appuis :

$$A_s = 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6.88 \text{ cm}^2$$

Donc : $6.88 + 6.88 = 13.76 \text{ cm}^2 \rightarrow 13.76 \text{ cm}^2 < 54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

➤ **La Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 f_{t28} b.d / f_e = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à L'ELU :**

a. vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Soit la poutre la plus sollicitée : $T = 111.56 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{111.56 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405} = 0.918 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.918 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

b. Calcul de la section des armatures transversales :

choix du diamètre : On a

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{450}{35} ; \frac{300}{10} ; \phi \right)$$

On prend : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

• **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min (0, 9d, 40 \text{ cm}) = 35 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0,4 \times b = (2,01 \times 400) / (0,4 \times 30) = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}, S_{t2}) = 35 \text{ cm}$$

• **Espacement exigé par RPA :**

En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 , 12 \phi) = \min (45/4 , 12 \times 1.4) = 11.25 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq h / 2 = 45 / 2 = 22.5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10\text{cm}$ En zone nodale.

$S_t = 15\text{cm}$ En zone courante.

• **La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$$A_{t \min} = 0,003.S_t.b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1,35\text{cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

$$\text{Nappe inférieure : } A_t = 6.88 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de σ_b :**

$$b.y^2 + 15.A_s.y - 30.d.A_s = 0 \Rightarrow 30.y^2 + 103.2y - 8359.2 = 0$$

$$y = 15.06 \text{ cm}$$

$$I = b.y^3 / 12 + 15. A_s. (d - y)^2 = 75329.5 \text{ cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée : $M_{\text{ser}} = 45.43 \text{ KN}$

$$\sigma_b = M_{\text{ser}} .y / I = 45.43 \times 10^{-3} \times 15.06 \times 10^{-2} / 75329.5 \times 10^{-8} = 9.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 9.08 \text{ MPa} \leq \sigma_{b \text{ adm}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

❖ **La vérification de la flèche :**

$$M_0 = (G + Q) L^2 / 8$$

$$M_0 = (16.88 + 7.5) \times 5^2 / 8 = 76.18 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$A_s = 6.88 \text{ cm}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{500} = 0.09 \geq 0.0625 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.09 \geq 0.059 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \\ 4.2 \times \frac{b \times d}{f_e} \geq A_s \Rightarrow 12.75 \geq 6.88 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

❖ Schéma de ferrailage :

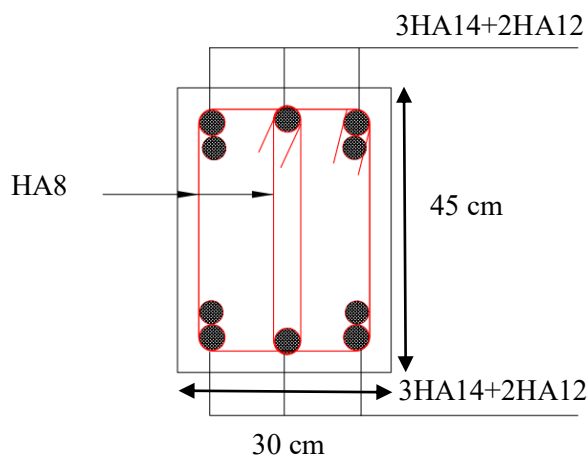


Figure 5.1: Ferrailage des poutres principales en appuis 30x45

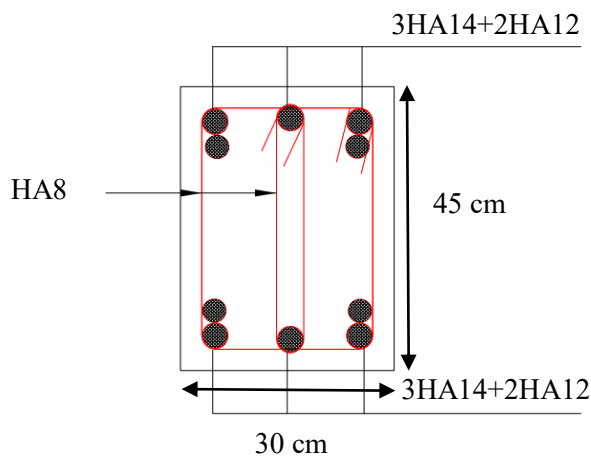


Figure 5.2: Ferrailage des poutres principales en travée 30x45

5-2-1-2-2- Ferrailage des poutres secondaires :

- ❖ Ferrailage en travée : $ELU(1.35G + 1.5 Q)$
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe supérieure): $G + Q \mp E$

❖ Ferrailage sur appui (nappe inferieure) : $0.8G \mp E$

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui). D'après les résultats de **ROBOT** :

	ELU	G+Q \mp E	0.8G \mp E
Moment(KN. m)	56.97	42.78	25.49

Tableau 5.3 : Les moments maximums 30/30

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Position	M _{max} (KN.m)	b(cm)	d(cm)	μ	α	Z(cm)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)
Travée	56.97	30	27	0.18	0.25	24.30	6.73	0.97	4.5
Appuis Sup	42.78	30	27	0.13	0.17	25.16	4.88	0.97	4.5
Appuis Inf	25.49	30	27	0.08	0.10	25.92	2.83	0.97	4.5

Tableau 5.4 : Calcul du ferrailage des poutres secondaires

Choix des barres :

En travée: 3HA14+2HA12 \Rightarrow A_s adoptée= 6.88 cm².

Sur appui : - Nappe sup 3HA14+2HA12 \Rightarrow A_s adoptée= 6.88 cm².

- Nappe inf. 3HA14 \Rightarrow A_s adoptée= 4.62 cm².

❖ **Vérification du ferrailage des poutres principales :**

➤ **Section minimale (RPA):** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 4.5 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimale (RPA):** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$$A_{\max} = 4 \% (b \times h) = 4 \% (30 \times 40) = 36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6 \% ((b \times h) = 6 \% (30 \times 40) = 54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone de recouvrement}$$

La section d'armature sur appuis :

$$A_s = 3HA14 + 2HA12 = 6.88 \text{ cm}^2$$

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

Donc : $6.88 + 4.62 = 11.50 \text{ cm}^2 \rightarrow 11.50 \text{ cm}^2 < 36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

➤ **La Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 f_{t28} b.d / f_e = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à L'ELU :**

c. vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = \min(3.33 \text{MPa}; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

Soit la poutre la plus sollicitée : $T = 39.54 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{39.54 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.488 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.488 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

d. Calcul de la section des armatures transversales :

choix du diamètre : On a

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{300}{35} ; \frac{300}{10} ; \phi \right)$$

On prend : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

• **Espacement d'après le BAEL :**

$$S_{t1} \leq \min (0, 9d , 40 \text{cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0,4 \times b = (2,01 \times 400) / (0,4 \times 30) = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1} , S_{t2}) = 24.3 \text{ cm}$$

• **Espacement exigé par RPA :**

En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 , 12 \phi) = \min (30/4 , 12 \times 1.4) = 7.5 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq h / 2 = 45 / 2 = 15 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10\text{cm}$ En zone nodale.

$S_t = 15\text{cm}$ En zone courante.

• **La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :**

$$A_{t \min} = 0,003.S_t.b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1,35\text{cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

$$\text{Nappe inférieure : } A_t = 6.88 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de σ_b :**

$$b.y^2 + 15.A_s.y - 30.d.A_s = 0 \Rightarrow 30.y^2 + 103.2y - 8359.2 = 0$$

$$y = 15.06 \text{ cm}$$

$$I = b.y^3 / 12 + 15. A_s. (d - y)^2 = 75329.5 \text{ cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée : $M_{\text{ser}} = 23.91 \text{ KN}$

$$\sigma_b = M_{\text{ser}} .y / I = 23.91 \times 10^{-3} \times 15.06 \times 10^{-2} / 75329.5 \times 10^{-8} = 4.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.78 \text{ MPa} \leq \sigma_{b \text{ adm}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

❖ **La vérification de la flèche :**

$$M_0 = (G + Q) L^2 / 8$$

$$M_0 = (10.13 + 6.75) \times 4.51^2 / 8 = 42.92 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$A_s = 6.88 \text{ cm}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{451} = 0.067 \geq 0.0625 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.067 \geq 0.055 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \\ 4.2 \times \frac{b \times d}{f_e} \geq A_s \Rightarrow 8.51 \geq 6.88 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

❖ Schéma de ferrailage :

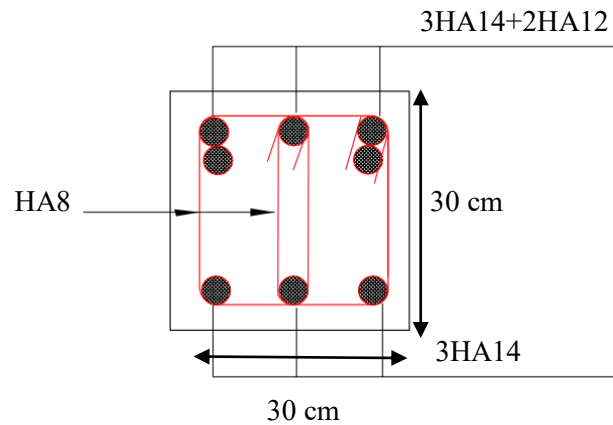


Figure 5.3: Ferrailage des poutres secondaires en appuis 30x30

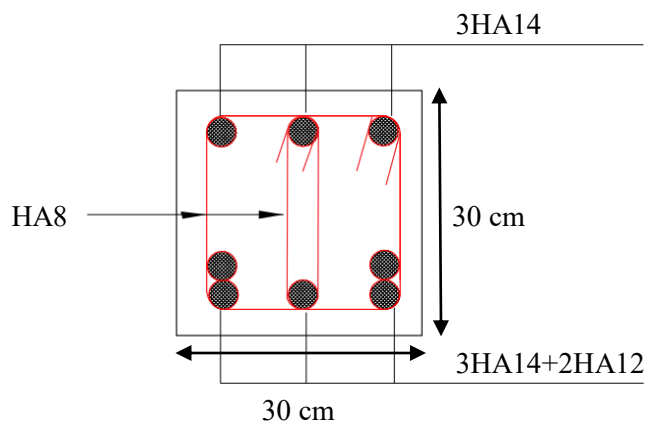


Figure 5.4: Ferrailage des poutres secondaires en travée 30x30

5-2-2- Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

5-2-2-1- Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon le BAEL 91 :**

E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$

- **Selon le R.P.A 99/version 2003 :** Situation accidentelle :

$$G+Q\pm 1.2E$$

$$0,8G\pm E$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes pour les deux sens X et Y comme suit :

1) $N_{\max} \leftrightarrow M_{\text{corr}}$

2) $M_{\max} \leftrightarrow N_{\text{corr}}$

3) $N_{\min} \leftrightarrow M_{\text{corr}}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

5-2-2-2- Recommandation du RPA99/version 2003 :

➤ **Les armatures longitudinales :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 61), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \cdot h_1$ (zone IIa).

- Leur pourcentage maximale sera de :

- 4 % en zone courante (zone IIa).

- 6 % en zone de recouvrement (zone IIa).

- Le diamètre minimum est de 12mm

- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ (zone IIa).

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm (zone IIa).

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones Nodales (zones critiques).

- La zone nodale est constituée par le noeud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

- V_u : Effort tranchant de calcul
- h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales. $f_e = 400$ Mpa.
- ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture). $\rho_a = 2.5$ Si l'élançement géométrique ≥ 5 .
 $\rho_a = 3.75$ Si l'élançement géométrique < 5 .
- t : Espacement des armatures transversales :

Dans la zone nodale :

- $t \leq \min (10\phi , 15\text{cm})$. En zone IIa

Dans la zone courante :

- $t' \leq 15\phi$. En zone IIa

Où :

ϕ : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité d'armatures minimale ($A_t b_1 \times t \times \%$) est donnée par :

- 0.3% si $\lambda_g \geq 5$
- 0.8 % si $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

- $\lambda_g = lf / a$ ou lf / b

Avec :

a et **b** : les dimensions de la section du poteau.

