



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil

N° d'ordre : M...../GCA/2022

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment (sous-sol+R.D.C+8 étages) à usages

Présenté par :

- AMEUR MESSAFAH Ahmed
- BELGHAOUTI Charef

Soutenu le 23/06/2022 devant le jury composé de :

Président: ZELMAT Yacine

Examineur: REZIGUA Ahmed.

Encadrant : AYAD Tayeb

Année Universitaire : 2021 / 2022

Remerciement

Nous remercions avant tout le Dieu de nous gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que terminions nos études.

*Au terme de notre travail, nous tenons à remercier très sincèrement notre promoteur **Mr AYAD** pour avoir accepté de nous encadrer et pour nous avoir guidés pour la réalisation de cette étude et sa disponibilité à nous écouter à tout moment, qui nous a précieusement aidés et si judicieusement suivi durant la réalisation de ce modeste travail..*

*Ainsi que à **Mr BTAHER Abdelkader** ingénieure au bureau d'étude **ESPACE** pour nous avoir proposé ce sujet ainsi que pour les conseils et les encouragements.*

Qui n'ont jamais hésité de nous faire en profiter de leurs grandes expériences.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

*Et aussi à remercier tout particulièrement et à témoigner toute notre reconnaissance à tous nos professeurs de génie civil pour leur expérience enrichissante et pleine d'intérêts qu'ils nous ont fait partager durant ces 5 ans en particulier **Mr REZIGUA Ahmed**.*

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Dédicace

J'ai toujours pensé faire où offrir quelque chose à mes parents en signe de reconnaissance pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts rien que pour me voir réussir, et voila l'occasion est venue.

A ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience.

A ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à qui je dois de l'amour et de la reconnaissance.

***A mon père LARBI
A ma très chère mère AICHA***

A mes frères Ali, MANSOUR, MOHAMED ,REDA

A tous mes amis qui m'ont soutenu en particulier

ABDELKADER, ISLEM,BOUZIDI

A mon binôme CHAREF.

A tout le groupe master 2 bâtiment promotion2022

Je dédie ce modeste travail

Ahmed

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage d'Habitation, service et commercial composé d'un sous-sol, un rez de chaussée et de 8 étages, implanté dans la wilaya de Chelef (Algérie), classé en Zone III selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par un système de contreventement à voiles porteurs et le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au CBA93 et RPA99/version2003.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul par élément finis ETABS pour étudier et analyser le comportement dynamique de la structure étudiée

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles de construction en vigueur à savoir (BAEL91 modifié 99, RPA99 modifié 2003).

Le type de fondation choisi est un radier nervuré.

Mots clés: Bâtiment irrégulier, Contreventement, Voiles porteurs, ETABS, CBA93, RPA99/2003. BAEL91/99

Abstract

This project presents a detailed study of an irregular building for residential, service and commercial use consisting of a basement, a ground floor and 8 floors, located in the wilaya of Clef (Algeria), classified In Zone III according to the Algerian Parasism Regulations (RPA 99 version 2003).

The stability of the structure is ensured by a bracing system with carrier sails and the pre-dimensioning of the load-bearing elements has been done in accordance with CBA93 and RPA99 / version2003.

The seismic analysis of the structure was carried out by the software of calculation by finite element ETABS to study and to analyze the dynamic behavior of the structure studied

The calculation of dimensions and reinforcement of all resistant elements complies with the construction rules in force (BAEL91 modified 99, RPA99 modified 2003).

The type of foundation chosen is a ribbed raft.

Key words: Irregular building, Bracing, Carrier sails, ETABS, CBA93,RPA99 / 2003, BAEL91 /99

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Dimension en élévation du bâtiment.....	02
Tableau I.2 : Propriétés mécaniques de l'acier	06

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1 : les types des dalles pleines.....	11
Tableau II.2 : Chargement du plancher terrasse.....	12
Tableau II.3 : Chargement du plancher étage courant.....	12
Tableau II.4 : Chargement du plancher Sous sol/ RDC.....	13
Tableau II.5 : Valeur cumulées des charges et surcharges.....	18
Tableau II.6 : Valeur non cumulées des charges et surcharges	18
Tableau II.7 : récapitulatif des sections des poteaux des différents étages.....	21

Chapitre III : Etude des planchers

Tableau III.1 : récapitulatif des moments suivant x et y	26
Tableau III.2 : récapitulatif des sollicitations maximales	26
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures	30
Tableau III.4 : récapitulation des charges	39
Tableau III.5 : résumé les résultats des moments	41
Tableau III.6 : résumé les résultats des moments	44
Tableau III.7 : résumé des sollicitations maximales pour le type « 01 »	45
Tableau III.8 : résumé des sollicitations maximales pour le type « 01 »	45
Tableau III.9 : résumé les résultats	47
Tableau III.10 : tableau des charges	52
Tableau III.11 : Les moments fléchissant et les contraintes d'acier	53
Tableau III.12 : les différents coefficients	53
Tableau III.13 : moments d'inerties fictifs	54
Tableau III.14 : Calcul de flèche	55

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Tableau IV.1: récapitulatif des charges appliquées sur la volée.....	62
Tableau IV.2: récapitulatif des charges appliquées sur le palier.....	62

Tableau IV.3: caractéristique géométrique de l'ascenseur.....	89
Tableau IV.4 : la somme des poids morts de l'ascenseur	90
Tableau IV.5 : Caractéristiques des câbles.....	92
Tableau IV.6 : Les Moments dus à la charge concentrée à l'ELU.....	94
Tableau IV.7 : Les Moments dus à la charge concentrée à l'ELS	100
Tableau IV.8 : récapitulatif de vérification des contraintes à l'E.L.S.	100
Tableau IV.9 : récapitulatif des charges appliquées sur le balcon	102

Chapitre V : Etude sismique

Tableau V.1: Périodes et taux de participation	108
Tableau V.2 : les charges reprises par les voiles et les portiques	121
Tableau V.3 : valeurs des pénalités (P_q).....	122
Tableau V.4 : comparaison entre l'effort statique et force sismique à la base	123
Tableau V.5 : récapitulatif des déplacements	124/125
Tableau V.6 : vérification de l'effort normale réduit.....	126
Tableau V.7 : Vérification de l'effet P-Delta	127

Chapitre VI: Etude des éléments résistants

Tableau VI.1 : les sollicitations dans les poutres principales	131
Tableau VI.2 : les sollicitations dans poutres secondaires	131
Tableau VI.3 : récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	139
Tableau VI.4 : récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires	140
Tableau VI.5 : Armatures longitudinales minimales et maximales exigées par le RPA	143
Tableau VI.6 : Sollicitations pour les différents poteaux.	144
Tableau VI.7 : récapitulation du ferrailage des poteaux	149

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1 : vérification des contraintes suivant X-X et suivant Y-Y	166
Tableau VII.2 : récapitulatif des moments fléchissant	167
Tableau VII.3 : tableau récapitulatif du ferrailage du radier	172
Tableau VII.4 : résumé des résultats (ferrailage de débord).....	173
Tableau VII.5 : les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.....	157
Tableau VII.6 : résumé des résultats de ferrailage des poutres principales.....	175

Tableau VII.7 : résumé des résultats de ferrailage des poutres secondaires	176
Tableau VII.8 : tableau récapitulatif des moments fléchissant.....	180
Tableau VII.9 : tableau récapitulatif du ferrailage du voile périphérique	185

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure.I.1 :Vue en plan.....	01
Figure I.2 :Coupe transversale d'un mur extérieur	02
Figure I.3 :Brique creuse	03
Figure I.4 :Diagramme (Contrainte-Déformation) du béton à l'ELU	05
Figure I.5 :Diagramme (Contrainte-Déformation) du béton à l'ELS	06
Figure I.6 :Diagramme (contrainte-déformation) d'acier	07

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 :Schéma de poutrelle	10
Figure II.2 :Coupe verticale du plancher	10
Figure II.3 :Vue en plan de la dalle pleine	10
Figure II.4 :Section de la poutre	13
Figures II.5 : Section de la poutreprincipale.....	14
Figures II.6: Section de la poutre secondaire.....	14
Figures II.7 :Schéma représentatif d'un étage courant.....	17
Figures II.8 :Schéma de la loi de dégression	17
Figures II.9 :Section afférente du poteau le plus sollicité.....	19
Figures II.10 :Coupe de voile en élévation	22

Chapitre III : Etude des planchers

Figure III.1 :disposition des armatures	24
Figure III.2 :Schémas statiques des panneaux d'angles	24
Figure III.3 : ferrailage des dalles pleines	33
Figure III.4 :Coupe transversale d'un plancher à corps creux	34
Figure III.5 :Dimension de la section en (Té).....	34
Figure III.6 Schéma d'une section en (Té).....	35
Figure III.7 :Schéma de T.S.....	36
Figure III.8 : Définition des moments.....	37
Figure III.9:Moments sur appuis intermédiaires	37
Figure III.10 :Les types des poutrelles (étage courant).....	38
Figure III.11 :Les types des poutrelles (terrasse).....	39
Figure III.12 : Type(01) de la poutrelle étages courants).....	39
Figure III.13: Diagramme des moments(ELU).....	42

Figure III.14: Diagramme d'effort tranchant (ELU)	42
Figure III.15 : Diagramme des moments(ELS).....	44
Figure III.16: Diagramme d'effort tranchant(ELS).....	45
Figure III.17 : Section de calcul de la poutrelle.....	46
Figure III.18: ferrailage de poutrelle étages courants.....	50
Figure III .19 : Position de l'axe neutre.....	54
Figure III.20 : schéma ferrailage de poutrelle terrasse.....	58

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Figure IV.1: Composition d'un escalier	60
Figure IV.2: Escalier à trois volées	60
Figure IV.3: Schéma statique escalier type 01.....	63
Figure IV.4: Diagramme des moments en appui et en travée	65
Figure IV.5: Schéma statique escalier type 02.....	68
Figure IV.6 : Schéma statique de la poutre brisée	71
Figure IV.7 : Coupe transversale de l'acrotère	77
Figure IV.8 : Schéma descriptif de l'acrotère	77
Figure IV.9 : Schéma statique de l'acrotère	77
Figure IV.10 : Schéma des sollicitations appliquées sur l'acrotère.....	77
Figure IV.11 : Diagrammes des moments, efforts tranchants, et efforts normaux... ..	79
Figure IV.12 : Section de calcul de l'acrotère.....	80
Figure IV.13 : Répartition des contraintes dans l'acrotère.....	83
Figure IV.14 : Plan de Ferrailage de l'acrotère.....	88
Figure IV.15 : Schéma simplifié du mécanisme d'un ascenseur.....	89
Figure IV.16 : Schéma de l'appui de moteur de l'ascenseur.....	93
Figure IV.17 : Charges des panneaux.....	95
Figure IV.18 : Schéma statique du balcon type 01.....	101
Figure IV.19 : Schéma statique du balcon type 02.....	101
Figure IV.20 : Schéma statique du balcon type 03.....	101
Figure IV.21 : section de calculdu balcon.....	103