5-2-2-3- Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Robot, les résultats sont résumés dans le tableau

combinaison	ELU		G+Q± E		0,8G± E		ELS	
	N _{max}	M _{corr}	M _{max}	N _{corr}	N _{min}	M _{corr}	N _{ser}	M _{ser}
45x45	1426.17	24.98	38.06	796.12	750.97	34.01	855.63	38.45
35x35	696.84	18.53	44.54	400.70	156.06	7.56	421.69	45.09
30x30	592.13	7.07	15.32	339.06	341.25	7.12	355.15	3.23

Tableau 5.5 : Effort sur les poteaux pour déférente combinaison

5-2-2-4- Calcul du ferrailage :

Armatures longitudinales Les poteaux sont ferrillés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrillages donnés par le RPA en zone IIa celui donné par le logiciel **ROBOT**

➤ **Exemple de calcul :**

Soit le poteau du RDC (dimension 45*45) :

1. Ferrailage longitudinal :

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

($N_{\max} = 1426.17 \text{ KN}$; $M_{\text{corr}} = 24.98 \text{ KN.m}$) : la combinaison (1.35G+1.5Q)

($M_{\max} = 38.06 \text{ KN.m}$; $N_{\text{corr}} = 796.12 \text{ KN}$) : la combinaison (G+Q± E)

($N_{\min} = 750.97 \text{ KN}$; $M_{\text{corr}} = 34.01 \text{ KN.m}$) ; la combinaison (0,8G± E)

• **ELU :**

$$N_{\max} = 1426.17 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corr}} = 24.98 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.017 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = 0.225 \text{ m}$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'). Il faut vérifier la condition suivante : (a) ≤ (b)

$$A = (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$B = Nu (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 303.08 \text{ KN.m}$$

$$A = 342903.37 \text{ N.m}$$

$$B = 210341.20 \text{ N.m}$$

$B < A$; donc la section est partiellement comprimée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0.29$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.45$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.328$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_s} = \frac{303.08 \times 10}{0.328 \times 348} = 26.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{\sigma_s} = 14.43 \text{ cm}^2$$

• **ACC : G+Q± E**

$$N_{\text{corr}} = 796.12 \text{ KN}$$

$$M_{\text{max}} = 38.06 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.047 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = 0.225 \text{ m}$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'). Il faut vérifier la condition suivante : (a) ≤ (b)

$$A = (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 177.38 \text{ KN.m}$$

$$A = 342903.37 \text{ N.m}$$

$$B = 109223.20 \text{ N.m}$$

B < A ; donc la section est partiellement comprimée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0.17$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.23$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.36$$

$$A_l = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_s} = \frac{177.38 \times 10}{0.36 \times 348} = 14.15 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{\sigma_s} = 8.72 \text{ cm}^2$$

• **ACC : 0.8G ± E**

$$N_{\text{min}} = 750.97 \text{ KN} ;$$

$$M_{\text{corr}} = 34.01 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.045 \text{ m}$$

$$e_0 < \frac{h}{2} = 0.225 \text{ m}$$

(Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'). Il faut vérifier la condition suivante : (a) ≤ (b)

$$A = (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 165.42 \text{ KN.m}$$

$$A = 342903.37 \text{ N.m}$$

$$B = 104929.20 \text{ N.m}$$

$B < A$; donc la section est partiellement comprimées

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = 0.16$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.22$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.36$$

$$A_l = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_s} = \frac{165.42 \times 10}{0.36 \times 348} = 13.20 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{\sigma_s} = 8.37 \text{ cm}^2$$

- $A_{s \text{ min RPA}} = 0,008 * b * a$. RPA (Art 7.4.2.1)
- $A_{s \text{ min BAEL}} = \min [4\text{cm}^2 / m * U ; 0.2 * B / 100]$. BAEL91

Avec :

U: Périmètre du poteau.

Poteaux	M(KN.m)	N(KN)	A_s (cm ²)	$A_{s \text{ min BAEL}}$ (cm ²)	$A_{s \text{ min RPA}}$ (cm ²)	$A_{s \text{ adop}}$ (cm ²)
45x45	24.98	1426.17	14.43	4.05	16.20	8HA14+4HA12 =16.83
35x35	18.53	696.84	7.67	2.45	9.80	4HA14+4HA12 =10.67
30x30	7.07	592.13	7.25	1.80	7.20	8HA12 =9.05

Tableau 5.6 : Résultats de ferrailage des poteaux

Vérification de ferrailage des poteaux :

➤ **Section d'armature selon l'RPA 99 V 2003 :**

- $A_{s \text{ min}} = 0,8\% * b * a$.

- $A_s \max = 4\% b * a \rightarrow$ En zone courante.
- $A_s \max = 6\% b * a \rightarrow$ En zone de recouvrement.

➤ **Section d'armature selon BAEL91 :**

- $A_{s \min} = 0,2 \times B / 100 .$
- $A_{s \max} = 5 \times B / 100$

Poteaux	$A_{s \min}$ BAEL (cm ²)	$A_{s \min}$ RPA (cm ²)	$A_{s \max}$ BAEL (cm ²)	$A_{s \max}$ RPA (cm ²)	$A_{s \text{ adop}}$ (cm ²)	OB
45x45	4.05	16.20	101.25	121.5	8HA14+4HA12 =16.83	vérifiée
35x35	2.45	9.80	61.25	73.5	4HA14+4HA12 =10.67	vérifiée
30x30	1.80	7.20	45	54	8HA12 =9.05	vérifiée

Tableau 5.7 : Résultats de vérification de ferrailage des poteaux

5-2-2-5- Vérification à l'E.L.U :

- **Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :**

- D'après le BAEL :

Fissuration non préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min(3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

Soit la poutre la plus sollicité : T= 42.13 KN

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = 0.23 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33\text{MPa}$**condition vérifiée.**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	T(KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	OB
45x45	42.13	0.23	3.33	vérifiée
35x35	20.21	0.19	3.33	vérifiée
30x30	8.70	0.096	3.33	vérifiée

Tableau 5.8 : Vérification selon BAEL91

- D'après l'RPA :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec } \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

• $\rho_d = 0,075$ si : $\lambda_g \geq 5$

• $\rho_d = 0,04$ si : $\lambda_g < 5$

Où : λ_g : L'élanement géométrique. $\lambda_g = l_f/a$.

$a = 45 \text{ cm}$, $l_f = 0,7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$

Donc : $\lambda_g = \frac{2.14}{0.45} = 4.75 < 5 \rightarrow \rho_d = 0.04$

$\bar{\tau}_u = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa}$condition vérifiée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	T(KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OB
45x45	42.13	0.23	1	vérifiée
35x35	20.21	0.19	1.875	vérifiée
30x30	8.70	0.096	1.875	vérifiée

Tableau 5.9 : Vérification selon RPA99v2003

5-2-2-6- Calcul des armatures transversales :

➤ **Choix du diamètre :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = 4.67 \text{ mm}$$

On adopte un cadre : HA8

➤ **Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min[15\phi_l; 40\text{cm}; a + 10]$$

$$S_t \leq \min[18; 40\text{cm}; 55]$$

Donc : $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Espacement des cadres d'après le RPA :**

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min[15\phi_l; 15] \text{ En Zone I et IIa.}$$

$$S_t \leq \min[18; 15]$$

Donc : $S_t = 10 \text{ cm}$.

Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_1 \quad \text{En Zone I et IIa.}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Donc : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_d \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul (Tmax).

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

S_t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

- $\rho_a = 2,5$ Si $\lambda_g \geq 5$.
- $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$.

➤ **Exemple de calcul : (45x45) cm² :**

Donc : $\rho_a = 3,75 \rightarrow A_t = 1.32 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 3\text{HA}8 = 1.50 \text{ cm}^2$

Section	T(KN)	λ_g	ρ_a	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_t \text{ adop (cm}^2\text{)}$
45x45	42.13	4.75	3.75	1.32	3HA8=1.50
35x35	20.21	6.11	2.5	0.54	2HA8=1.00
30x30	8.70	7.13	2.5	0.017	2HA8=1.00

Tableau 5.10 : Les armatures transversales des poteaux

➤ **Détermination de la zone de recouvrement :**

Selon RPA (Art 7.4.2.1) La longueur minimale de recouvrement est :

- $40\phi \rightarrow$ En zone IIa.

Section	45x45	35x35	30x30
$\phi_{\max} \text{ (mm)}$	14	14	12

40∅ (cm)	56	56	48
-----------------	----	----	----

Tableau 5.11 : Longueur de recouvrement

5-2-2-7- Vérification à l'E.L.S :

- Contrainte admissible de béton comprimé : $\sigma_{bc adm} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.
- Contrainte admissible d'acier tendu : $\sigma_{st adm} = 201.66 \text{ MPa}$

Section	N _{ser}	M _{ser}	σ_{bc}	$\sigma_{bc adm}$	σ_{st}	$\sigma_{st adm}$	OB
45x45	855.63	38.45	3.03	15	66.11	201.66	vérifiée
35x35	421.69	45.09	7.92	15	163.82	201.66	vérifiée
30x30	355.15	3.23	1.23	15	23.97	201.66	vérifiée

Tableau 5.12 : Vérification à L'ELS

5-2-2-8- Schéma de ferrailage :

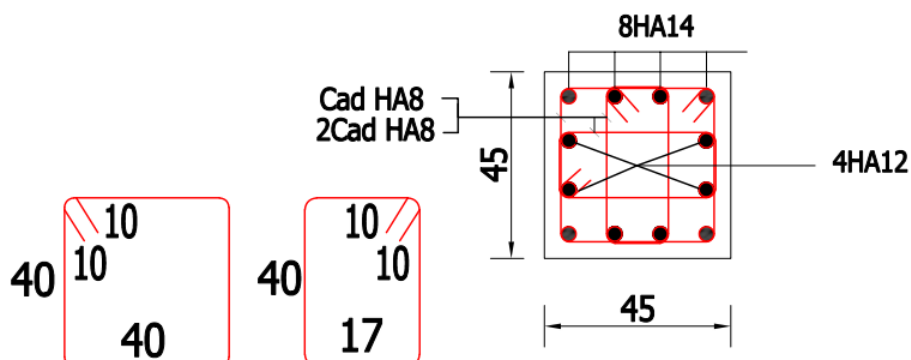


Figure 5.5: Schéma ferrailage Poteaux (45 x 45)

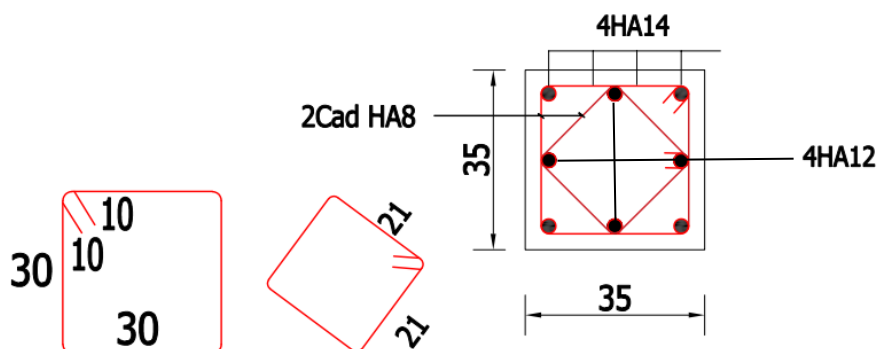


Figure 5.6: Schéma ferrailage Poteaux (35 x 35)

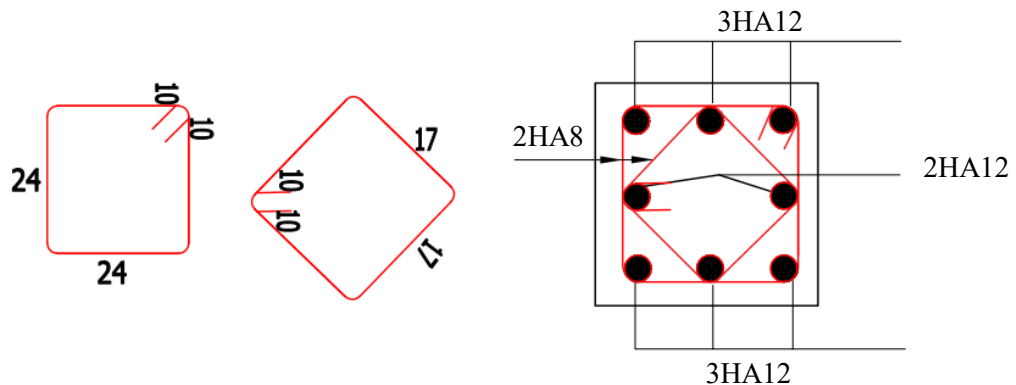


Figure 5.7: Schéma ferrailage Poteaux (30 x 30)

5-3- Ferrailage des Voiles :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

5-3-1- Les Recommandations du RPA99: (art 7.7.4 RPA99 /2003; P75)

➤ Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10)

➤ **Aciers horizontaux :**

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de $10\varnothing$.

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ **Règles communes :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq (1, 5 \times e ; 30 \text{ cm})$$

Avec :

- **e** : Epaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre \varnothing_t des épingles est :

- $\varnothing_t = 6 \text{ mm} \rightarrow$ Lorsque $\varnothing_v \leq 20 \text{ mm}$
- $\varnothing_t = 8 \text{ mm} \rightarrow$ Lorsque $\varnothing_v > 20 \text{ mm}$

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\varnothing$ Pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- $20\varnothing$ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

➤ **Calcul du ferrailage vertical :**

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$$d \leq \min [he/2 ; 2 \times l'/3]$$

Avec :

- **l'** : étant la largeur de la zone comprimée.
- **he**: étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

➤ **Etude des sections :**

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

- Section entièrement comprimée SEC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{I} y$$

Avec :

- **A** : Surface.
- **I** : Moment d'inertie.
- **M** : Moment de flexion.

➤ **Section partiellement comprimée SPC :**

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{I} y$$

Si :

- **M** > 0 → **σ_A** > 0 et **σ_B** < 0. Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer 'L_t' en utilisant les triangles semblables :

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{L - L_t}$$

$$\text{Où : } L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par : **T** = 0,50 × **σ_B** × **L_t** × **b**.

La section d'armature nécessaire est donnée par : $A_{\text{cal}} = T \times \frac{y_s}{f_e}$

Si : **M** < 0 → **σ_A** < 0 et **σ_B** > 0 :

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{L - L_t}$$

$$\text{Où : } L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B}$$

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par : **T** = 0,50 × **σ_A** × **L_t** × **b**.

La section d'armature nécessaire est donnée par : $A_{\text{cal}} = T \times \frac{y_s}{f_e}$

➤ **Section entièrement comprimée SEC :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression (σ_A , σ_B) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

$$A = 0,0015 \times L \times b.$$

➤ **Section entièrement tendue. SET :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction (σ_A , σ_B) :

- la longueur tendue est égal à « L »..... $L=L_t$.
- l'effort de traction est donnée par : $T = (3 \times \sigma_A + \sigma_B) \times \frac{L \times b}{2}$
- La section d'armatures nécessaire est donnée par :

$$A_{sc} = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

➤ **Espacement des armatures verticales :**

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm. Le schéma suivant représente les voiles qui existent :

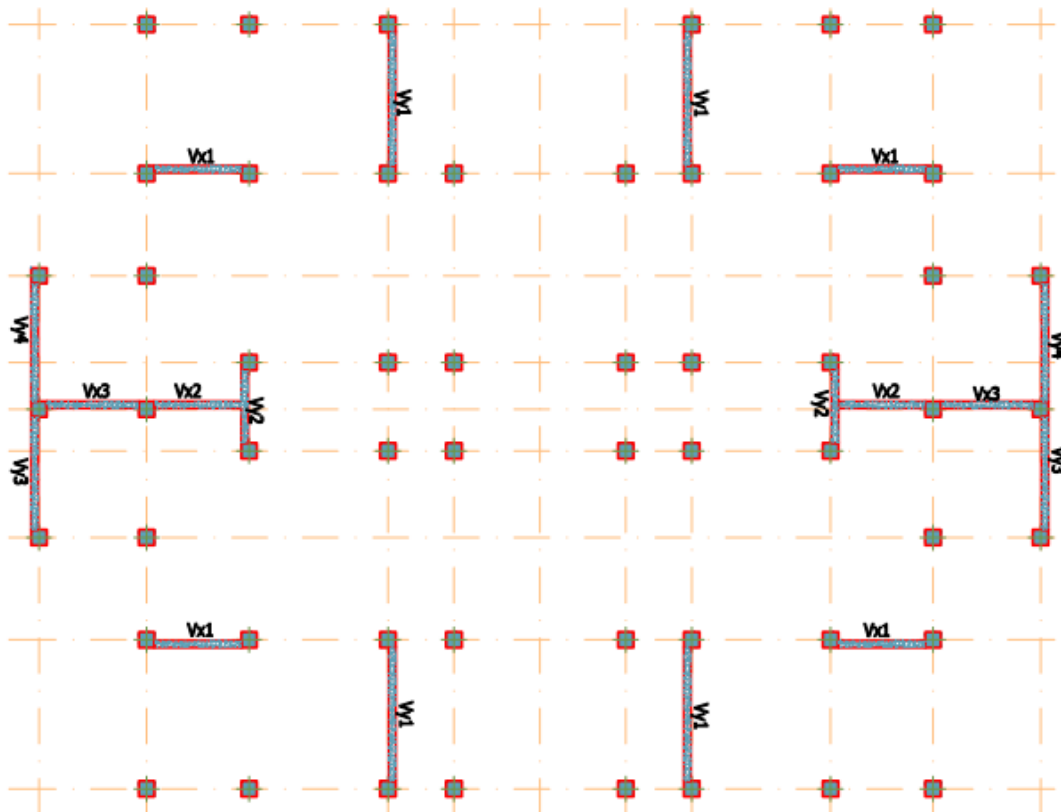


Figure 5.8: Schéma de la répartition des voiles

5-3-2- Calcul de Ferrailage des voiles :

5-3-2-1- voiles dans le sens X-X :

➤ Exemple de calcul (Voile Vx1) :

Les données utilisées sont les suivantes :

Dimension :

- $L = 2.5 \text{ m}$

- $b = 0.2 \text{ m}$

Caractéristique géométrique :

- $I = 0.26 \text{ m}^4$

- $A = 0.50 \text{ m}^2$

Les sollicitations sont :

- $N = 944.11 \text{ KN}$

- $M = 1781.12 \text{ KN.m}$

Les contraintes :

- $\sigma_A = 10451.32 \text{ KN/m}^2$

- $\sigma_B = -6674.84 \text{ KN/m}^2$

Les deux contraintes de signe opposés, alors **SPC** .

$$L_t = \frac{L \times \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = \frac{2.5 \times 6674.84}{10451.32 + 6674.84} = 0.97 \text{ m}$$

$$T = 0.50 \times \sigma_B \times L_t \times b = 647.46 \text{ KN}$$

$$A_{\text{cal}} = T \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 18.61 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1) : $A_{\text{RPA}} = 0.20\% b \times L_t$.

- b: Epaisseur du voile.
- L_t : Longueur de la section tendue.

Alors :

- $A_{\text{RPA}} = 0,20\% b * L_t = 4.84 \text{ cm}^2$
- $A_{\text{min RPA}} = 0,15\% b * L = 7.5 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{s adopté}} = \max [A_{\text{cal}} ; A_{\text{RPA}}] = 10.84 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul de l'espacement : d'après RPA :**

- En zone courante :

- $S_t \leq \min (1,5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow$ On choisit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- En zone d'about :

- $S_{\text{ta}} = 10 \text{ cm}$.

Les résultats de calcul des voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens X-X :

Voile	V1x	V2x	V3x
M (KN.m)	1781.12	1217.85	1820.01
N (KN)	944.11	454.24	831.49
L (m)	2.50	2.50	2.65
b (m)	0.20	0.20	0.20
I (m⁴)	0.26	0.26	0.31
A (m²)	0.50	0.50	0.53
Y (m)	1.25	1.25	1.325
σ_A (KN/m²)	10451.32	6763.53	9442.06
σ_B (KN/m²)	-6674.84	-4946.56	-6116.10

Nature de la section	SPC	SPC	SPC
L_t (m)	0.97	1.06	1.05
T (KN)	647.46	524.33	642.20
$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	18.61	15.07	18.46
A_{RPA} (cm ²)	4.84	4.24	3.20
$A_{\text{min RPA}}$ (cm ²)	7.50	7.50	7.95
A_s adopté	6HA14+9HA12	6HA14+9HA12	6HA14+10HA12
A_s adopté (cm ²)	19.41	19.41	20.54

Tableau 5.13 : Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile sens X-X

5-3-2-2- voiles dans le sens Y-Y :

Voile	V1y	V2y	V3y	V4y
M (KN.m)	2013.64	408.56	1971.41	2141.55
N (KN)	200.95	1790.42	210.06	461.21
L (m)	3.85	2.10	3.25	3.40
b (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
I (m ⁴)	0.95	0.15	0.57	0.65
A (m ²)	0.77	0.42	0.65	0.68
Y (m)	1.925	1.05	1.625	1.70
σ_A (KN/m ²)	4341.24	7122.82	5943.42	6279.23
σ_B (KN/m ²)	-3819.30	1402.98	-5297.08	-4922.73
Nature de la section	SPC	SEC	SPC	SPC
L_t (m)	1.80	0	1.53	1.49
T (KN)	687.47	0	810.45	733.49
$A_{s\text{ cal}}$ (cm ²)	19.76	0	23.30	21.08
A_{RPA} (cm ²)	7.20	0	6.12	5.96

A_{min RPA} (cm²)	11.55	3	9.75	10.20
A_s adopté	10HA14+14HA12	5HA12	8HA14+12HA12	10HA14+12HA12
A_s adopté (cm²)	31.22	5.65	25.88	28.96

Tableau 5.14 : Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile sens Y-Y

➤ **Vérification de la résistance au cisaillement :**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

• **Selon RPA (art 7.7.2) :**

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = \frac{1.4 \times V}{b_0 \times 0.9 \times L} \leq \tau_{adm} = 0.20 \times f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Avec :

- V: Effort tranchant.
- b₀: Épaisseur du voile.
- L: Longueur du voile.

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Sens X-X

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voile	V(KN)	b(m)	L(m)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$
V1x	141.03	0.20	2.50	0.44	5	vérifiée
V2x	527.32	0.20	2.50	1.64	5	vérifiée
V3x	282.46	0.20	2.65	0.83	5	vérifiée

Tableau 5.15 : vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X

Sens Y-Y :

Voile	V(KN)	b(m)	L(m)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$
V1y	328.87	0.20	3.85	0.66	5	vérifiée
V2y	195.89	0.20	2.10	0.73	5	vérifiée

V3y	375.56	0.20	3.25	0.90	5	vérifiée
V4y	387.34	0.20	3.40	0.88	5	vérifiée

Tableau 5.16 : vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y

Calcul de ferrailage horizontal :

Ces armatures sont parallèles aux forces du refend et sont destinées à prendre l’effort tranchant, elles sont disposées en deux nappes à l’extérieur des armatures verticales et empêchant le flambement de celle-ci.

La section des armateurs est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_t j \times k}{0.9 \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right) \times (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

- $\alpha \leq 90^\circ$.

- $S_t = 20\text{cm}$

- $K = 1 - 10 \times \frac{N_u}{B \times f_{c28}} = 0.24$

$A_{t\text{BAEL}} \geq 3.2 \times 10^{-5} \text{m}^2 = 0.32 \text{cm}^2$

• **Selon le RPA :**

Pour une bande de 1ml

$A_{\text{min RPA}} = 0,15\% \ b \ * \ L = 3 \text{cm}^2$

$A_t = \max (A_{t\text{BAEL}}; A_{t\text{RPA}}) = \max (0.32; 3) = 3 \text{cm}^2$

On prend $A_t = A_{\text{min RPA}} = 3 \text{cm}^2$

Donc un adopte un ferrailage horizontal en **HA10** avec un espacement de **20cm** soit une section d'acier de **7.80 cm²**

Sens X-X

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voile	$\tau_u(\text{MPa})$	$S_t(\text{m})$	$b(\text{m})$	A_t BAEL(cm^2)	A_t RPA(cm^2)	A_t adop
V1x	0.44	0.20	0.20	0.32	7.5	HA10
V2x	1.64	0.20	0.20	1.41	7.5	HA10
V3x	0.83	0.20	0.20	0.33	7.95	HA10

Tableau 5.17 : Ferrailage horizontal des voiles sens X-X

Sens Y-Y

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Voile	τ_u (MPa)	St(m)	b(m)	A_t BAEL(cm ²)	A_t RPA(cm ²)	A_t adop
V1y	328.87	0.20	0.20	0.36	11.55	HA10
V2y	195.89	0.20	0.20	0.11	6.30	HA10
V3y	375.56	0.20	0.20	0.40	9.75	HA10
V4y	387.34	0.20	0.20	0.41	10.20	HA10

Tableau 5.18 : Ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y

5-3-3- Schéma de ferrailage des voiles :