Chapitre V : Etude sismique

Figure V.1: Disposition des voiles.....	111
Figure V.2 : Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS v 19.....	112
Figure V.3 : (model) translation suivant l'axe y-y.....	113

Figure V.4 : (mode2) translation suivant l'axe x-x.....	114
Figure V.5 : (mode3) rotation suivant l'axe z-z.....	115

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux

Figure VI.1 : Section de calcul d'une poutre principale	132
Figure VI.2 : Section de calcul d'une poutre secondaire	136
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de la poutre principale(en travée).....	139
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la poutre principale(en appui).....	140
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire(en travée).....	140
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire(en appui).....	141
Figure VI.7 : Schéma de la zone nodale	142
Figure VI.8 : Directions des moments et Efforts normal dans un poteau	145
Figure VI.9 : Schéma de la zone nodale	148
Figure VI.10 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	154
Figure VI.11 : Schéma de ferrailage du voile V4.....	157

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Figure VII.1 : Radier général nervuré.....	160
Figure VII.2 : Zone de contact poteau-radier.....	161
Figure VII.3 : Dimensionnement de la nervure.....	162
Figure VII.4 : Ancrage de bâtiment.....	164
Figure VII.5 : Section de calcul du radier.....	166
Figure VII.6 : le panneau le plus sollicité.....	166
Figure VII.7 : schéma statique de débord.....	172
Figure VII.8 : Section de calcul (nervure).....	174
Figure VII.9 : Voile périphérique.....	178
Figure VII.10 : schéma statique du voile.....	178
Figure VII.11 : Section de ferrailage du voile.....	179

LISTE DES SYMBOLES

A :	Coefficient d'accélération de zone
A_{min} :	Section d'armature minimale déterminée par les règlements
A_{max} :	Section d'armature maximale
A_r :	Armature de répartition
A_s :	Section d'armature
b :	Largeur
b_0 :	Largeur de la nervure
C_P :	Facteur de force horizontale
C_t :	Coefficient de période
D :	Facteur d'amplification dynamique
d :	La distance séparant la fibre la plus comprimé et les armatures inférieures.
d' :	La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.
$\Delta_{Kx,y}$:	correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k-1$
$\delta_{Kx,y}$:	Déplacements horizontaux au niveau k dans le sens x et le sens y successivement
$\delta_{(ek) x,y}$:	Déplacements dus aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion)
e :	Épaisseur, excentricité
E :	Module de Young.
E_b :	Module de déformation différée
E_{ij} :	Module d'élasticité instantané
E_{vj} :	Module d'élasticité diffère
E_s :	Module d'élasticité de l'acier
F :	Force sismique de niveau
f :	Flèche
f_e :	Limite d'élasticité de l'acier
f_{bc} :	Contrainte de calcul
f_{cj} :	Résistance à la compression du béton à $\{j\}$ jours
f_{tj} :	Résistance à la traction du béton à $\{j\}$ jours
f_{c28} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge
f_{t28} :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge
g :	Largeur de la marche
G :	Action permanente
h :	Hauteur
h_k :	Hauteur de l'étage « k »

h_n :	la hauteur mesurée en mètre, à partir de la base de la structure
h_r :	L'épaisseur du radier
I_x, I_y :	Moment d'inertie
K :	Coefficient de raideur de sol
K_a :	Coefficient de poussé
L :	Longueur
L_0 :	La longueur de la projection horizontale de la pailleasse
L_e :	Longueur élastique
M :	Moment fléchissant
M_a :	Moment en appui
M_s :	Moment stabilisateur du aux charges verticales
M_t :	Moment en travée
N :	Effort normal
n :	Nombre d'étage.
N_u :	L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
P_k :	poids total de la structure et des charges
Q :	Action d'exploitation , facteur de qualité
R :	Coefficient de comportement global de la structure
S_t :	Espacement
T :	Effort tranchant, période
T_1, T_2 :	Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
V :	Force sismique total
V_t :	Forces sismiques à la base
V_k :	Effort tranchant d'étage au niveau "k"
W :	Poids total de la structure
W_i :	Poids au niveau {i}
γ_b :	Coefficient de sécurité de béton
γ_d :	Poids spécifique du remblai
γ_s :	Coefficient de sécurité d'acier
s :	Déformation relative
θ :	Coefficient d'application
φ :	Angle de frottement
η :	Coefficient de fissuration
σ_{bc} :	Contrainte du béton
$\overline{\sigma}_{bc}$:	Contrainte admissible du béton

σ_s :	Contrainte d'acier
$\overline{\sigma}_s$:	Contrainte admissible d'acier
σ_m :	Contrainte moyenne
σ_{sol} :	Contrainte du sol
τ :	Contrainte ultime de cisaillement
μc :	Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier
μ :	Moment ultime réduit
\check{h} :	Pourcentage d'amortissement critique
ν :	Coefficient de poisson
λ :	Elancement
Y :	Position de l'axe neutre
I_0 :	Moment d'inertie de la section totale homogène
I :	Moment d'inertie
I_{fi} :	Moment d'inertie fictive pour les déformations instantanées
I_{fv} :	Moment d'inertie fictive pour les déformations différées



Introduction générale :

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à des mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique a un niveau d'accélération donné.

En effet l'ingénieur est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction des certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, la capacité portante du sol ainsi que les contraintes architecturales.

Notre cycle de formation en génie civil étant arrivé à terme, et dans le but de concrétiser les connaissances acquises durant notre cursus, nous avons choisi l'étude et le calcul des éléments structuraux d'un bâtiment (RDC+8+sous sol) contreventé par voiles et portiques qui doit être calculé pour garantir sa stabilité et assurer la sécurité des usagers. Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir ;

- Le règlement parasismique algérien (RPA99, modifié en 2003).
- Les règles de conception et de calcul des ouvrages et des constructions des bâtiments en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91/99).

Notre travail est organisé en six chapitres :

- Le premier chapitre consiste en une présentation complète du bâtiment : définition des différents éléments, choix des matériaux
- Le deuxième chapitre est consacré au pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de la structure
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre présente l'étude dynamique et sismique du bâtiment menée en utilisant le logiciel de calcul par éléments finis ETABS.

- Le calcul du ferrailage des éléments porteurs principaux par exploitation des résultats donnés par le logiciel ETABS, constitue l'objet du chapitre V.
- Enfin, Le sixième chapitre porte sur l'étude de l'infrastructure.

L'ensemble des chapitres présentés ici , ont pour finalité la réalisation d'une structure parasismique qui va être illustré tout au long de notre travail



Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux



I.1.Introduction :

Toute étude d'un projet de bâtiment dont la construction est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2.Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage multiple. Sa structure est de type R+8 avec un sous sol.

Le bâtiment est implanté à « HAI EL YASMINE », Commune de chelef » dans la wilaya de « CHELEF ».

Cette région est classée en zone de forte sismicité (zone III) selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99/version 2003).

L'ouvrage sera composée d'un sous-sol abrite de parking des voitures, le rez de chaussée réservé pour des locaux commerciaux, tandis que les autres étages sont destinés à l'habitation (appartements de type F3 et type F4).

La terrasse sera inaccessible, le bâtiment sera équipé d'un ascenseur pour assurer le confort des acquéreurs.

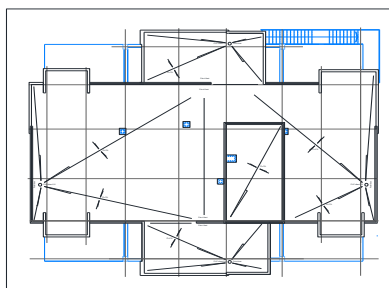


Figure I.1 : Vue en plan.

I.3. Caractéristiques géométriques :

Tableau I.1 : Dimension en élévation du bâtiment.

Niveau	Hauteur (m)	Largeur (m)	Longueur (m)
Sous-sol	2.72	31.45	20.75
RDC	4.25		
Etage courant	3.06		

I.4. Conception de la structure

I.4.1. La superstructure

a). Ossature de l'ouvrage

La stabilité de l'ossature est assurée par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

En utilise pour cela :

- Des voiles intérieurs dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques composés de poteaux et de poutres.

b). Plancher

Les planchers sont des éléments plats soit horizontaux ou inclinés reprenant les charges verticales et les transmettant aux éléments porteurs verticaux (poteaux ou voiles) .le rôle de plancher c'est l'isolation thermique et phonique.

Les planchers sont réalisés en deux types :

- Corps creux et une dalle de compression pour les étages courants.
- Dalle pleine, pour le sous-sol

c). Maçonneries

- Murs extérieur : sont constitués d'une double paroi en briques creuses, séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur

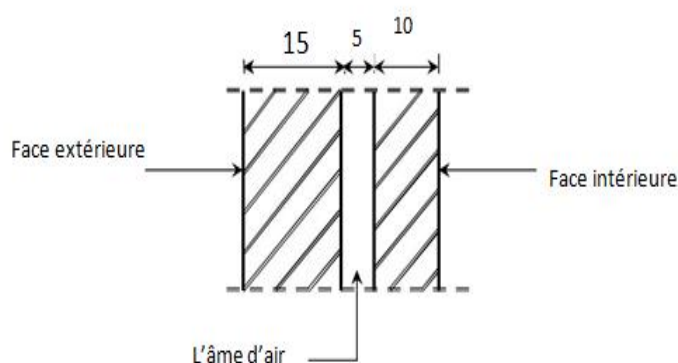


Figure I.2 : Coupe transversale d'un mur extérieur.

- Murs intérieurs : seront composés de briques creuses d'épaisseur de 15 cm

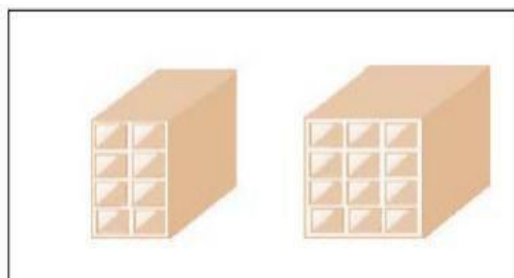


Figure I.3 :Brique creuse .

d).Déplacement entre les niveaux

Il est assurée par :

- **Les escaliers** :sont des éléments non structuraux, permettent la circulation verticale entre les niveaux, les escaliers de notre projet sont droit à trois volées et deux palier de repos pour les étages courant
- **L'ascenseur** :vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est essentielle pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

e).Revêtement

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

f).Balcon

Un balcon est une plate-forme en saillie sur la façade d'un bâtiment réalisé en dalle plein.

g).Acrotère

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré par un acrotère encastré au plancher en béton armé

I.4.2 L'infrastructure

a). Fondations

Le système de fondation retenu est un radier général, sera réalisées en béton armé, elles assurent les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
- Limiter les tassements.
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

b).Voiles de soutènement

Le voile de soutènement est un mur vertical en béton arme qui sert à protéger le bâtiment Contre la poussée des terres

I.5.Caractéristiques géotechniques du sol

- L'angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$
- Le poids spécifique du sol est : $\gamma_{\text{sol}} = 18 \text{ KN/m}^3$
- Capacité portante du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$
- La cohésion : $c = 0$

I.6. Caractéristiques des matériaux

I.6.1. Béton

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable-gravier) et de l'eau de gâchage

a). Dosage

Pour un mètre cube du béton courant ($E/C=0.5$) :

- 350 L de ciment (CPA)
- 400 L de sable ($d < 5 \text{ mm}$)
- 800 L de gravier ($d < 25 \text{ mm}$)
- 175 L d'eau de gâchage

b). Résistance caractéristique

- **Résistance à la compression**

La résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28 jours est égale à 25MPa, elle est mesurée par compression axiale de cylindre droit de révolution de diamètre 16 cm et de hauteur 32cm (section 200 cm²) avec contrôle régulier et strict du béton.

$$J < 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$J = 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$J > 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

- **Résistance à la traction**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de (j) jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

c). La masse volumique

La masse volumique du béton courant est de 2500 kg/m³

d). Déformation longitudinale

- **Module de déformation longitudinale instantané**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(f_{cj})} = 32164,2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ Sous charges d'une courte durée } < 24 \text{ heures}$$

- **Module de déformation longitudinale différé**

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})} = 10818.86 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ Sous charges d'une longue durée } > 24 \text{ heures}$$

e). Déformation transversale :

$$\nu = \frac{\text{Déformation relative transversale}}{\text{Déformation relative longitudinale}} \quad \nu: \text{coefficient de poisson}$$

$\nu = 0 \quad \Rightarrow$ le cas ELU.