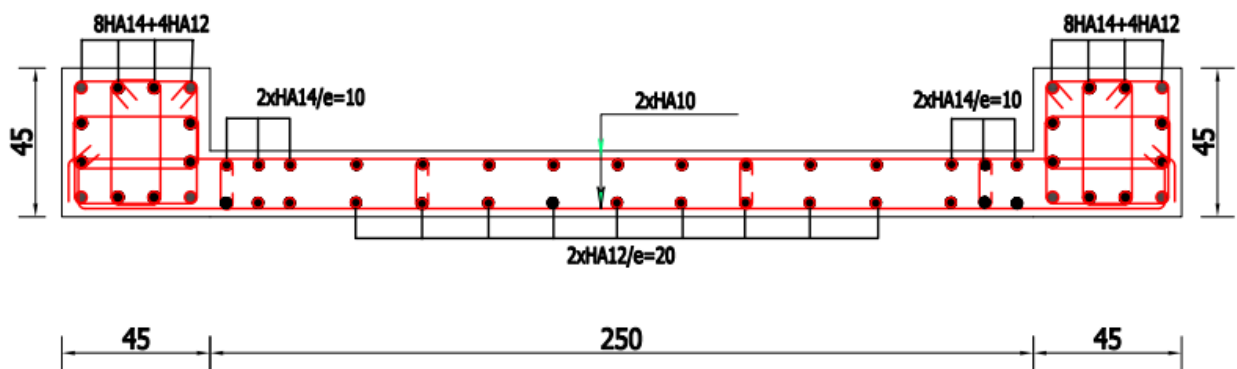


Figure 5.9: Ferrailage du voile V1x

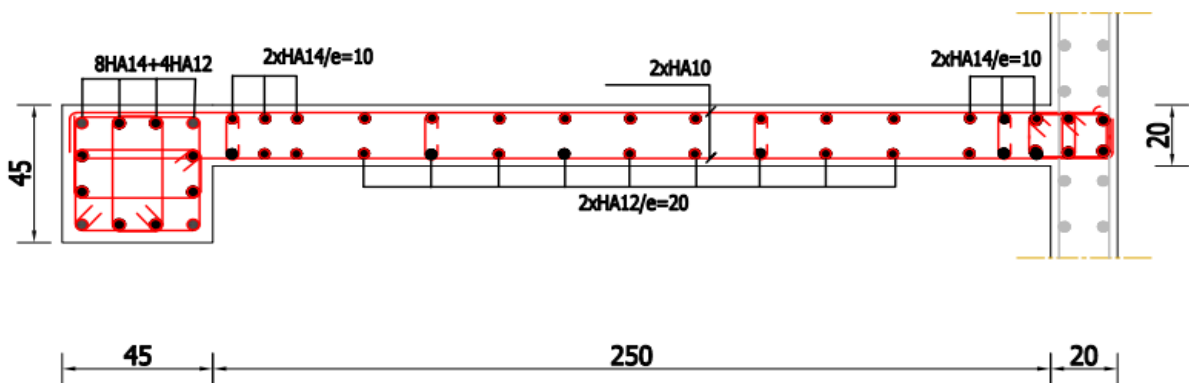


Figure 5.10: Ferrailage du voile V2x

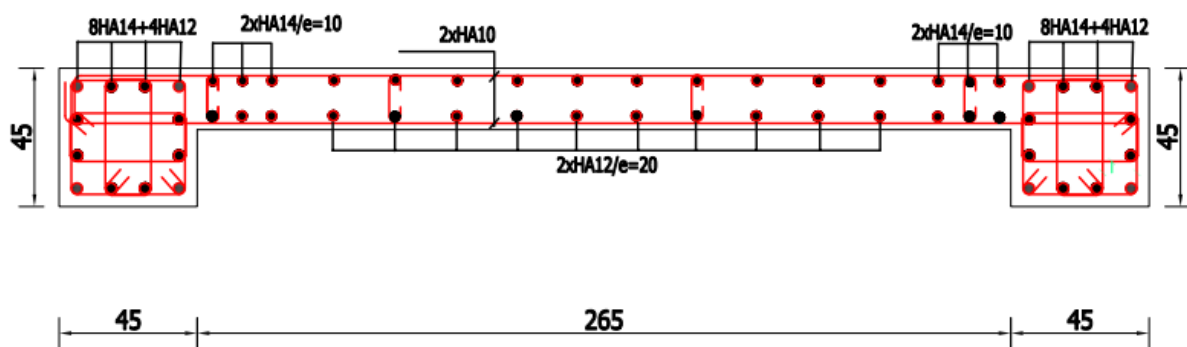


Figure 5.11: Ferrailage du voile V3x

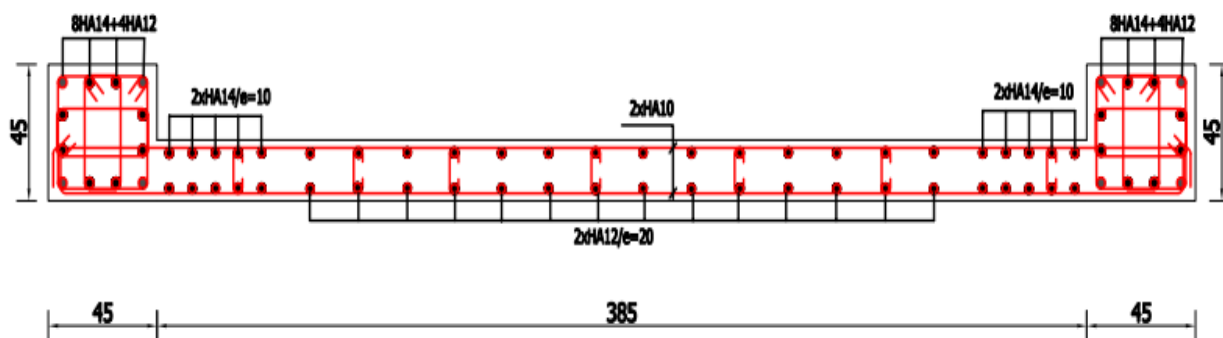


Figure 5.12: Ferrailage du voile V1y

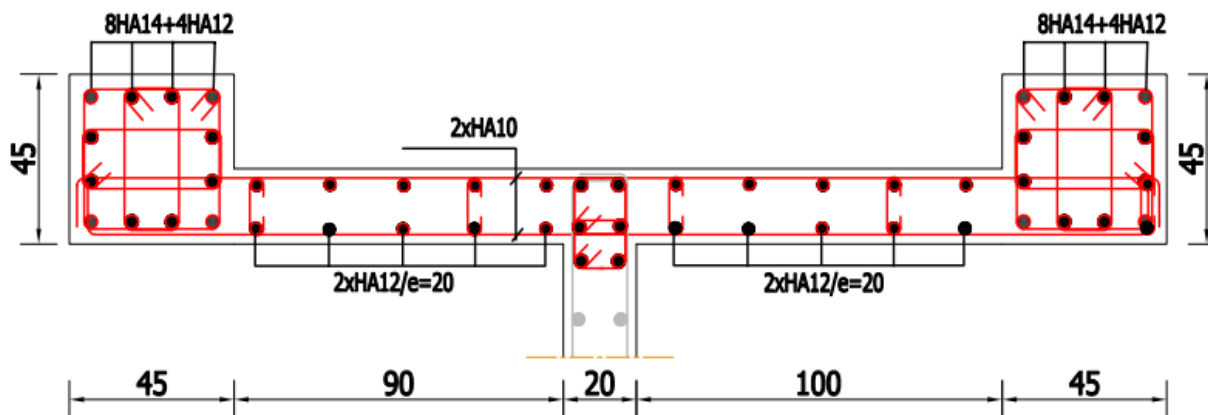


Figure 5.13: Ferrailage du voile V2y

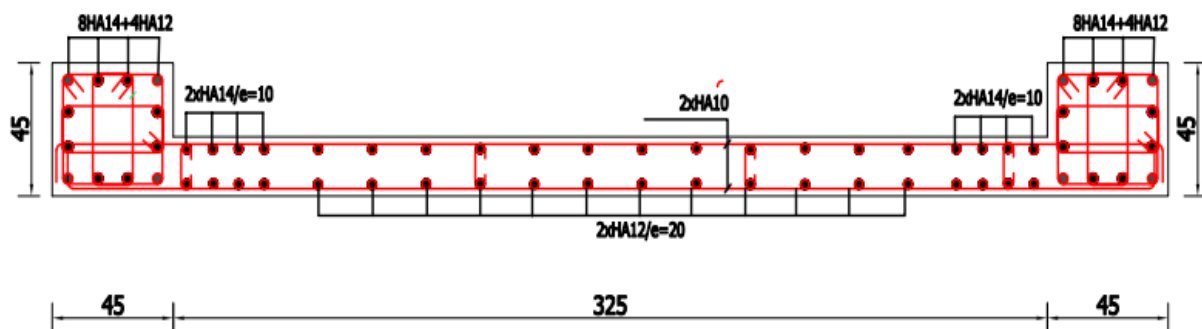


Figure 5.14: Ferrailage du voile V3y

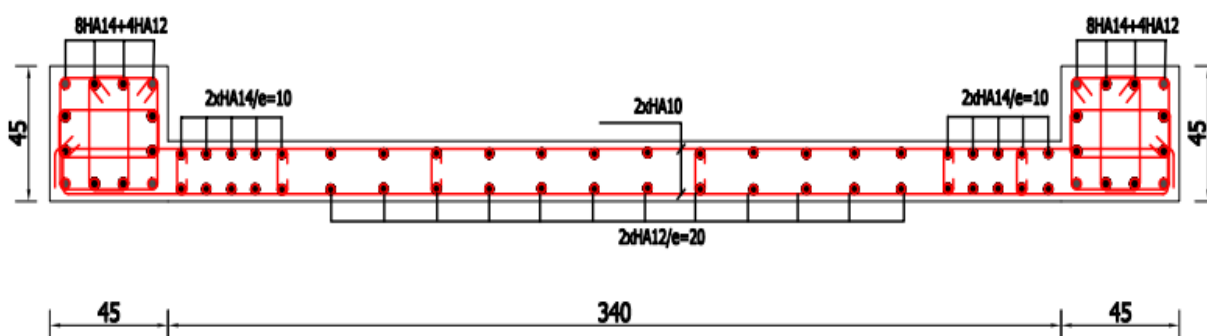


Figure 5.15: Ferrailage du voile V4y

CHAPITRE 6

ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE 6: Etude De L'infrastructure

6-1- Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...). Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

6-2- Différents types des fondations :

- Fondation superficielle (semelles isolées, filantes, radiers) .
- Semi profondes (Les puits) .
- Profondes (les pieux) .
- Les fondations spéciales (Les parois moulées et les cuvelages).

6-3- Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Avec une capacité portante du sol égale à 2 bars et le bon sol situé à une distance 1.5 m de profondeur, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelles filantes.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux, et semelles filantes sous mur (voile) Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment
- ($S_{\text{semelles}} / S_{\text{bâtiment}} < 50\%$).

Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :

6-3-1- Semelle isole :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec : $N_{\text{ser}} = G + Q$

$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/ m}^2$.

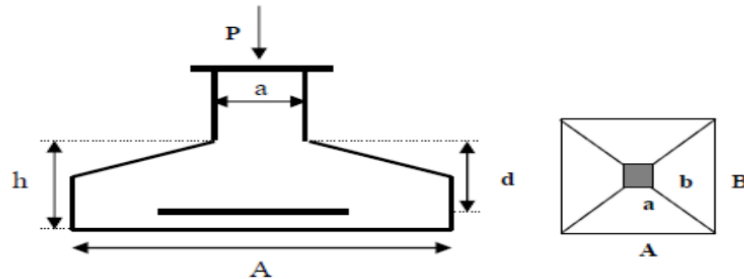


Figure 6.1: semelle isolée

6-3-1-1- Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :

S_{bat} : Surface total du bâtiment =533.60 m²

Les surfaces des semelles : d'après l'ROBOT.

Poteaux	N _{ser}	S=N/ σ _{sol}	Poteaux	N _{ser}	S=N/ σ _{sol}	Poteaux	N _{ser}	S=N/ σ _{sol}
1	407.50	2.04	21	238.37	1.19	41	268.97	1.34
2	708.00	3.54	22	265.41	1.33	42	854.67	4.27
3	708.00	3.54	23	355.15	1.78	43	854.68	4.27
4	449.78	2.25	24	323.05	1.65	44	270.93	1.35
5	707.87	3.54	25	829.66	4.15	45	634.74	3.17
6	718.89	3.59	26	273.18	1.37	46	670.81	3.35
7	475.41	2.38	27	333.14	1.67	47	435.87	2.18
8	709.23	3.55	28	333.58	1.67	48	846.05	4.23
9	407.28	2.04	29	272.48	1.36	49	845.23	4.23
10	634.21	3.17	30	421.76	2.11	50	435.50	2.18
11	671.38	3.36	31	605.84	3.03	51	671.86	3.36
12	521.90	2.61	32	778.31	3.89	52	633.77	3.17
13	747.17	3.74	33	743.60	3.72	53	357.95	1.79
14	304.49	1.52	34	421.20	2.11	54	706.53	3.53
15	552.10	2.76	35	416.05	2.08	55	406.94	2.03
16	671.18	3.36	36	419.11	2.10	56	407.11	2.04
17	633.78	3.17	37	834.28	4.17	57	706.07	3.53
18	270.91	1.35	38	855.63	4.28	58	357.50	1.79

19	829.84	4.15	39	754.60	3.77			
20	267.81	1.34	40	418.91	2.09			
Total		57	Total		49.52	Total		51.81

Tableau 6.1 : les surfaces des semelles revenant à chaque poteau

6-3-2- Semelles filantes :

Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

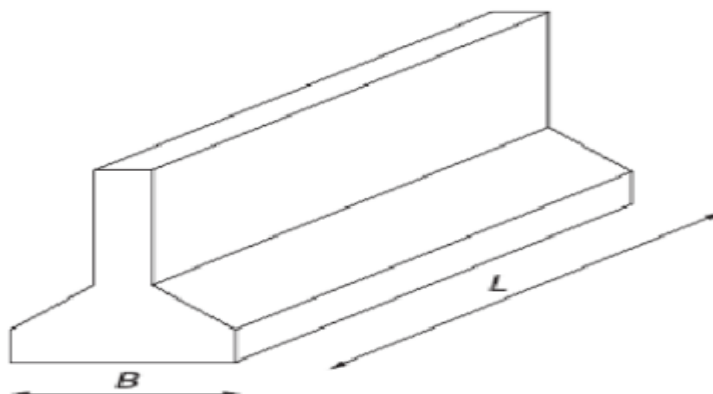


Figure 6.2: semelle filantes

6-3-2-1- La surface des semelles filantes des voiles d'après ROBOT :

Voile		N_{ser}	$S=N/\sigma_{sol}$
Sens X-X	V1	1580.61	7.90
	V2	1834.88	10.19
	V3	1580.65	8.78
	V4	1835.00	10.19
	V5	2082.52	11.57
	V6	1833.84	10.19
	V7	1973.74	10.97
	V8	1834.76	10.19
Sens Y-Y	V1	992.05	5.51
	V2	1038.62	5.77
	V3	906.92	5.04
	V4	946.53	5.26
	V5	998.95	5.55
	V6	1036.17	5.76

	V7	909.56	5.05
	V8	983.26	5.46
	V9	617.45	3.43
	V10	559.23	3.11
Total			129.93

Tableau 6.2: les surfaces des semelles revenant à chaque voile

$S_{\text{semelles Tot}} = S_{\text{poteaux}} + S_{\text{voiles}} = 288.26 \text{ m}^2$

$S_{\text{semelles Tot}} = 288.26 \text{ m}^2$

Le rapport de surface des semelles à celui du bâtiment est :

$$R = \frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{288.26}{533.60} = 54 \%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation.

6-4- Radier général :

6-4-1- Introduction :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames). On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

→ Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs et les poteaux de l'ossature, ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction du sol.

6-4-2- Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier (h_r) doit vérifier les conditions suivantes :

➤ L'épaisseur du radier :

a) Condition forfaitaire :

Il faut respecter la condition suivante $40 \text{ cm} \leq h_r \leq 1 \text{ m}$.

$$h \geq L_{\text{max}}/20 \quad (\text{DTR BC 2331})$$

Telle que : $L_{\text{max}} = 5 \text{ m} \rightarrow h_r \geq 25 \text{ cm}$.

On prend : $h_r = 60 \text{ cm}$.

➤ **Nervure :**

- **La hauteur de la nervure :**

a) Condition forfaitaire :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

- L_{\max} : la longueur maximale entre axes des poteaux.
- $L_{\max} = 5 \text{ m}$ D'où : $h_n \geq 50 \text{ cm}$.

Il faut respecter la condition suivante $0,5 \text{ m} \leq h_n \leq 1,5 \text{ m}$.

b) Condition de la longueur élastique :

$$L_e \geq \frac{2 \times L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

- **K** : La raideur moyenne du sol $K = 40000 \text{ KN m}^3$.
- **E**: Le module d'élasticité longitudinal du béton $E = 3,21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

On obtient :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} = 72.67 \text{ cm}$$

On adopte : $h_n = 1.2 \text{ m}$ et $b = 45 \text{ cm}$.

➤ **Le choix final :**

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de **$h_r = 60 \text{ cm}$** , avec des nervures d'une hauteur **$h_n = 1.2 \text{ m}$** . Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

c) Condition de résistance au cisaillement :

D'après le pratique BAEL 91 Art 3.2.1 p180, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :

- **Vu** : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU. $V_u = q_u \times l_{\max} / 2$

- **Nu** : L'effort normal a la base, $N_u = 61336.80 \text{ KN}$

D'où :

$$q_u = \frac{N_u \times 1ml}{S_{rad}} = \frac{61336.80 \times 1}{533.6} = 114.95 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{114.95 \times 5}{2} = 287.38 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{287.38 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.9 \times 1.2} = 0.59 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Calcul du D (débordement) :**

$$D \geq \max \left\{ \frac{h_r}{2}; 30\text{cm} \right\} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Soit } D = 40 \text{ cm}$$

$$S_{rad} = S_{bat} + D \times 2(L_x + L_y) = 575.04 \text{ m}^2$$

Alors la surface du radier est : $S_{rad} = 575.04 \text{ m}^2$

➤ **Vérification du poinçonnement :**

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Dans notre cas on a pas besoin de vérifier le poinçonnement à cause de la présence des nervures.

6-4-3- Caractéristiques géométriques du radier :

Les Caractéristiques géométriques du radier est :

$$I_x = 22734.07 \text{ m}^4$$

$$I_y = 43645.58 \text{ m}^4$$

$$X_G = 14.42 \text{ m}$$

$$Y_G = 10.49 \text{ m}$$

➤ **Vérification de la stabilité du radier :**

a) Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Donc il faut vérifier :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_t}{S_{rad}}$$

Avec :

$$N_t = G_{bat} + Q_{bat} + G_{rad}$$

$$N_t = 74676.80 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \Rightarrow \frac{74676.8}{575.04} = 129.86 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \sigma_{sol} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Vérification de la stabilité au renversement :

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes : Accidentelles :

0. 8 G ± E :

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = M/ N \leq L/4$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison **0. 8G ± EX** :

Combinaison	N(KN)	M(KN)	e(m)	L/4(m)	Vérification
0.8G ±E_X	27120.05	70316.27	2.59	7.33	Vérifiée
0.8G ±E_Y	23777.75	69848.73	2.94	5.63	Vérifiée

Tableau 6.3: Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison 0,8G± E

Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

c) Vérification soulèvement sous (0.8G±E) :

Les résultats seront affichés dans le tableau suivant :

➤ **Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

La contrainte moyenne est : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + M \times \frac{V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - M \times \frac{V}{I}$$

On a : $I_X = 22734.07 \text{ m}^4$ $I_Y = 43645.58 \text{ m}^4$

	Sens-X	Sens-Y
M (KN.m)	70316.27	69848.73
N (KN)	27120.05	23777.75
σ₁	79.61	64.43
σ₂	14.72	18.27
σ_m	63.39	52.89

Tableau 6.4: Calcul des contraintes

$\sigma_m < \sigma_{adm} = 200 \text{ KN/m}^2$, Donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

6-4-4- Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité à la flexion simple. Le calcul se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et On adoptera le même ferrailage pour les autres.

$$L_x = 4 \text{ m et } L_y = 4.30 \text{ m}$$

Soit G_0 : le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.60 = 15 \text{ KN/m}^2.$$

Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{61336.8}{575.04} + 1.35 \times 15 = 126.92 \frac{KN}{m^2}$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_u = \frac{36558.01}{575.04} + 15 = 78.57 \frac{KN}{m^2}$$

Avec N_u est l'effort normal ramené par la superstructure, et G_0 le poids propre du radier.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4.3} = 0.93$$

Les panneaux travaillent dans les deux sens avec les moments de flexion suivants :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \end{cases}$$

ELU:

Panneau	L _x (m)	L _y (m)	α	q _u (KN)	μ_x	μ_y	M _{0x} (KN.m)	M _{0y} (KN.m)
4x4.30	4	4.3	0.93	126.92	0.0428	0.8450	86.91	73.44

Tableau 6.5: Les sollicitation à l'ELU

ELS:

Panneau	L _x (m)	L _y (m)	α	q _{ser} (KN)	μ_x	μ_y	M _{0x} (KN.m)	M _{0y} (KN.m)
4x4.30	4	4.3	0.93	78.58	0.05	0.8939	62.86	56.20

Tableau 6.6: Les sollicitation à l'ELS

❖ **Calcul des sections d'armatures :**

Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75 \cdot M_x$; $M_{ty} = 0,75 \cdot M_y$).

Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,50 \cdot M_x$; $M_{ay} = 0,50 \cdot M_y$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

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

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$S_t \leq \min(3h_0, 33\text{cm})$$

$$S_{ta} \leq 33 \text{ cm}$$

ELU	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_U (KN.m)	43.46	65.18	36.72	55.08
b (m)	1	1	1	1
h (m)	0.60	0.60	0.60	0.60
d (m)	0.54	0.54	0.54	0.54
f_{bc} (MPa)	14.2	14.2	14.2	14.2
σ_s (MPa)	348	348	348	348
μ_{bu}	0.01	0.016	0.009	0.013
α	0.0125	0.02	0.011	0.016
Z (cm)	53.73	53.57	53.76	53.65
A_s (cm²)	2.32	3.50	1.96	2.95
A_{min} (cm²)	6.52	6.52	6.52	6.52
Choix des barres	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
A_{s adop} (cm²)	7.67	7.67	7.67	7.67
S_t (cm)	20	20	20	20
S_{t Max} (cm)	33	33	33	33
S_t ≤ S_{t Max}	cv	cv	cv	cv

Tableau 6.7: Calcul de ferrailage de la dalle radier à l'ELU

✓ **Vérifications à l'ELS :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0.$$

➤ **Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I) :**

$$I = by^3 / 3 + nAs(d - y)^2 \dots\dots\dots\text{BAEL 91.}$$

➤ **Contrainte du béton à la compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\max}}{I} y$$

➤ Vérification des contraintes des armatures tendues :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \eta$$

ELS	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{ser} (KN.m)	31.43	47.15	28.10	42.15
h (m)	0.60	0.60	0.60	0.60
d(m)	0.54	0.54	0.54	0.54
y(cm)	10.05	10.05	10.05	10.05
I(cm⁴)	256066.71	256066.71	256066.71	256066.71
σ_{bc} (MPa)	1.23	1.85	1.10	1.65
σ_{st} (MPa)	80.91	121.39	72.10	108.52
σ_{bc adm} (MPa)	15	15	15	15
σ_{st adm} (MPa)	201.6	201.6	201.6	201.6
σ_{bc} ≤ σ_{bc adm}	cv	cv	cv	cv
σ_{st} ≤ σ_{st adm}	cv	cv	cv	cv

Tableau 6.8: Vérification des contraintes à l'ELS

❖ Schéma de ferrailage :

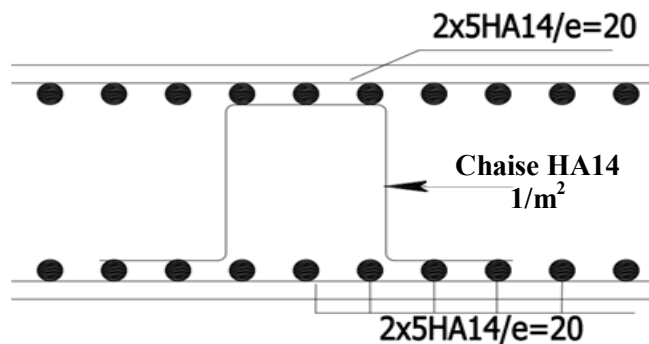


Figure 6.3: Ferrailage de la dalle du radier (travée + appuie)

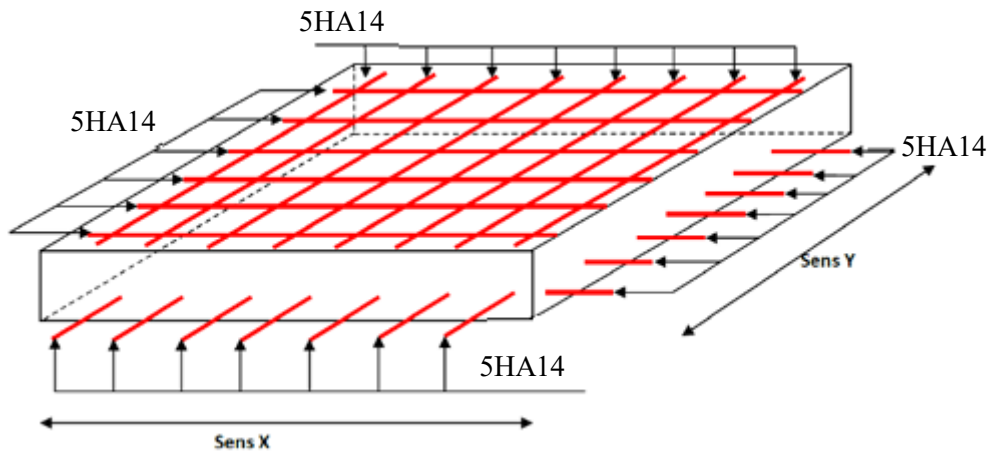


Figure 6.4: Ferrailage du radier

6-5- Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 40 \text{ cm}$, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec : $h = 0.60 \text{ m}$ et $d = 54 \text{ cm}$.

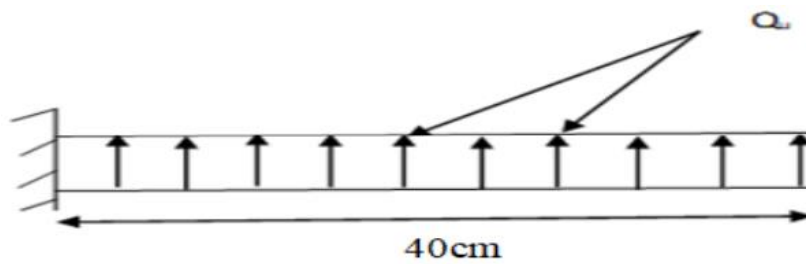


Figure 6.5: Schéma du débord

Le ferrailage sera fait en flexion simple et en Fissuration préjudiciable

ELU :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{114.95 \times 0.4^2}{2} = 9.20 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_s (cm ²)	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)	Choix des barres
9.20	0.002	0.0025	0.539	0.50	6.52	5HA 14

Tableau 6.9: Ferrailage de débord de radier à l'ELU

❖ **Condition de non-fragilité:**

$$A_{s \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \text{adop}} > A_{s \min} = 6.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 4HA8 = 2.01 cm²

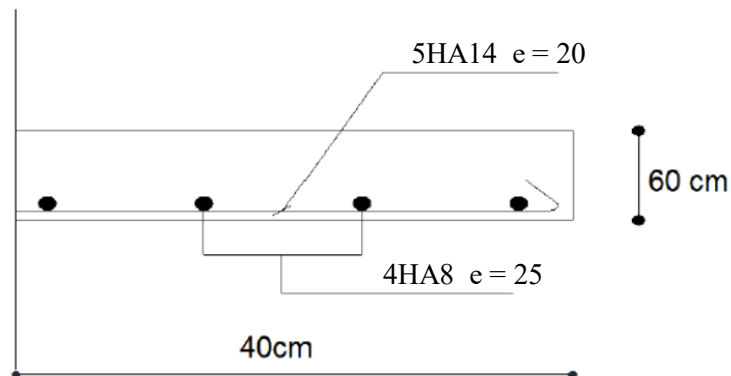


Figure 6.6: Schéma de ferrailage débordement

6-6- Calcul des nervures :

Les nervures sont calculées comme une poutre renversée en flexion simple en fonction des sollicitations déduites du logiciel Robot.