$\nu = 0,2 \quad \Rightarrow$ le cas ELS

f). Les contraintes limites

Suivant le B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- **Etat limite ultime**

La contrainte limite de compression

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\gamma_b: \text{Coefficient de sécurité, ; } \theta = 1: \text{ la durée d'application des charges inférieure à 24 h})$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (situation normale)} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ (situation accidentelle)} \Rightarrow \sigma_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$$

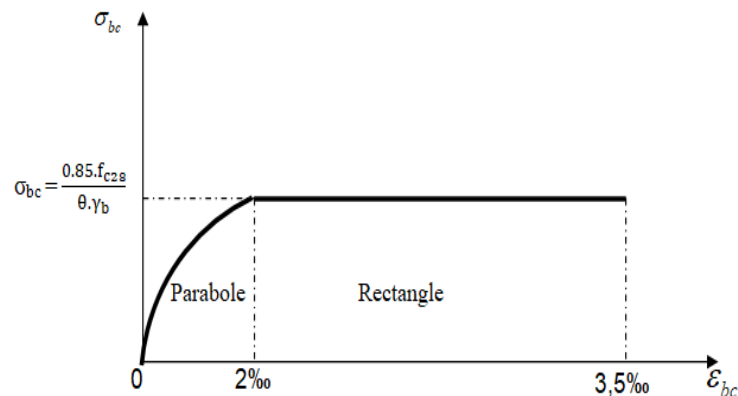


Figure I.4 : Diagramme (Contrainte-Déformation) du béton à l'ELU

La contrainte limite de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \quad (T_u: \text{effort tranchant ; } b: \text{ largeur de la pièce ; } d: \text{ hauteur des la pièce})$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \tau_{adm} = \min(0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$$

$$\text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow \tau_{adm} = \min(0,2 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

- **Etat limite de service :**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

$$\text{La contrainte limite de service est donnée par : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

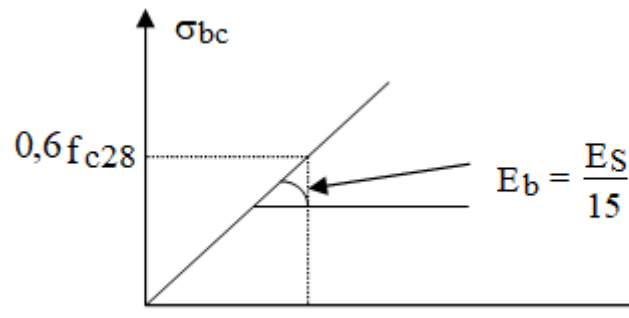


Figure I.5 :Diagramme (Contrainte-Déformation) du béton à l'ELS

I.6.2.Acier

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

Tableau I.2 : Propriétés mécaniques de l'acier

Acier	Désignation	Limite d'élasticité Fe(MPa)	Utilisation	Module d'élas (MPa)
Haute adhérence (H)	FeE 400	400	Tous Travaux en BA	Es = 2,1.10 ⁵
Rond lisse (R.L)	FeE 215	215	Epingles cadres, étriers	
	FeE 235	235		
Treillis soudés (T.S)	TSL 500(φ≥ 6mm)	500	Les dalles de compression	
	TSL 520(φ≥ 6mm)	520		

a). Contraintes limites des aciers

• **Etat limite ultime**

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ (contrainte d'acier) ; $\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$ [Déformation (allongement) relative de l'acier] ; $\gamma_s =$

coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1.15$ (situation normale)

$\gamma_s = 1.00$ (situation accidentelle)

• **Etat limite de service**

Nécessaire pour limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), on distingue trois cas de fissuration :

Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 100 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right)$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right)$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1.00$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.60$ pour les aciers à haute adhérence.

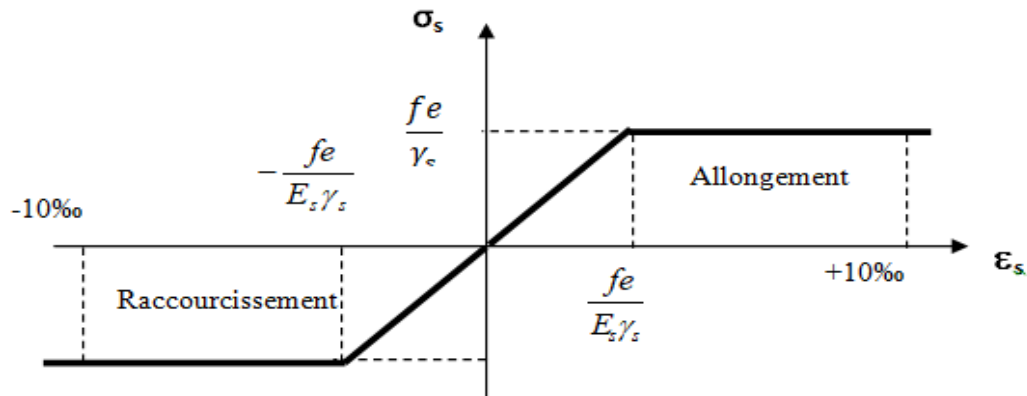


Figure I.6 : Diagramme (contrainte-déformation) d'acier

I.7.Hypothèse de calcul

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La Résistance à la compression du béton ; $f_{c28} = 25$ MPA
- La Résistance à la traction de béton ; $f_{t28} = 2,1$ Mpa
- Module d'élasticité longitudinal diffère ; $E_{vj} = 10818,865$ Mpa
- Module d'élasticité longitudinal diffère ; $E_{ij} = 32164,195$ Mpa
- Limite élastique de l'acier ; $f_e = 400$ Mpa

I.8.Actions et sollicitations

I.8.1.Les actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

a). Les actions permanentes (G)

Ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

b). Les actions d'exploitations(Q)

Ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques

c).Les actions accidentelles (FA)

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.

- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

I.8.2. Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.9. Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

a). Situations durables

- **ELU** : $1.35 G + 1.5 Q$
- **ELS** : $G + Q$

b). Situations accidentelles

- $G+Q+E$
- $0,8 G+E$

E : effort de séisme

I.10. Logiciels utilisés

- Microsoft Word 2007
- Microsoft Excel 2007
- ETABS V19
- AUTOCAD 2010

I.11. Règlement utilisés

- RPA99 /version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- BAEL91/modifiées 99 (Béton Armé à l'Etat Limite).
- Les différents types des DTR (Document Technique Réglementaire).
- CBA93.



Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments résistants



II.1.Introduction:

Le pré-dimensionnement c'est de définir les dimensions des différents éléments de la structure (plancher, poutre, poteau). Ces dimensions sont choisies selon les recommandations du RPA99/V2003.

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux (planchers, poteaux, poutres) est basé sur le principe de la descente de charge qui le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- Sollicitations horizontales : Elles sont généralement d'origine sismique.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient sur les éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres), qui leurs transmettent les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Pour notre bâtiment on a utilisés deux types de planchers :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle plein

II.2.1. Planchers à corps creux :

Le dimensionnement du plancher en corps creux est donné par : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

L_{max} : Portée libre de la plus longue travée.

h_t : Hauteur totale du plancher

Avec : $L_{max} = 420$ cm

Donc : $h_t \geq \frac{420}{22.5} \rightarrow h_t \geq 16.80$

On adopte pour un plancher $(16+5) = 21$ cm

16 cm : hauteur du corps creux. 6 cm : hauteur (épaisseur) de la dalle de compression.

II.2.1.1 Pré-dimensionnement des poutrelles :

D'après le règlement Algérien (D.T.R-B.C-22) :

La nervure : $B_0 = 12 \text{ cm}$

$$B_1 \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow B_1 \leq \frac{500}{10} \Rightarrow B_1 = 50 \text{ cm}$$

$$B_1 \leq \frac{L_{hourdis}}{2} \Rightarrow B_1 \leq \frac{48}{2} \Rightarrow B_1 = 24 \text{ cm}$$

$$6 h_0 \leq B_1 \leq 8 h_0 \Rightarrow 30 \leq B_1 \leq 40 \Rightarrow B_1 = 35 \text{ cm}$$

Avec : $B_1 = \min(50 ; 24 ; 35) \text{ cm} \Rightarrow B_1 = 24 \text{ cm}$

Donc : $B = 2B_1 + B_0 \Rightarrow B = 60 \text{ cm}$

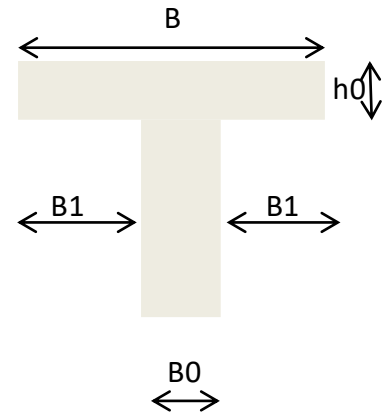


Figure II.1 : Schéma de poutrelle.

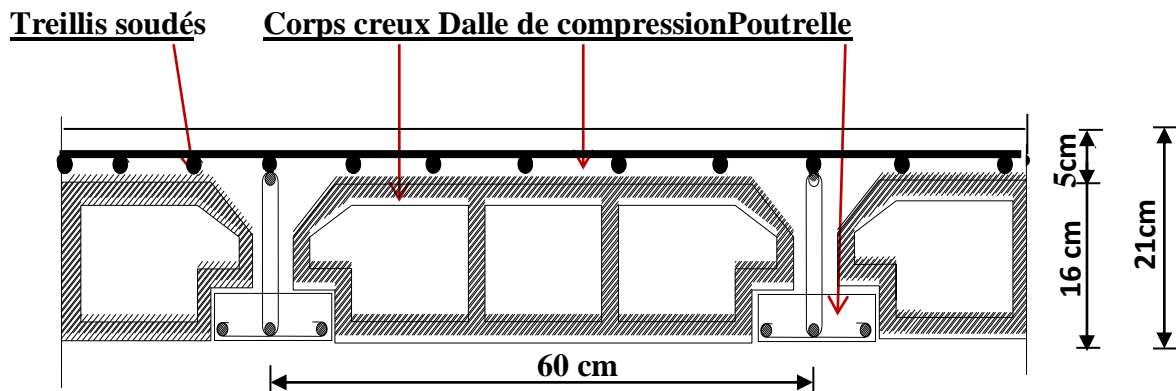


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher.