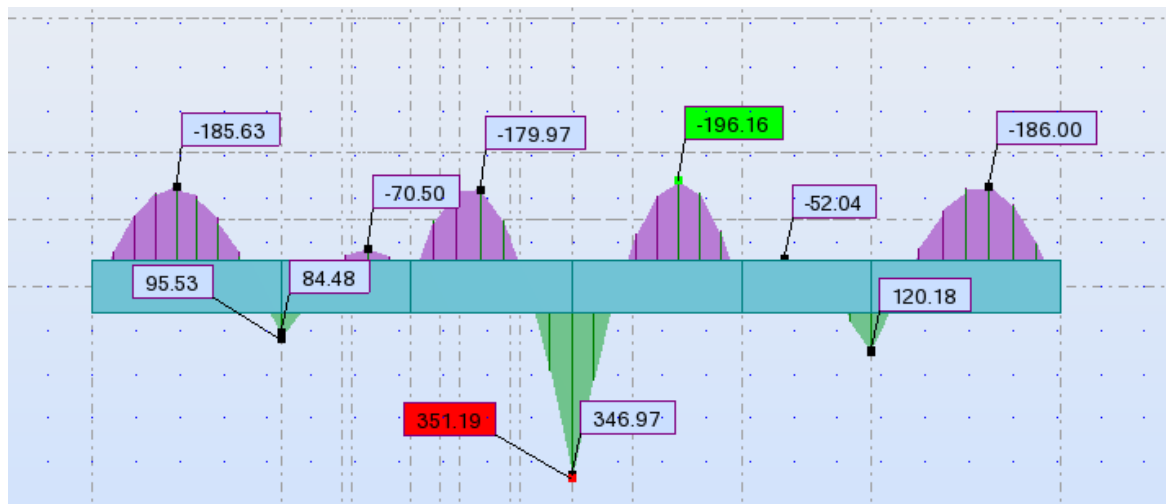


Figure 6.7: Moment des nervures sens X-X

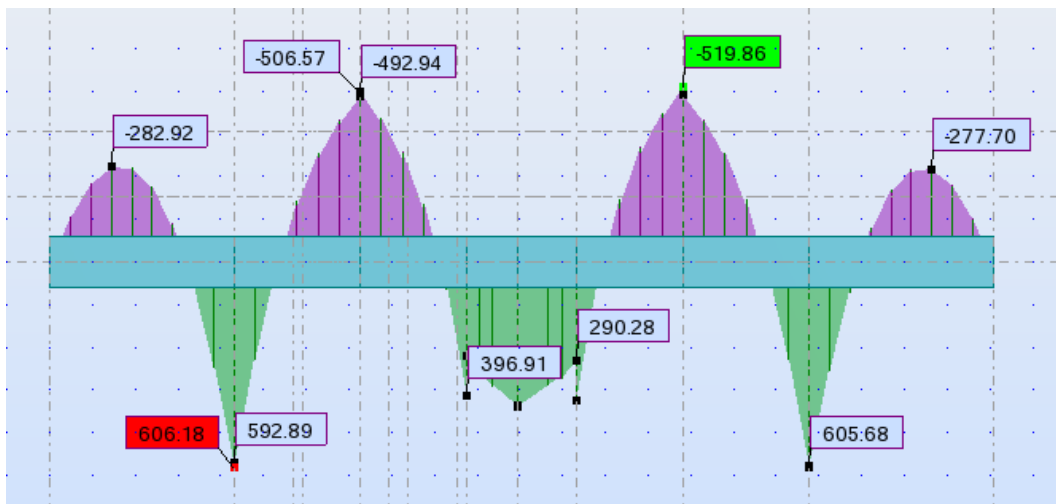


Figure 6.8: Moment des nervures sens Y-Y

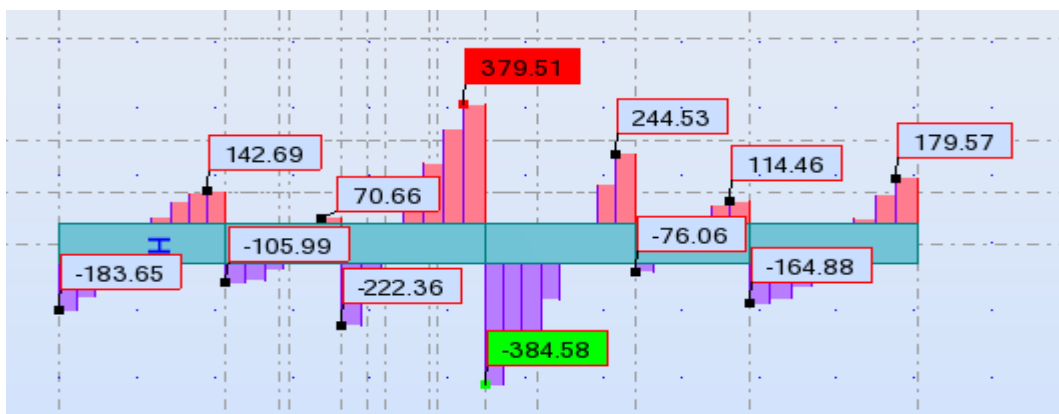


Figure 6.9: L'efforts tranchants des nervures sens X-X

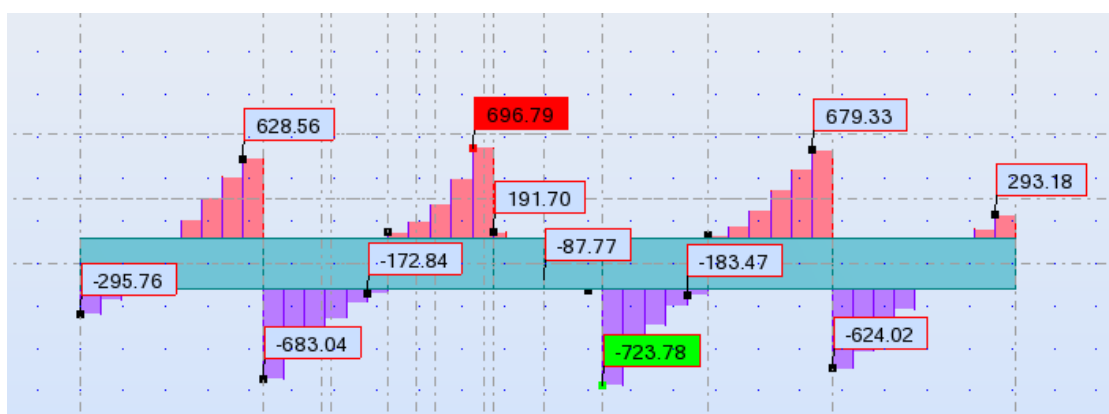


Figure 6.10: L'efforts tranchants des nervures sens Y-Y

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Travée	Appui	Travée	Appui
M_U (KN.m)	-196.16	351.19	-519.86	606.18
T_{max} (KN)	379.51		696.79	

Tableau 6.10: Les efforts internes dans les nervures à l'ELU

6-6-1 Calcul des Armatures :

❖ **Armatures longitudinales :**

ELU	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_U (KN.m)	351.19	-196.16	606.18	-519.86
b (cm)	45	45	45	45
h (m)	1.20	1.20	1.20	1.20
d (m)	1.08	1.08	1.08	1.08
f_{bc} (MPa)	14.2	14.2	14.2	14.2
σ_s (MPa)	348	348	348	348
μ_{bu}	0.047	0.026	0.081	0.07
α	0.06	0.033	0.11	0.091
Z (cm)	105.41	107.13	107.42	107.31
A_s (cm ²)	9.57	5.26	16.22	13.92
A_{min} (cm ²)	6.52	6.52	6.52	6.52
Choix des barres	8HA16	6HA16	10HA16	8HA16
$A_{s\text{adop}}$ (cm ²)	16.08	12.06	20.1	16.08

Tableau 6.11: Ferrailage des nervures suivant les deux sens.

Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{696.79 \times 10^3}{450 \times 1200} = 1.29 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$$

➤ **Les armatures de peau :**

Les armatures de peau calculer par :

$$A_p = 0.1\%b_xh$$

$$A_p = 0.1\% \times 45 \times 120 = 5.40 \text{ cm}^2$$

On adopte au milieu de la section de nervure : 4HA14

➤ **Les armatures transversales :**

Espacement :

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min(30 ; 19.20) = 10 \text{ cm.}$$

● **Diamètre des armatures transversal :**

❖ **C.B.A :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 45 \times 10}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

❖ **RPA :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte 4 cadres de Ø8.

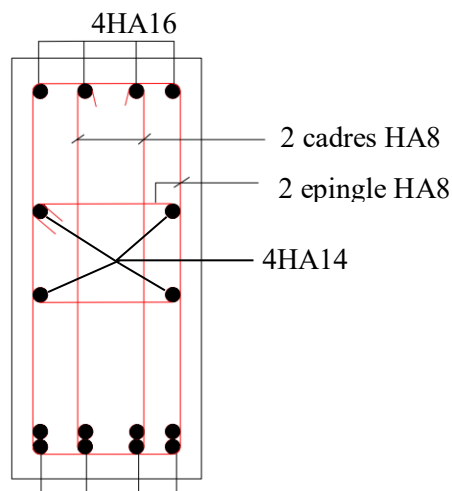
Alors : Donc on choisit :

- Dans les zones courantes : $S_t = 15 \text{ cm.}$

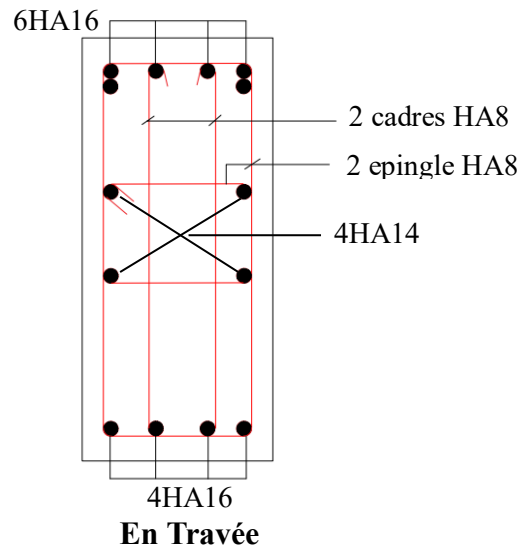
- Dans les zones nodales : $S_t = 10 \text{ cm.}$

➤ **Schéma de ferrailage :**

Sens XX :



En Appui



Sens YY :

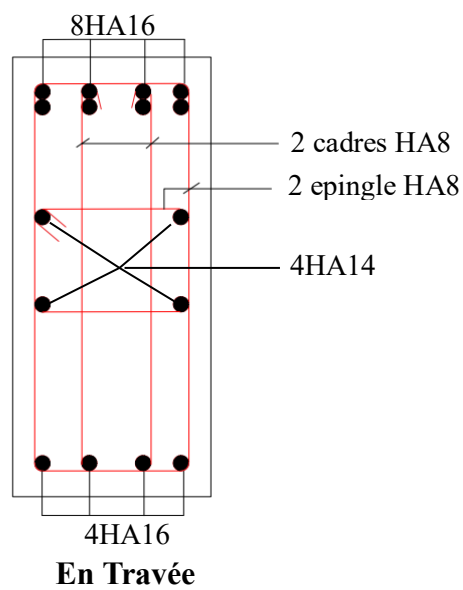
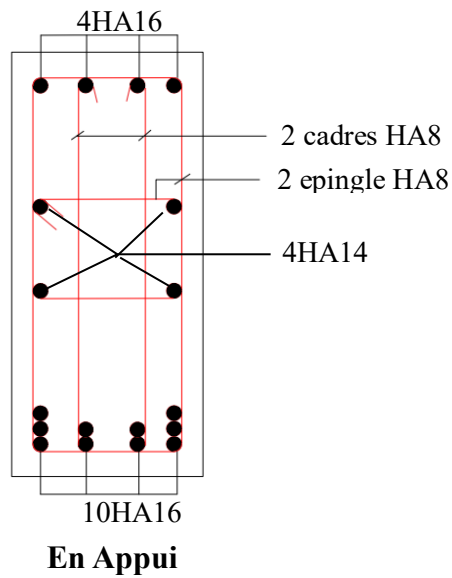


Figure 6.11: Schéma de ferrailage des nervures dans les deux sens

6-7- voile périphérique :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

On adopte $e = 20$ cm, la hauteur du voile périphérique = 1.50 m et on fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