II.2.2. Planchers à dalle pleine :

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de trois conditions :

- **Condition de résistance à la flexion :**

L_x : la petite portée du plus grand panneau de la dalle.

L_y : la grande portée du plus grand panneau de la dalle.

Avec : $L_x = 430 \text{ cm}$ et $L_y = 490 \text{ cm}$

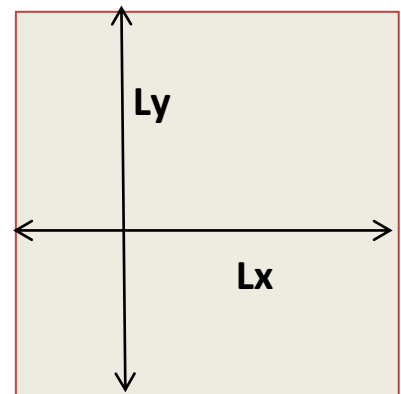


Figure II.3 : Vue en plan de la dalle pleine

Tableau II.1 : les types des dalles pleines.

Type de panneau	$\alpha = \frac{Lx}{Ly}$	Mode de fonctionnement	Epaisseur de la dalle
Sur deux appuis	$\alpha < 0.4$	Dalle travail suivant un seul sens	$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$
Sur trois ou quatre appuis	$\alpha > 0.4$	Dalle travail suivant deux sens	$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

$$\alpha = \frac{430}{490} = 0.88 \Rightarrow \alpha > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Pour notre construction le panneau reposant sur quatre appuis.

Donc :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{30} \rightarrow \frac{430}{50} \leq e \leq \frac{430}{30}$$

$$8.60 \leq e \leq 14.33$$

- **Condition de résistance au feu :**

D'après **B.A.E.L 91**:

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 16\text{ cm}$ pour un coupe-feu de quatre heures.

- **Condition d'isolation phonique :**

Selon les règles techniques «CBA93» en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation phonique.

- ✓ D'après ces conditions on adopte une dalle pleine d'épaisseur : $e = 16\text{ cm}$

II.2.3. Descente des charges :

- Plancher corps creux :

Tableau II.2 : Chargement du plancher terrasse.

Terrasse inaccessible		
01	Gravions roulé de protection (4 cm)	80 kg/m ²
02	Etanchéité multicouche (2 cm)	12 kg/m ²
03	Forme de pente (10 cm)	220 kg/m ²
04	Plancher à corps creux (16 + 5) cm	320 kg/m ²
05	Isolation thermique (4cm)	16 kg/m ²
06	Enduit en plâtre (2cm)	20 kg/m ²
Charge permanente totale :		G= 668 kg/m ²
Charges d'exploitation totale :		Q= 100 kg/m ²

Tableau II.3 : Chargement du plancher étage courant.

Etage courant		
01	Carrelage (2 cm)	44 kg/m ²
02	Mortier de pose (2 cm)	40 kg/m ²
03	lit de sable (3 cm)	51kg/m ²
04	Isolation Phonique	10kg/m ²
05	corps creux (16+6) cm	320 kg/m ²
06	Enduit en plâtre (2 cm)	20 kg/m ²
07	Cloison légère	75 kg/m ²
Charge permanente :		G= 560 kg/m ²
Charges d'exploitation :		Q= 150 kg/m ²

- **Plancher en dalle pleine :**

Tableau II.4 : Chargement du plancher sous-sol/ RDC.

Sous-sol		
01	Carrelage (2 cm)	44 kg/m ²
02	Mortier de pose (2 cm)	40 kg/m ²
03	lit de sable (3 cm)	51 kg/m ²
05	Dalle pleine en béton armé 16cm	400 kg/m ²
06	Enduit en plâtre (2 cm)	20 kg/m ²
07	Cloison légère	75 kg/m ²
Charge permanente :		G= 630 kg/m ²
Charges d'exploitation :		Q= 400 kg/m ²

II.3. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Il y a deux types de poutres :

- Poutres principales : ce sont les poutres porteuses.
- Poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles, elle assure le chaînage

Le pré-dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL 91 et vérifié selon le RPA99-2003 :

- **Condition de rigidité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.8h \end{array} \right.$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

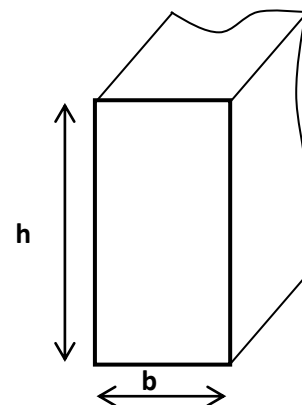


Figure II.4 : Section de la poutre.

• **Condition R.P.A :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Avec : L : la portée maximale de la poutre

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

II.3.1 Pré-dimensionnement des poutres principales :

• **Condition de rigidité :**

$$L = 450 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} 30.00 \leq h \leq 45 \rightarrow h = 40 \text{ cm} \\ 14 \leq b \leq 28 \rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Condition de R.P.A :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ On adopte une section de : (30×40) cm²

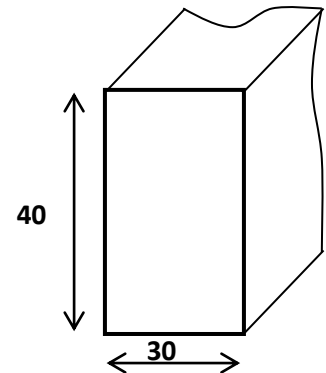


Figure II.5 : Section de la poutre principale

II.3.2. Pré-dimensionnement des poutres secondaires :

• **Condition de rigidité :**

$$L = 430 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} 28.66 \leq h \leq 43 \rightarrow h = 35 \text{ cm} \\ 14 \leq b \leq 28 \rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Condition de R.P.A :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ On adopte une section de : (30×35) cm²

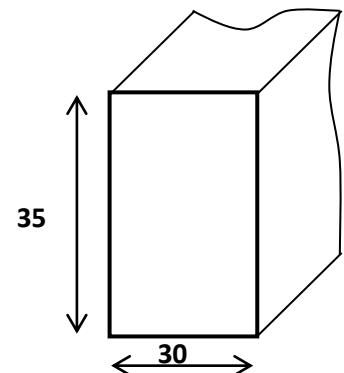


Figure II.6 : Section de la poutre secondaire

II.4. Pré-dimensionnement des poteaux :

Le poteau est un élément porteur le plus sollicité de cet ouvrage c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du B.A.E.L91, en appliquant les trois critères suivants :

II.4.1. Critère de résistance :

Selon B.A.E.L91 :

$$Br \geq \frac{K \times \beta \times Nu}{\theta \times \left(\frac{\sigma_{bc}}{0.9} \right) + \frac{0.85 \sigma_s}{100}}$$

Tel que :

Nu : effort normal due supporter le poteau à l'état limite ultime ($Nu = 1.35 N_g + 1.5 N_q$)

N_g : effort normal de la charge permanente

N_q : effort normal de la charge d'exploitation

- Br: section réduite du poteau ($Br = (b - 0.02) \times (h - 0.02) \text{ cm}^2$)
 - K : facteur correcteur de la durée d'application des charges et surcharges
- K = 1 (plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours)
 K = 1.10 (plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours)
 K = 1. (plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours)

On prend : K = 1

- f_{c28} : résistance à la compression du béton ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé ($f_e = 400 \text{ MPa}$)
- σ_{bc} : résistance de calcul du béton ($\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$).
- γ_b : coefficient de sécurité de l'acier ($\gamma_b = 1.5$)
- σ_s : résistance de calcul du béton ($\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$)
- γ_s : coefficient de sécurité du béton ($\gamma_s = 1.15$)
- θ : est en fonction de la durée (T) d'application des combinaisons d'action :

$\theta = 1$: $T > 24\text{h}$

$\theta = 0.9$: $1\text{h} \leq T \leq 24\text{h}$ On prend : $\theta = 1$

$\theta = 0.85$: $T < 1\text{h}$

- β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui est défini :

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots si \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0.85\lambda^2}{1500} \dots\dots si 50 < \lambda \leq 70$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$ (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

$$D'où : \beta = 1 + 0,2 \times 1 \quad \beta = 1.2$$

$$B_r \geq \frac{1 \times 1.2 \times N_u}{\left[1 \times \left(\frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \times 0,01 \times 348 \right]}$$

$$B_r \geq 0.064 N_u \text{ (N)}$$

II.4.2. Critère de stabilité de forme (flambement) :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq \bar{\lambda} = 35$$

Avec λ : L'élanement d'un poteau.

L_f : Longueur de flambement $L_f = 0,7 \times L_0$.

l_0 : Longueur libre du poteau

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

B : Section du poteau $B = b_1 \times h_1$

II.4.3. condition R.P.A :

Puisque notre structure est classée en zone (III), les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

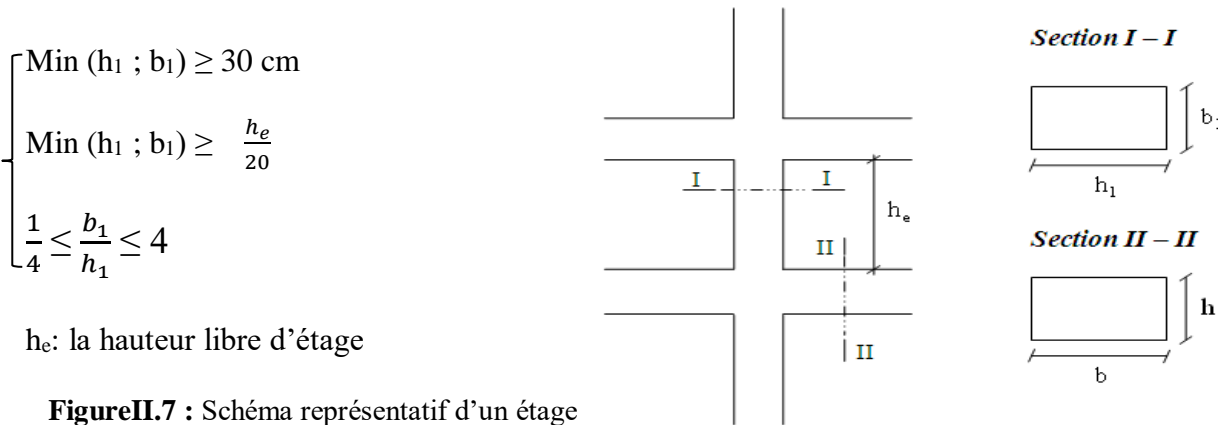


Figure II.7 : Schéma représentatif d'un étage

courant

• **La loi de dégression des surcharges :**

On applique cette loi au bâtiment à grand nombre de niveau soit :

Q_0 la surcharge d'exploitation appliquée sur la terrasse du bâtiment

$(Q_0 ; Q_1 \dots Q_n)$ sont les charges d'exploitation respectivement des plancher d'étage (1 ; 2 ; ... n) numéroté à partir du sommet du bâtiment

On détermine Q à chaque niveau comme suit :

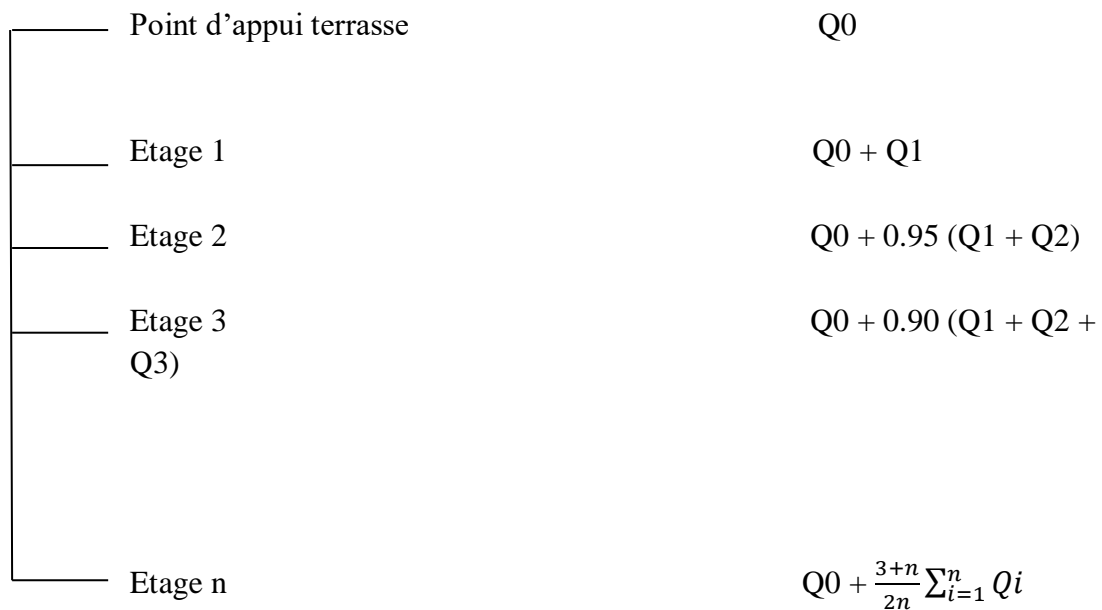


Figure II.8 : Schéma de la loi de dégression

Avec :

Q_i = les surcharges appliquées sur les différents niveaux

• **Surcharges d'exploitation :**

$Q_0 = 100 \text{ kg/m}^2$ terrasse inaccessible

$Q_1 ; Q_2 ; \dots Q_8 = 150 \text{ kg/m}^2$ étage courant (habitation)

Q9 = 400 kg/m ² sous-sol/RDC	(commerce)	
Terrasse	Q0	100 kg/m ²
7 ^{ème} étage	Q0+Q1	250 kg/m ²
6 ^{ème} étage	Q0 + 0.95 (Q1 + Q2)	385 kg/m ²
5 ^{ème} étage	Q0 + 0.90 (Q1 + Q2 + Q3)	505 kg/m ²
4 ^{ème} étage	Q0 + 0.85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4)	610 kg/m ²
3 ^{ème} étage	Q0 + 0.80 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)	700 kg/m ²
2 ^{ème} étage	Q0 + 0.75 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)	775 kg/m ²
1 ^{er} étage	Q0 + 0.71 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7)	845.5 kg/m ²
RDC	Q0 + 0.68 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8)	916 kg/m ²
Sous sol	Q0 + 0.66 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8 + Q9)	1156 kg/m ²

Tableau II.5 : Valeur cumulées des charges et surcharges

Q (kg/m ²)	G (kg/m ²)
100	668
250	1228
385	1788
505	2348
610	2908
700	3468
755	4028
845.5	4588
916	5148
1156	5778

Tableau II.6 : Valeur non cumulées des charges et surcharges

Q (kg/m ²)	G (kg/m ²)
100	668
150	560
150	560
150	560
150	560
150	560
150	560
150	560
150	560
150	560
400	630

II.4.4. Exemple de calcul :

- **Les étapes de calcul :**

- On considère le poteau le plus sollicité.
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.

On mènera le calcul à L'ELU (BAEL 91) et la vérification d'après (RPA99/V2003).

On va étudier le poteau qui recevra l'effort de compression maximal (le plus sollicité) :

- La section afférente de plancher : $S_{\text{aff}} = 18.91\text{m}^2$
- La longueur afférente de poutre principale (P.P) : $L_{\text{aff}}(\text{PP}) = 4.45\text{ m}$
- La longueur afférente de poutre secondaire (P.S) : $L_{\text{aff}}(\text{PS}) = 4.25\text{ m}$

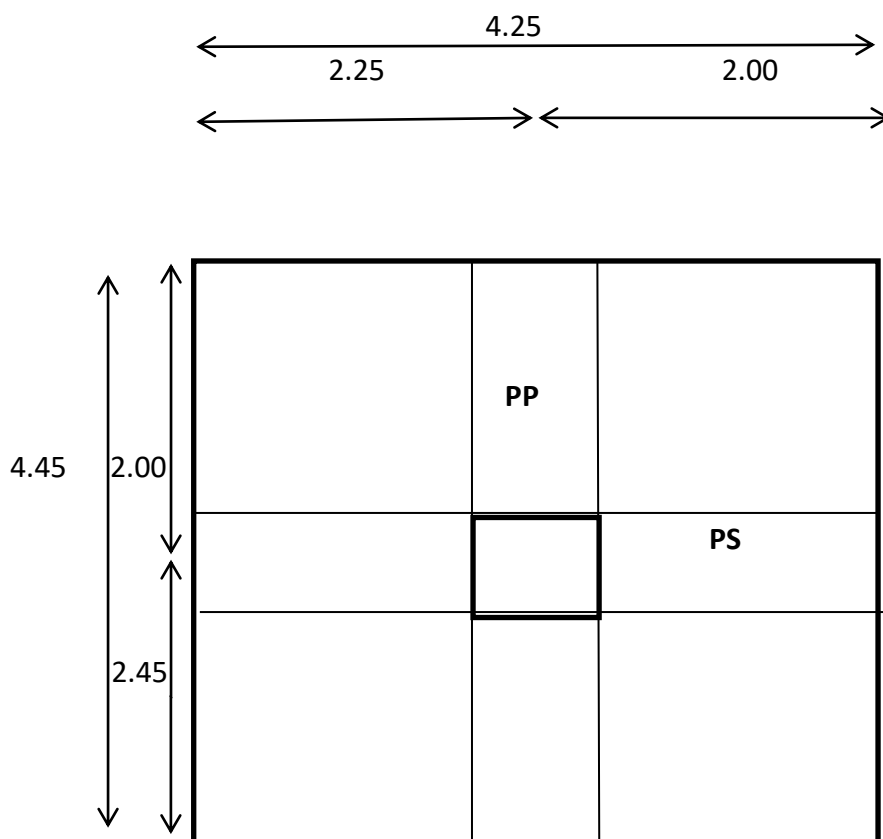


Figure II.9 : Section afférente du poteau le plus sollicité

- **Critère de résistance :**

Effort normal ultime (NU):

$$P_u = N1_{(\text{plancher})} \times S_{\text{aff}(\text{plancher})} + N2_{(\text{PP})} \times L_{\text{aff}(\text{PP})} + N3_{(\text{PS})} \times L_{\text{aff}(\text{PS})}$$

$$N1_{(\text{plancher})} = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{Avec : } G = 5778 \text{ (kg/m}^2\text{)} ; Q = 1156 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

$$N1_{(\text{plancher})} = 9534.3 \text{ (kg/ml)}$$

$$N2_{(\text{PP})} = 1.35 (2500 \times 0.35 \times 0.30) \times 10 = 3543.75 \text{ (kg/ml)}$$

$$N3_{(\text{PS})} = 1.35 (2500 \times 0.35 \times 0.30) \times 10 = 3543.75 \text{ (kg/ml)}$$

10: nombre des étages

Donc:

$$P_u = 9534.3 \times 18.91 + 3543.75 \times 4.45 + 3543.75 \times 4.25$$

$$P_u = 211124.24 \text{ (kg)}$$

$$N_u = 1.15 P_u = 1.15 \times 211124.24$$

$$N_u = 242792.87 \text{ (kg)}$$

$$N_u = 2427929 \text{ (N)}$$

On sait que : $Br \geq 0.064 N_u$

$$Br \geq 0.064 \times 2427929 \Rightarrow Br \geq 155387.44 \text{ (mm}^2\text{)} \Rightarrow Br \geq 1553.87 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Alors : on prend $B = (65 \times 65) \text{ cm}^2$

- **Critère de stabilité de forme (flambement) :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 425}{\sqrt{\frac{65 \times (65)^3}{12 \times 45 \times 60}}} = 15.85$$

$$\lambda = 15.85 \leq \bar{\lambda} = 35 \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- **Condition R.P.A:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(65 ; 65) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(65 ; 65) \geq \frac{400}{20} = 15.3 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{65}{65} = 1 \leq 4$$

Tableau II.7 : récapitulatif des sections des poteaux des différents étages.

niveau	Plancher (kg/m ²)		N1 (plancher) = 1.35 G + 1.5 Q	Surface afférente (m ²)	N2 (PP) × L _{aff} (PP)	N3 (PS) × L _{aff} (PS))	Pu (kg)	Nu = 1.15 Pu (Kg)	Br ≥ 0.064 Nu (cm ²)	Choix B=b1×h1 (cm ²)
	Q	G								
8	100	668	1051.8	18.91	1576.96	1506.08	22972.58	26418.46	169.1	(40×40)
7	250	1228	2032.8	18.91	3153.92	3012.17	44606.34	51297.29	328.3	(40×40)
6	385	1788	2991.3	18.91	4730.88	4518.26	65814.62	75686.82	484.4	(40×40)
5	505	2348	3927.3	18.91	6307.84	6024.34	86597.42	99587.04	637.3	(45×45)
4	610	2908	4840.8	18.91	7884.80	7530.40	106953.53	122996.55	787.2	(45×45)
3	700	3468	5731.8	18.91	9461.76	9036.48	126871.45	145902.17	933.78	(45×45)
2	755	4028	6570.3	18.91	11038.72	10542.56	145820	167693	1073.23	(55×55)
1	845.5	4588	7462.05	18.91	12615.68	12048.64	165771.42	190637.13	1220.08	(55×55)
RDC	916	5148	9174.3	18.91	14192.64	13554.72	201228	231412.60	1481.04	(65×65)
Sous-sol	1156	5778	9633.3	18.91	15769.60	15060.80	212996	244946	1567.65	(65×65)

II.5. Pré dimensionnement des voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés le RPA99, les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux.