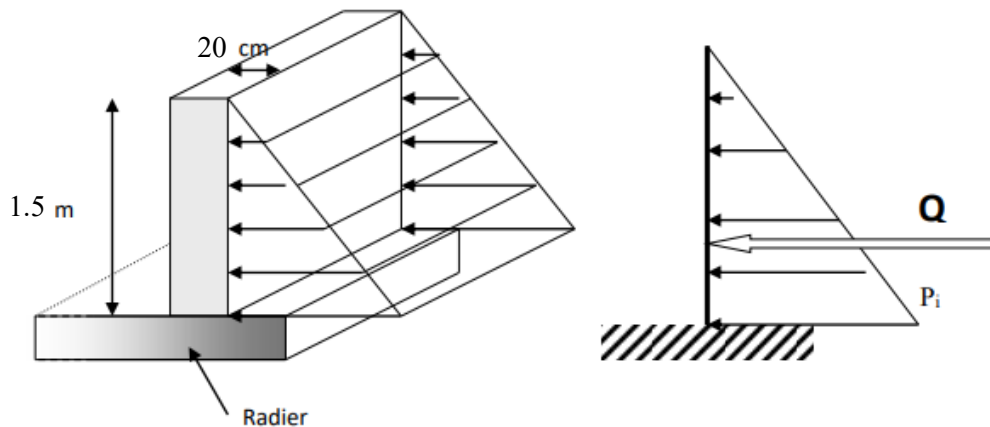


Figure 6.12 : Schéma statique de voile périphérique

- Q : surcharge d'exploitation = 5 kN/m^2 ;
- γ : poids volumique de la terre = 18 kN/m^3 ;
- Φ : angle de frottement interne du sol = 35° ;
- K_a : coefficient de poussée des terres : $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\Phi}{2}\right)$

6-7-1- Calcul des charges :

- **Poussée des terres :**

$$P_1 = 0.5 \times K_a \times \gamma \times h^2 = 0.5 \times 0.271 \times 18 \times 1.5^2 = 5.49 \text{ KN/ml}$$

- **Poussée supplémentaire due à la surcharge :**

$$P_2 = K_a \times q \times h = 0.271 \times 5 \times 1.5 = 2.03 \text{ KN/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

- la charge pondérée :

$$Q = 1.35P_1 + 1.5P_2 = 10.45 \text{ KN/ml}$$

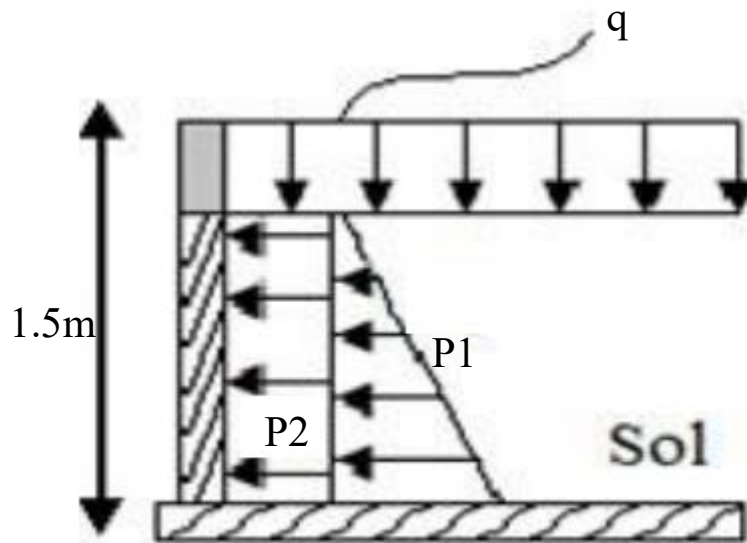


Figure 6.13 : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.

6-7-2- Calcul des sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.42 > 0.4$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1075 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_{0X} = \mu_x \times qu \times l_x^2 = 0.1075 \times 10.45 \times (1.5)^2 = 2.60 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_{0Y} = M_{0X} = 0.25 \times 10.45 = 0.65 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments :

$$\text{Sens x} : M_t = 0.85 * M_{0X} = 2.21 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.40 * M_{0X} = 1.04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y} : M_t = 0.85 * M_{0Y} = 0.55 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.40 * M_{0Y} = 0.26 \text{ KN.m}$$

6-7-3- Calcul du ferrailage :

Sens x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0048$$

$$\alpha = 0.006$$

$$Z = 17.95 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \times \sigma_s} = 3.53 \text{ cm}^2$$

Sens y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0012$$

$$\alpha = 0.0015$$

$$Z = 17.98 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{Z \times \sigma_s} = 0.12 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

• **Sens L_X :**

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{Y \min} = 0.1\% \times b \times h = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adop}} = \max (A_s ; A_{X \min}) = 3.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{5HA12} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sens L_Y :**

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{Y \min} = 0.1\% \times b \times h = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adop}} = \max (A_s ; A_{Y \min}) = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{5HA10} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_x + l_y} = 8.32 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot l_x}{3} = 5.23 \text{ KN}$$

$$T_U = \max (T_x ; T_y) = 8.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 0.046 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ Schémas de ferrailage :

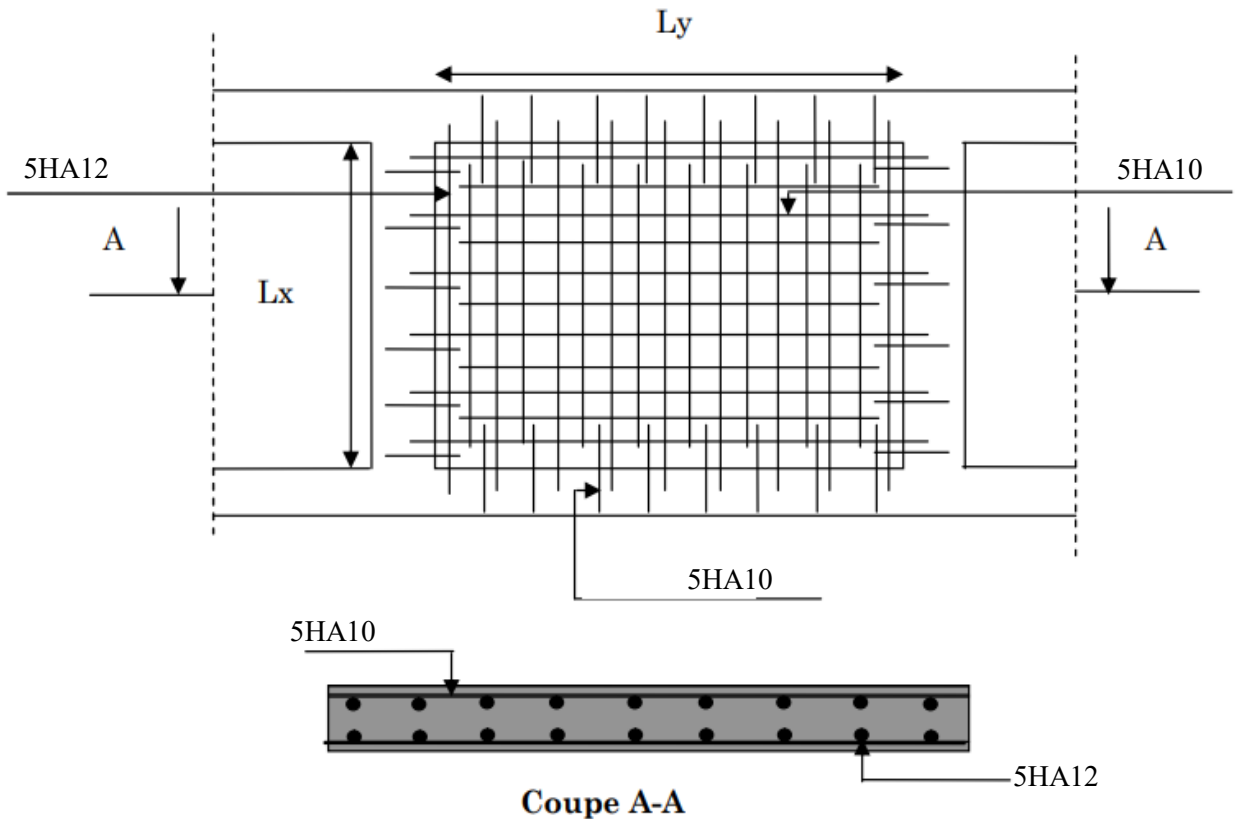


Figure 6.14 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

6-8- Radier à dalle plate :

➤ L'épaisseur du radier :

b) Condition forfaitaire :

Il faut respecter la condition suivante $40 \text{ cm} \leq h_r \leq 1 \text{ m}$.

$$h \geq L_{\max}/20 \quad (\text{DTR BC 2331})$$

Telle que : $L_{\max} = 5 \text{ m} \rightarrow h_r \geq 25 \text{ cm}$.

On prend : $h_r = 100 \text{ cm}$.

❖ Calcul des sections d'armatures :

ELU	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
$M_U \text{ (KN.m)}$	259.61	84.61	436.31	365.74

b (m)	1	1	1	1
h (m)	1	1	1	1
d (m)	0.90	0.90	0.90	0.90
f_{bc} (MPa)	14.2	14.2	14.2	14.2
σ_s (MPa)	348	348	348	348
μ_{bu}	0.022	0.007	0.037	0.029
α	0.027	0.008	0.047	0.036
Z (cm)	89.03	89.71	88.31	88.70
A_S (cm²)	8.38	2.71	14.20	11.85
A_{min} (cm²)	12.05	12.05	12.05	12.05
Choix des barres	6HA16	6HA16	5HA20	6HA16
A_{Sadop} (cm²)	12.06	12.06	15.70	12.06

Tableau 6.12: Ferrailage Radier à dalle plate suivant les deux sens.

❖ Comparaison entre Radier Nervuré et Radier à Dalle Plate

Radier Nervuré :

Structure : Dalle mince avec des nervures intégrées.

Rigidité : Très rigide, idéale pour charges élevées et ponctuelles.

Applications : Bâtiments résidentiels et industriels/commerciaux nécessitant une grande rigidité.

Radier à Dalle Plate :

Structure : Dalle de béton uniforme, plus épaisse.

Rigidité : Moins rigide, mais répartit uniformément les charges.

Applications : Constructions résidentielles et petits bâtiments commerciaux.

6-9- Conclusion :

La meilleure solution dépend des besoins spécifiques en termes de charge, de sol et de budget. Si la rigidité et la gestion des charges ponctuelles sont cruciales, le radier nervuré est préférable. Pour une distribution uniforme des charges sur un sol faible et un budget plus restreint,

Conclusion Général

Conclusion Général

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul: **Autocade, ROBOT2014, EXPERT2010**), appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus a notre département et servira pour les promotions à venir.

Bibliographie :

- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
- Cours de béton armé, 3^{ème} année et master Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

ANNEXE

ANNEXE 1 :

Section réelles d'armatures

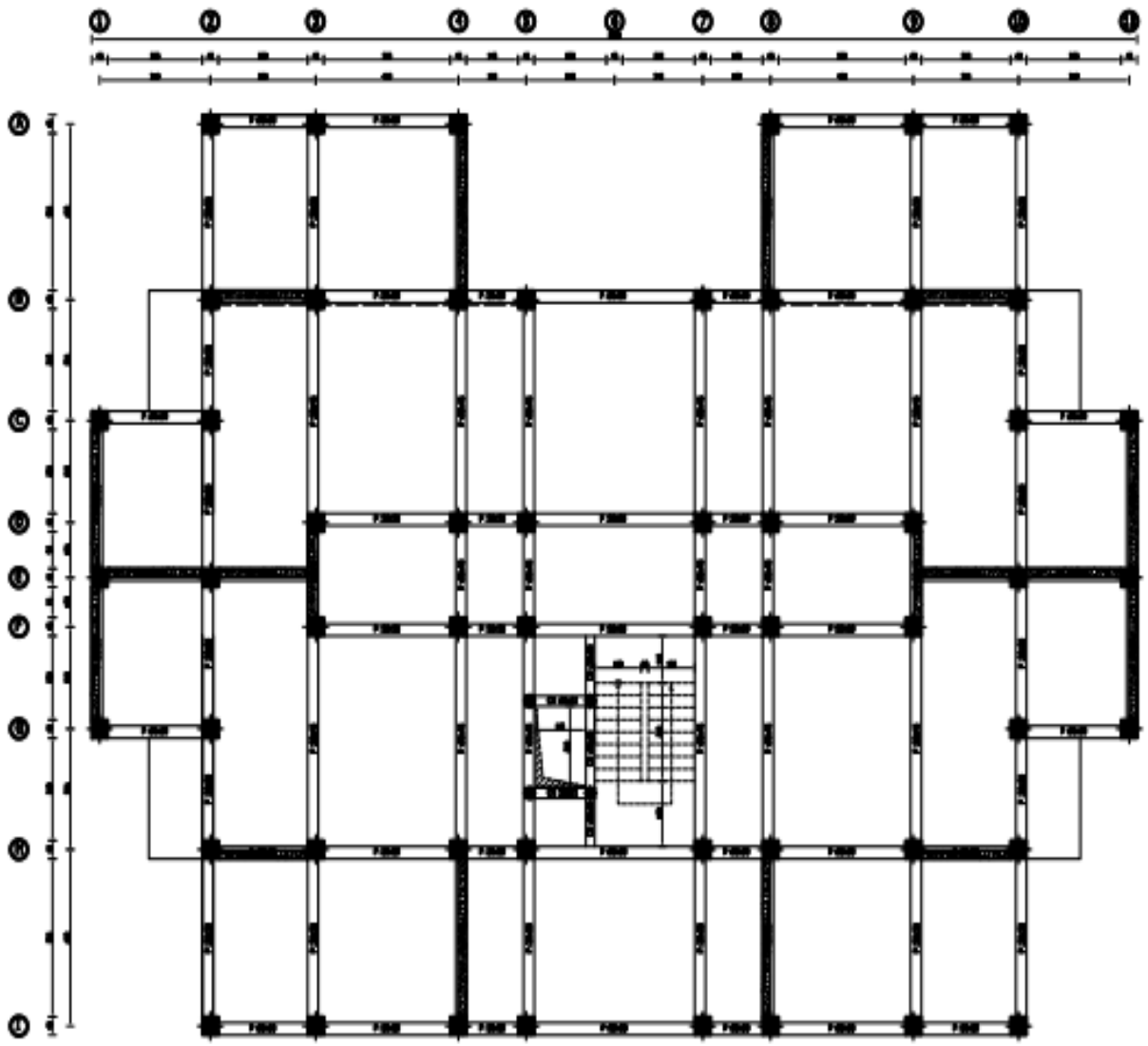
Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