On a deux types des voiles :

II.5.1 Voiles de contreventement :

Doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \leq \frac{L}{4} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \\ e \geq 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage

e : épaisseur du mur voile

L : longueur du mur voile

Pour: $h_e = 405 \text{ cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{405}{20} = 20.25 \text{ cm} \\ e \geq 20.25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ On adopte des voiles de contreventement de 20 cm

II.5.2 Voiles de soutènement d'entre-sol :

Le voile de soutènement joue le rôle d'un mur de soutènement contre les poussés des terres

Pour: $h_e = 252 \text{ cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{252}{22} = 11.45 \text{ cm} \\ e \geq 11.45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On adopte des voiles périphériques de 15 cm d'épaisseur

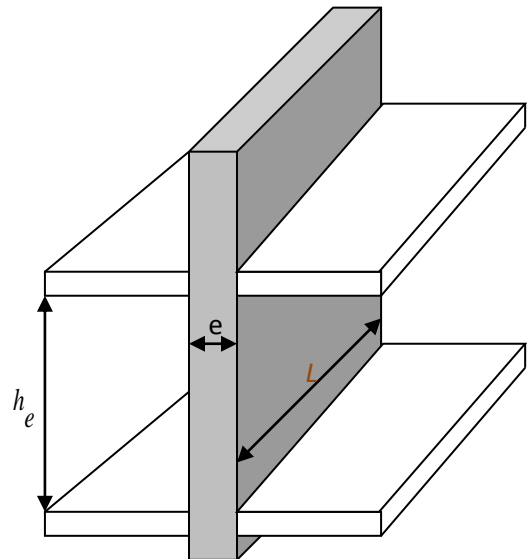


Figure II.10 : coupe de voile en élévation



Chapitre III

Calcul des éléments secondaires



III.1. Introduction :

Les planchers sont des pièces minces horizontales de largeur nettement supérieure à l'épaisseur qu'ils séparent le bâtiment à plusieurs niveaux différents, et ils ont deux fonctions principales :

- Fonction de résistance :(supportent les charges permanentes et les charges d'exploitation).
- Fonction d'isolation :(isolation thermique et acoustique)

On distingue deux grandes classes des planchers :

- plancher coulé surplace (corps creux, dalle pleine....)
- Plancher préfabriqué (Partiellement où totalement).

Dans notre projet on a adopté deux types de planchers :

- a) Plancher à corps creux.
- b) Plancher en dalle pleine.

III.2. Plancher en dalle pleine (sous-sol) :

Les dalles en béton sont des éléments rectangulaires de dimension L_X et L_Y appuyés sur 2,3 ou 4côtés. Nous désignerons par L_X la plus petite dimension de la dalle et L_Y la plus grande.

Dans l'étude des dalles, on considère généralement une bande de 1m de largeur c.à.d. la section transversale vaut (hx100cm).

Supposant que la dalle est uniformément chargée, Pour le calcul des dalles nous distingueront deux cas :

✓ Dalle portant sur deux sens si : $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$

✓ Dalle ne portant que dans un (01) seul sens si : $\frac{L_x}{L_y} < 0.4$

Remarque :

Diamètre max $\Phi \leq \frac{h_d}{10} = 1.6$ cm on prend $\Phi_{\max} = 16$ mm

Puisque les planchers courants ne sont pas exposés aux intempéries, la nappe des armatures devra être installée à 1cm à partir de l'arrête extrême. Donc, la hauteur utile vaut,

$(h - \Phi) = 14.4$ cm.

Si on se réfère aux chapitres précédent, on peut écrire que :

- **Sous - sol**

$G = 6300$ N / m² $Q = 4000$ N / m²

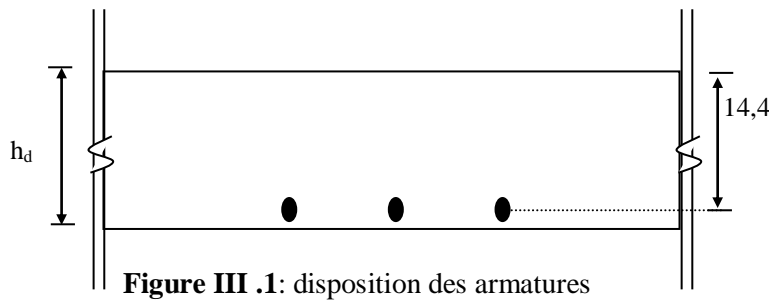


Figure III .1: disposition des armatures

Panneaux d'angles

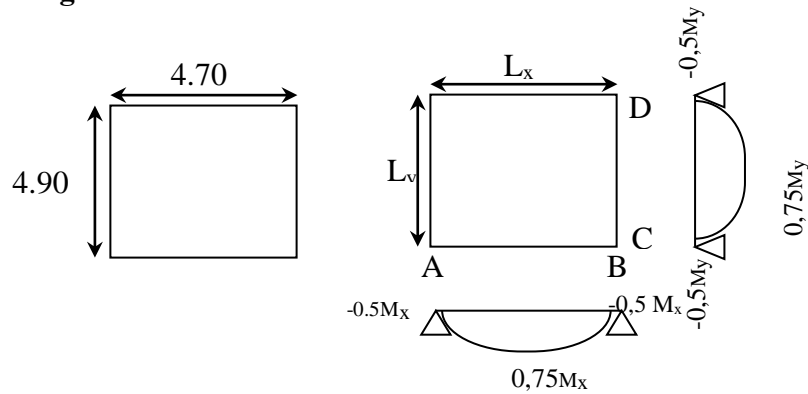


Figure III.2 : Schémas statiques du panneau intermédiaire

❖ **Combinaison fondamentale : (Sous-sol)**

✍ **E.L.U**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,35 \times 6300 + 1,5 \times 4000 = 14505 \text{ N/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \cdot 1 \Rightarrow q_u = 14505 \text{ N/ml}$$

✍ **E.L.S**

$$q_{ser} = G + Q \Rightarrow q_{ser} = 6300 + 4000 = 10300 \text{ N/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_{ser} = q_{ser} \cdot 1 \Rightarrow q_{ser} = 11300 \text{ N/ml}$$

❖ **Calcul des moments :**

D'après le (BAEL 91) le calcul se fait panneau par panneau, sous les sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } M_u^x = \mu_u^x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_u^y = \mu_u^y \cdot M_u^x$$

μ^x et μ^y : sont fonction de ρ et ν (coefficient de poisson)

$$\text{ELS} : M_{\text{ser}}^x = \mu_{\text{ser}}^x q_{\text{ser}} l_x^2$$

$$M_{\text{ser}}^y = \mu_{\text{ser}}^y M_{\text{ser}}^x$$

Avec : $L_x \leq L_y$ (BAEL91)

l_x : portée suivant x ; l_y : portée suivant y

M_u^x : Moment ultime suivant x ; M_u^y : Moment ultime suivant y

M_{ser}^x : Moment de service suivant x ; M_{ser}^y : Moment de service suivant y

$$L_x = 4.70\text{m}$$

$$L_y = 4.90\text{m}$$

$$\varphi = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.70}{4.90} = 0,96 > 0,4 \quad (\text{La dalle travaille dans les deux sens})$$

$$E.L.U \begin{cases} \mu_x = 0,041 \\ \mu_y = 0,887 \end{cases}$$

$$E.L.S \begin{cases} \mu_x = 0,048 \\ \mu_y = 0,923 \end{cases}$$

Suivant la direction « X » $\Rightarrow M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

Suivant la direction « Y » $\Rightarrow M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Donc :

$$E.L.U.R \begin{cases} M_{0x} = 0.041 \times 14505 \times 4.70^2 = 13137.03 \text{ N.m} \\ M_{0y} = 0,923 \times 13137.03 = 12125.48 \text{ N.m} \end{cases}$$

$$E.L.S \begin{cases} M_{0x} = 0,048 \times 11300 \times 4.90^2 = 13023.02 \text{ N.m} \\ M_{0y} = 0.923 \times 6575.51 = 12020.25 \text{ N.m} \end{cases}$$

❖ Evaluation des moments (suivant x et y) :

Tableau III.1 : récapitulatif des moments suivant x et y

Lx	Ly	$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	μ_u^x	μ_u^y	μ_{ser}^x	μ_{ser}^y	ELU		ELS	
							M_u^x	M_u^y	M_{ser}^x	M_{ser}^y
4.70	4.90	0.96	0.041	0.887	0.048	0.923	13137.03	12125.48	13023.02	12020.25

❖ Evaluations des moments en travées et en appuis :

Les moments dans les panneaux réels sont pris égaux à ces moments “isostatiques” multipliés par des coefficients forfaitaires, on adoptera deux cas des sollicitations maximales :

En appui : $0,5 M_{max}$

En travée : $0,75 M_{max}$

Tableau III.2 : tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

	Moment max (N/ml)		Moment de travée max		Moment d'appui max	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Sens x – x	13137.03	13023.02	9852.77	9767.26	6568.51	6511.51
Sens y – y	12125.48	12020.25	9094.11	9015.19	6062.74	6010.12

III.2.1. Ferrailage de la dalle pleine :

Section minimale d'armatures :

Selon que l'on utilisera des fils de diamètre supérieur ou inférieur à 6 mm, les sections minimales d'armatures dans les deux sens valent : $\phi \geq 6mm$

- Sens y : $0,0008.16.100 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- Sens x : $1,28.(3-\alpha) / 2 = 1,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Remarque : (C.B.A.93) dans le sens de la petite portée, ces valeurs doivent être majorées de

$$20\% \Rightarrow A_{s \min x} = 1,74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{s \min y} = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec ; } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ feE400 \\ fc28 = 25 \text{ MPa} \\ ft28 = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

☒ **ELU :**

- **Sens x x :**

En travée

$$M_{tx} = 9852.77 \text{ N.m}$$

❖ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A) de nuance

$$\text{FeE400 } \mu_{\text{limite}} = 0,392$$

$$\mu_{ab} = 0,186$$

si $\mu < \mu_l$ ELU est attient ou pivot A

On calcule le moment réduit : μ

$$\mu = \frac{Mtx}{b \times d_x^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9852.77}{100 \times 14.4^2 \times 14,2} = 0,033 < \mu_l = 0,392$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,042$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$\delta_s = \frac{FeE}{\gamma_s = 1,15} = 348$$

$$Au = \frac{Mtx}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9852.77}{348 \times 0,983 \times 14.4} = 2,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{FeE} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{lx} = \max(A_u; A_{\min}) = (1,73; 2,67) = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A_{lx} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } St = 25 \text{ cm}$$

En appui :

$$M_{arx} = 6568,51 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d_x^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6568,51}{100 \times 14,4^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Donc (A') n'existe pas.

$$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,028$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$\delta_s = \frac{FeE}{\gamma_s = 1,15} \approx 348 \text{ Mpa}$$

$$A_u = \frac{Max}{\delta_s \times \beta \times d} = \frac{6568,51}{348 \times 0,988 \times 14,4} = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{FeE} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ax} = \max(A_u; A_{\min}) = (1,32; 1,73) = 1,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A_{lx} = 4T8 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } St = 25 \text{ cm}$$

- **Sens y-y**

En travée :

$$M_{ty} = 9094.11 N.m$$

On calcule le moment réduit : μ

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d_y^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9094.11}{100 \times 14.4^2 \times 14,2} = 0,031 < \mu l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.039$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,98$$

$$\delta s = \frac{FeE}{\gamma_s = 1,15} \approx 348 Mpa$$

$$A_u = \frac{M_{ty}}{\delta s \times \beta \times d} = \frac{9094.11}{348 \times 0,978 \times 14.4} = 1.85 cm^2/ml$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \cdot \frac{ft28}{FeE} = 0,23 \times 100 \times 14.4 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 1.73 cm^2/ml$$

$$A_x = \max(A_u; A_{min}) = (1.85; 1.73) = 1.85 cm^2/ml$$

On adopte : $A_{ty} = 4T10 = 3,14 cm^2/ml$

Avec $St = 25cm$

En appui :

$$M_{ary} = 6062.74 N.m$$

$$\mu = \frac{M_{ary}}{b \times d_x^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6062.74}{100 \times 14.4^2 \times 14,2} = 0,021 < \mu l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,032$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$\delta s = \frac{FeE}{\gamma_s = 1,15} = 348 Mpa$$

$$A_u = \frac{M_{ary}}{\delta_s \times \beta \times d} = \frac{6062.74}{348 \times 0,987 \times 14,4} = 1.22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e E} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{rx} = \max(A_u; A_{\min}) = (1.52; 1.73) = 1.73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_{rx} = 4T8 = 2.00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec $St = 25 \text{ cm}$

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures.

Sens x x		Sens y y	
En travée	En appuis	En travée	En appuis
4T10	4T8	4T10	4T8

❖ Vérification à l'ELS :

• Sens x x :

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

Flexion simple
Acier FeE400
Section rectangulaire

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

$$\mu = 0.036$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.045$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 0.982$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

En travée :

$$M_{tu} = 9852.77 \text{ N.M}$$

$$M_{ts} = 9767.26 \text{ N.M}$$

$$\text{Si } \alpha \leq \frac{1,01 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,25 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Donc les armatures calculées à L'E.L.U conviennent pour L'E.L.S

En appuis :

$$M_{au} = 6568.51 \text{ N.m} \quad \rightarrow \gamma = 1.01$$

$$M_{as} = 6511.51 \text{ N.m}$$

$$\text{Si } \alpha = 0,028 < 0.25$$

✓ Donc les armatures calculées à L'E.L.U conviennent pour l'E.L.S

• Sens y -y :

En travée :

$$M_{tu} = 9094.11 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow \gamma = 1.01$$

$$M_{ts} = 9015.19 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,039 < 0,25 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Donc les armatures calculées à L'E.L.U conviennent pour l'E.L.S

En appui :

$$M_{au} = 6062.74 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow \gamma = 1.01$$

$$M_{as} = 6010.12 \text{ N.m}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,026 < 0,25 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Donc les armatures calculées à L'E.L.U conviennent pour l'E.L.S

III .2.3. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau < \bar{\tau}$

$$V_{\max}^y = q \cdot \frac{ly}{2} = 9800 \text{ N}$$

$$\tau_u^y = \frac{V_y^u}{b.d_y} = \frac{9800}{1000 \times 144} = 0,068 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ avec } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau}$ condition vérifiée

- ✓ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.
- ✓ Pas de reprise de bétonnage.
- ✓ Les dispositions constructives générales des dalles sont supposées respectées.

III.2.3. Vérification de la flèche:

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1 - \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x}$$

Avec : M_x : Moment maximum en travée par bande de 1 m de largeur.

M_t : Moment en travée pare bande de 1 m de largeur.

$$2 - \frac{A}{b.d} \geq \frac{2}{f_e}$$

On vérifie le panneau la plus sollicité. 9852.77

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.16}{4.70} = 0,034 \geq \frac{1}{20} \cdot \frac{9852.77}{13137.03} = 0.037 \quad \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{b.d} = \frac{3.14}{100.14,4} = 0,002 \geq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \quad \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

- ✓ Donc, la vérification de la flèche est nécessaire.

- **Sens x-x :**

Pour le calcul des dalles et des parois (R.BARES). 14505

$$f = 0,0313 \times \frac{qu * l_x^4}{E * h^3} < \bar{f}_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5$$

$$f = 0,0313 \times \frac{14505 * 4.70^4}{2,1.10^5 * 16^3} < \bar{f}_{adm} = \frac{4,70}{1000} + 0,5$$

$2.57 \times 10^{-4} < 0,505$ Condition vérifiée

• Sens y-y :

$$f = 0,0313 \times \frac{qu \times ly^4}{E \cdot h^3} < \bar{f}_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5$$

$$f = 0,0313 \times \frac{14505 \times 4.9^4}{2,1 \cdot 10^5 \times 16^3} < \bar{f}_{adm} = \frac{4.9}{1000} + 0,5$$

$3.04 \times 10^{-4} < 0,505$ Condition vérifiée

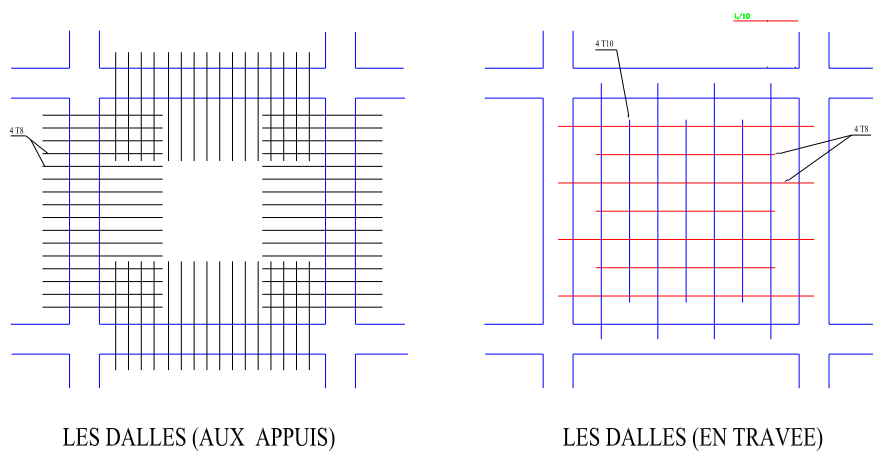


Figure III. 3 : Ferrailage des dalles pleines

III.3. Plancher à corps creux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges

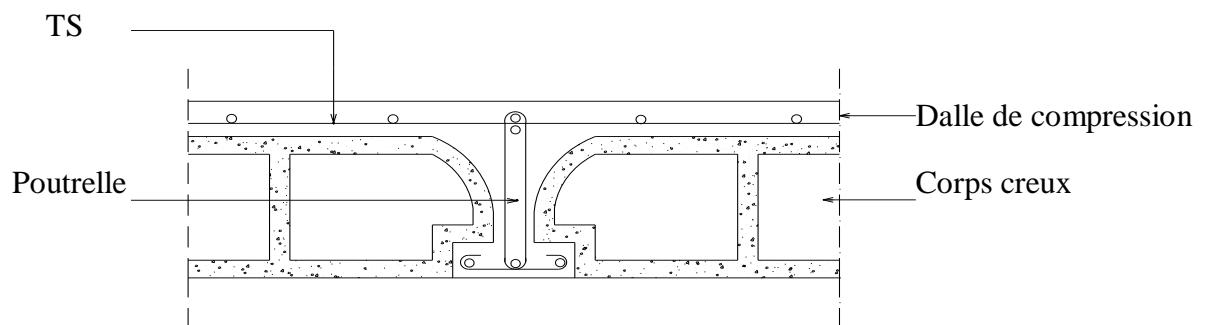


Figure III.4 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Détermination des dimensions des poutrelles :

Ce type de plancher est composé d'un corps creux et d'une dalle de compression d'épaisseur (16+5)cm.

➤ Les poutrelles ont une section en (Té).

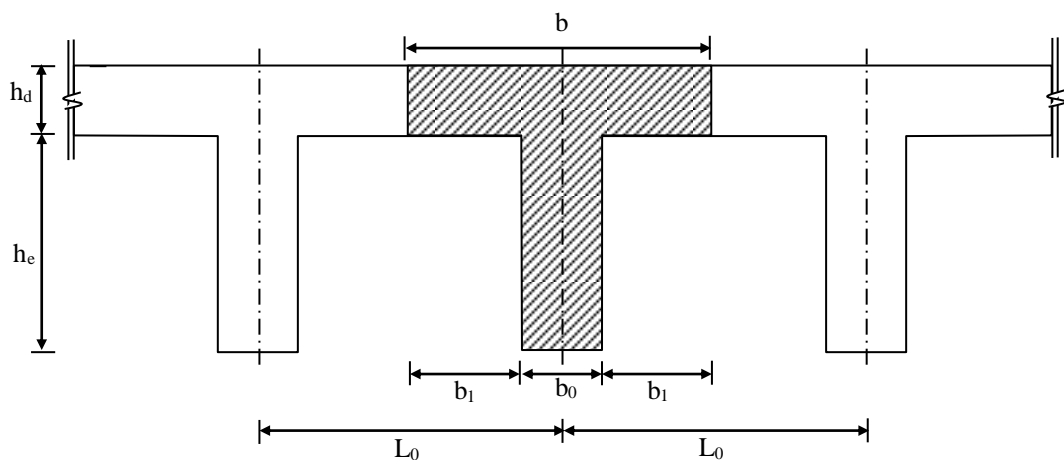


Figure III.5: Dimension de la section en (Té)

- D'après les règles de (BAEL91 page126), la largeur de la table de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes :

- $b_1 \leq \frac{L}{10}$
- $b_1 \leq (L_n - b_o) / 2$ Avec :
- $6h_o \leq b_1 \leq 8h_o$

L : La portée entre nus d'appui de la poutrelle.

L_n : Distance entre axe des nervures.

Suivant le DTR BC22, normes algériennes : $L_n = 60\text{cm}$

$b_o = 12\text{cm}$; $h_o = 4\text{cm}$.

$L = 470 - 30 = 440\text{cm}$.

$$\Rightarrow \begin{cases} b_1 = \frac{440}{10} = 44\text{cm} \\ b_1 \leq (60 - 12) / 2 = 24\text{cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

On prend : $b_1 = 24\text{cm}$.

$\Rightarrow b = 2b_1 + b_o = 2 \cdot 24 + 12 = 60\text{cm}$

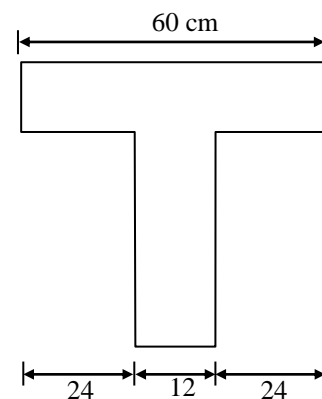


Figure III.6 : Schéma d'une section en " Té "

III.3.1. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit répondre aux conditions suivantes livrées par (C.B.A.93 P 136) :

* Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4cm et d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

* 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

* 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.