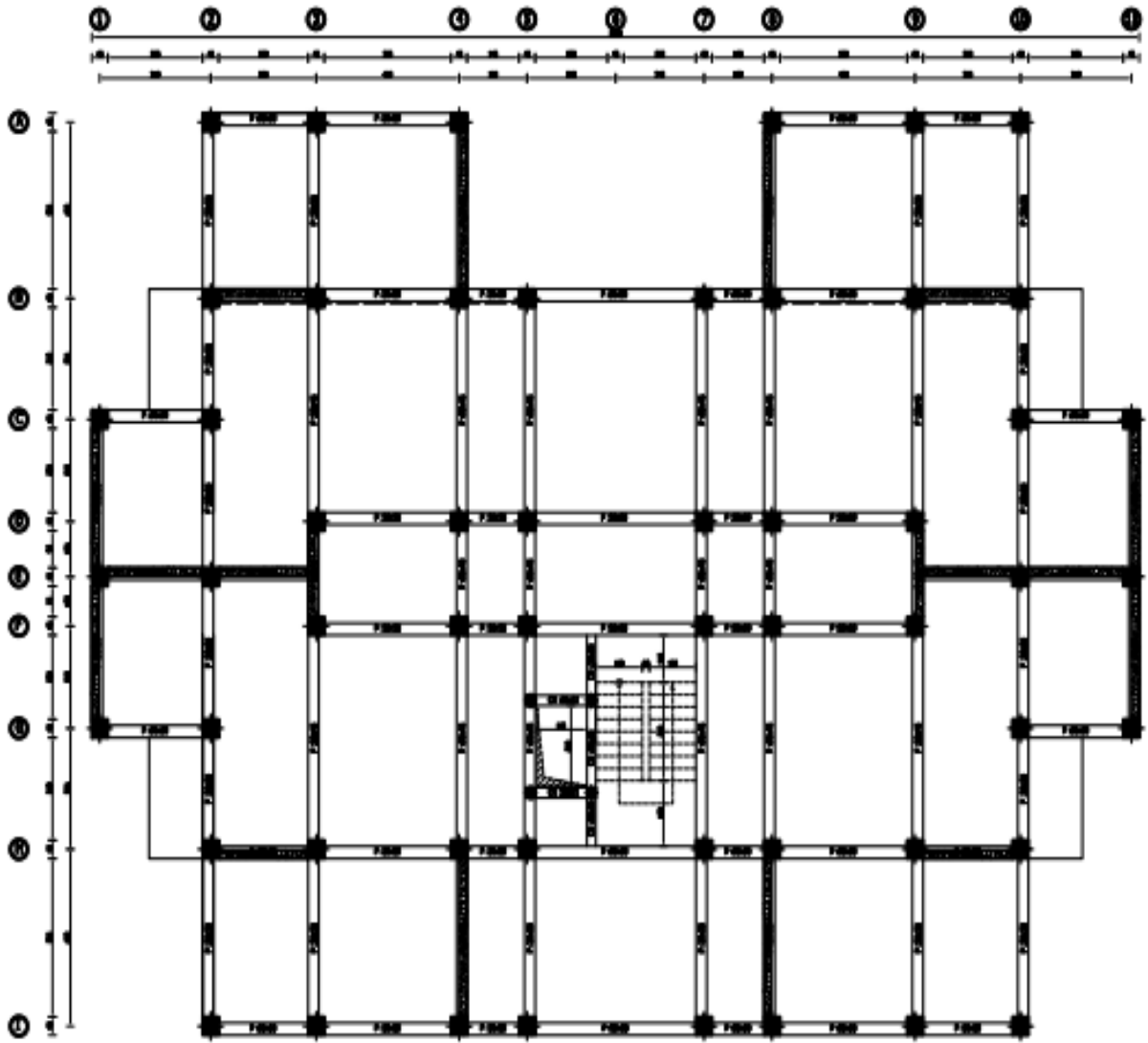
ANNEXE 2 :

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

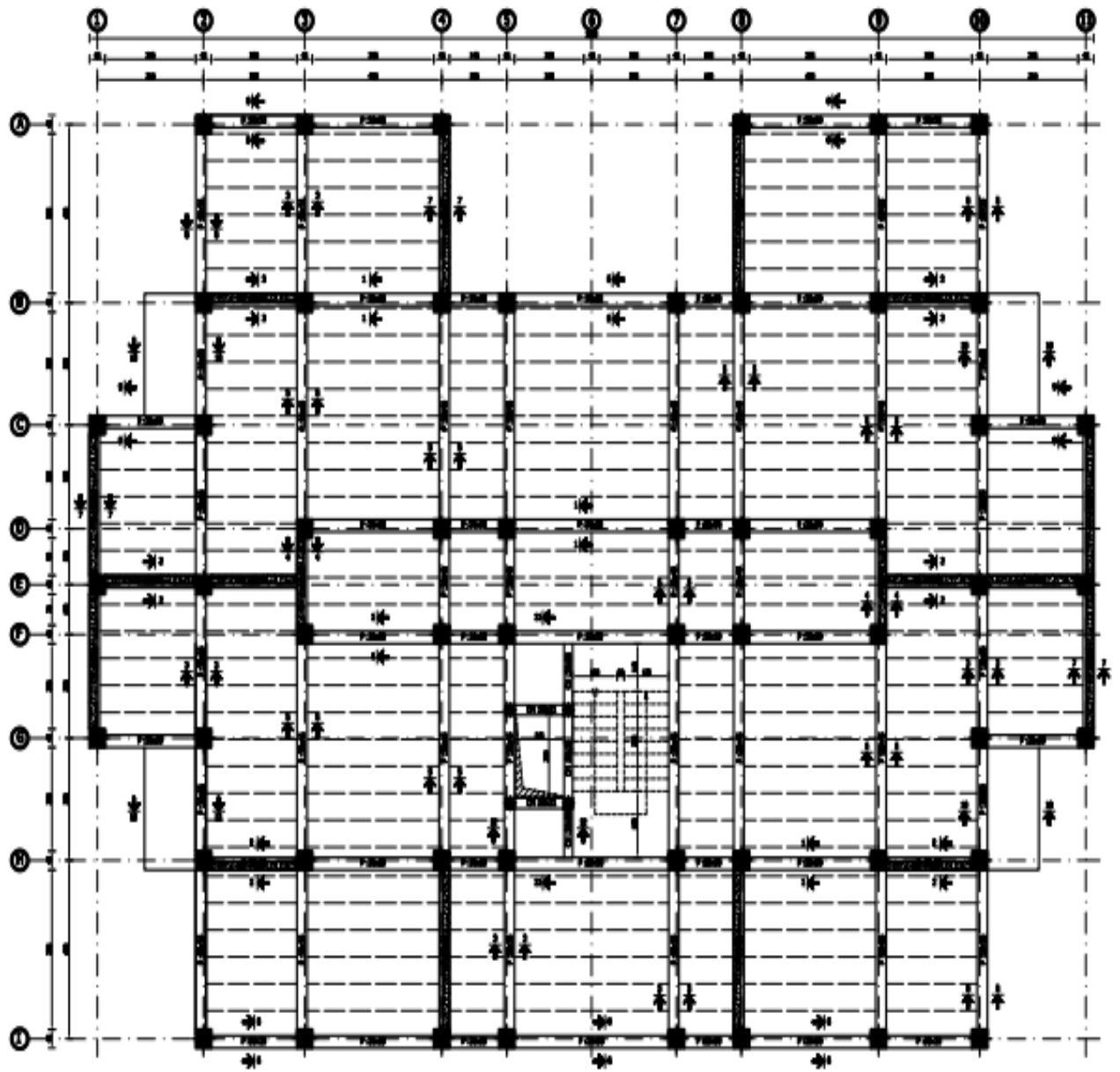
$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2500	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2500	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2500	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2500	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.2500	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.2500	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.2500	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.2500	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.2500	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.2500	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.2500	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.2500	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.2500	0.0753	0.5704
0.70	0.0684	0.2500	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.2500	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.2500	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.2500	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.2500	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.2500	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.2500	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.2500	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.2500	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.2500	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.2500	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.2500	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.2500	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.2500	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.2500	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.2500	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.2500	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.2500	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.2500	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.2500	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.2500	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.2500	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.2500	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.2500	0.0500	0.8959
0.94	0.0419	0.2500	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.2500	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.2500	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.2500	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.2500	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.2500	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000



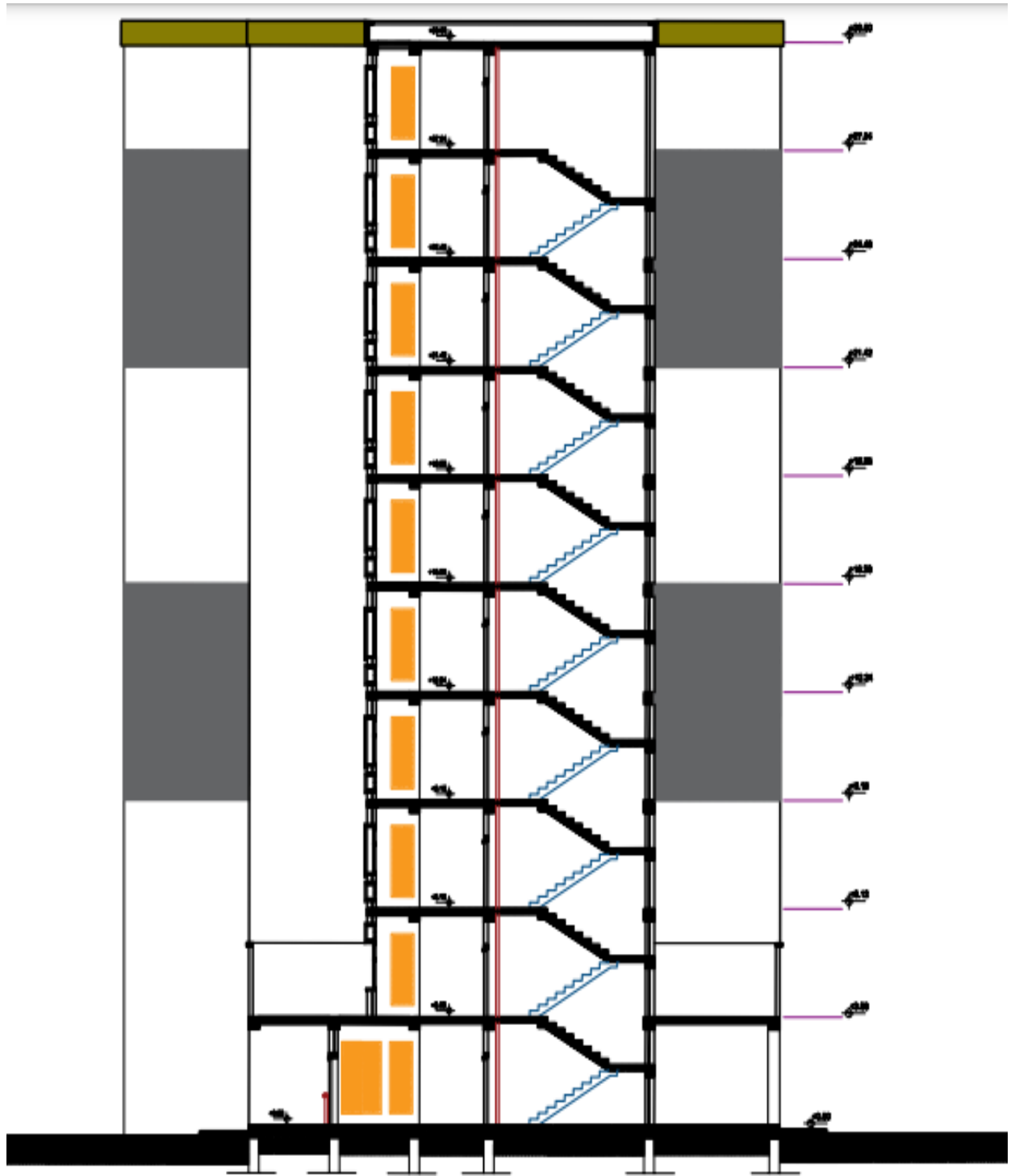
PLAN RDC



PLAN ETAGES



PLAN COUFRAGE RDC



PLAN COUPE A-A