* La section des armatures perpendiculaires doit avoir.

$$\begin{cases} A_{\perp} = 200 / f_e : \text{ si l'entre axe des poutrelles } L_n \leq 50 \text{ cm} \\ A_{\perp} = 4 L_n / f_e : \text{ si l'entre axe des poutrelles } 50 < L_n \leq 80\text{cm} \end{cases}$$

et $A_{//} \geq A_{\perp} / 2$ pour les deux cas, avec A en $[\text{cm}^2 / \text{ml}]$

f_e : limite d'élasticité du T.S

Pour un diamètre inférieur à 6 mm de T.S ; la classe d'acier est TLE 520.

a). Armatures perpendiculaires :

$$50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm} \rightarrow L_n = 60\text{cm}.$$

$$A_{\perp} \geq 240/520 = 0,46\text{cm}^2/\text{ml}.$$

$$\rightarrow A_{\perp} = 0,46\text{cm}^2/\text{ml}.$$

On adopter: $5\phi 6/\text{ml} \rightarrow A_{\perp} = 1,41\text{cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 20\text{cm}$.

b). Armatures parallèles :

$$A_{//} \geq A_{\perp} / 2 \rightarrow A_{//} \geq 1,42 / 2 = 0,7\text{cm}^2$$

La même section de A_{\perp} sera retenue pour $A_{//}$

Donc on adopte un treillis soudé $\phi 6(200 \times 200)$

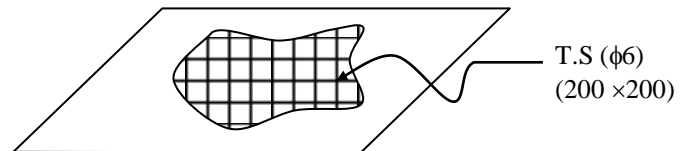


Figure III.7: Schéma de T.S

III.3.2. Etude des poutrelles :**❖ Méthode forfaitaire****• Domaine d'application :**

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1- les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition

$$Q(N / m^2) \leq \max \{2G; 5KN / m^2 \}$$

2- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

3- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

4- la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

• Le principe de la méthode :

Soit :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison (poutre simplement appuyée) (voir fig IV.4.a)

M_w et M_e : valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée

M_t : le moment maximum en travée

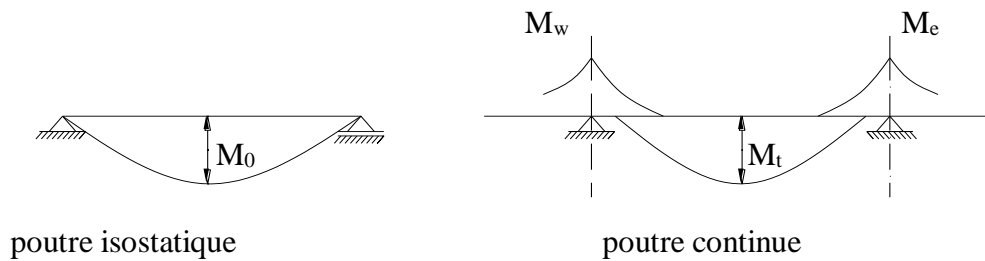


Figure III.8 : Définition des moments

• **Moments en travées :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0 \}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée intermédiaire)}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée de rive)}$$

• **Moments sur appuis de rive :**

$$M_{ar} = 0 \Rightarrow \text{pour appuis simples.}$$

$$M_{ar} = -0,2 M_0 \Rightarrow \text{pour semi encastrement.}$$

$$M_{ar} = -0,4 M_0 \Rightarrow \text{pour un encastrement.}$$

• **Moments sur appuis intermédiaires :**

$$M_{ai} = -0,6 M_0 \Rightarrow \text{cas d'une poutre à deux travées.}$$

$$M_{ai} = -0,5 M_0 \Rightarrow \text{pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.}$$

$$M_{ai} = -0,4 M_0 \Rightarrow \text{pour les autres appuis intermédiaires.}$$

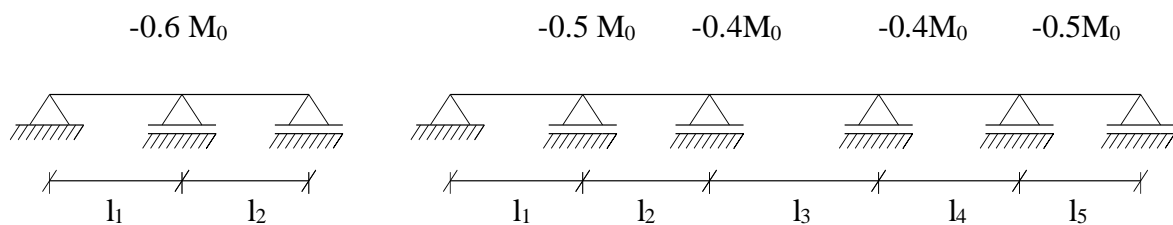


Figure III.9: Moments sur appuis intermédiaires.

Dans notre projet on a 2 types de poutrelles à étudier. Leurs schémas statiques sont donnés comme suit :

❖ **Plancher étage courant:**

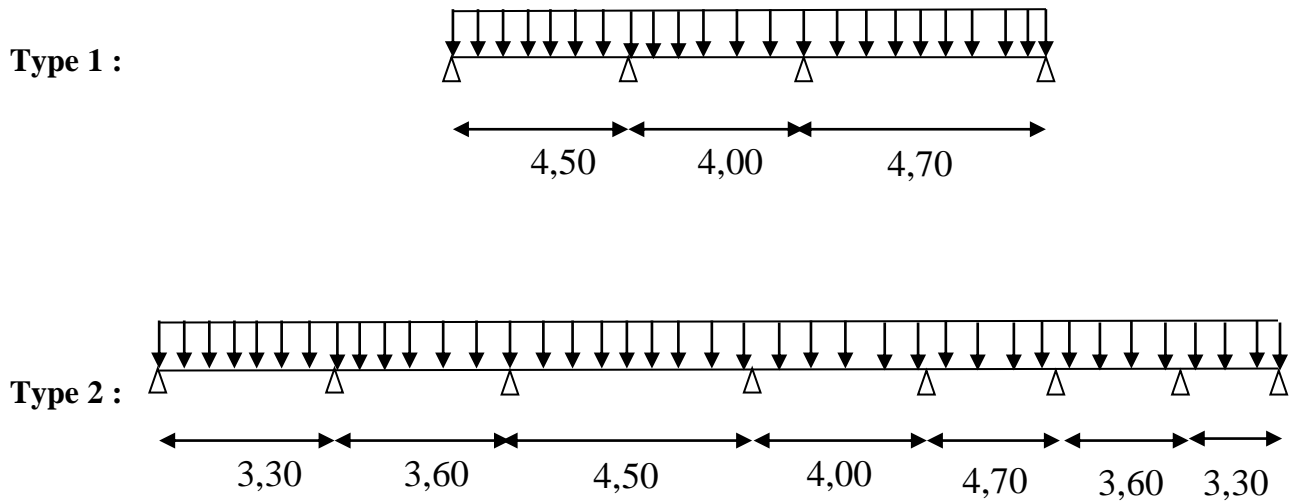


Figure III.10 : Les types des poutrelles (étage courant)

❖ **Plancher étage terrasse :**

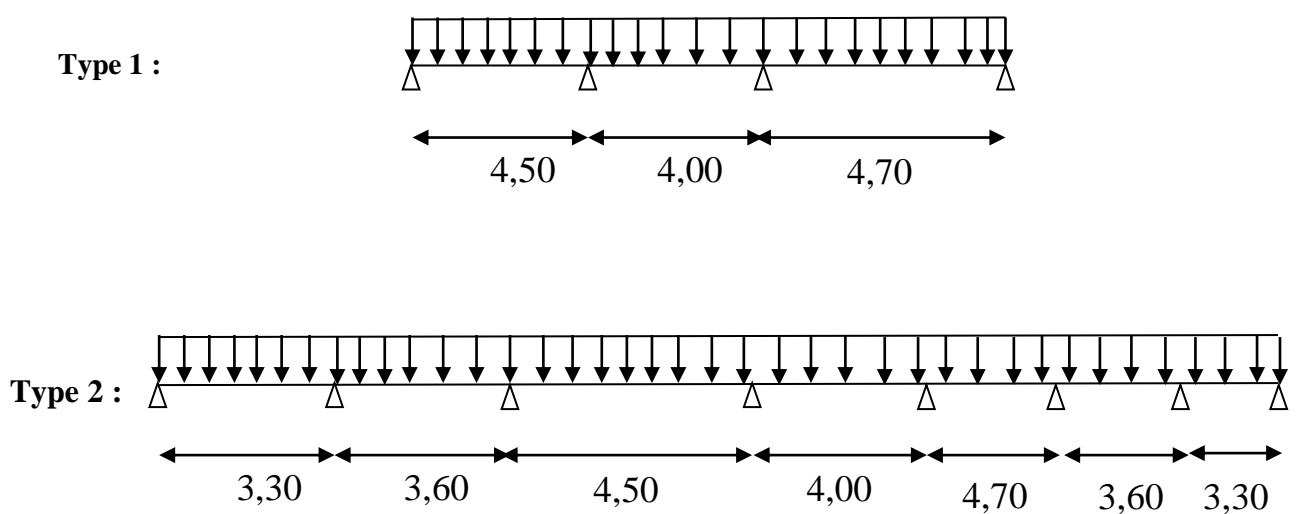


Figure III.11 : les types des poutrelles (terrasse)

✓ **Vérification de la méthode forfaitaire :**

1-la surcharge d'exploitation $q=150 \text{ kg/ml} \leq \max (2 \times 560; 500) \text{ kg/ml}=1120 \text{ kg/ml}$

⇒Condition vérifiée.

2-les moments d'inerties sont les mêmes dans les différentes travées. ⇒Condition vérifiée.

3-les portées successives des travées sont dans rapport compris entre 0,8 et 1,25

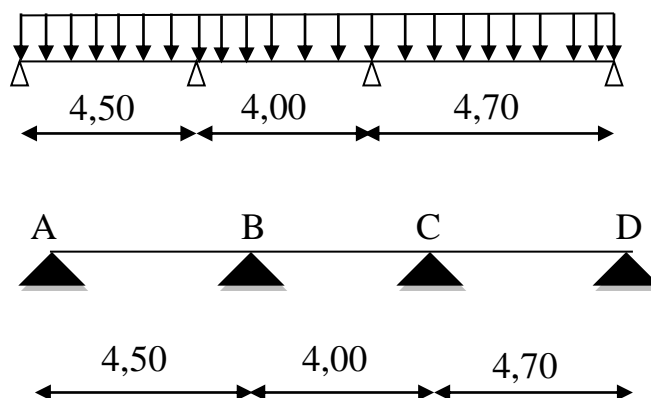
$$0,8 \leq \frac{4,50}{3,60} = 1,25 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4-fissuration est non préjudiciable (peu nuisible).⇒ Condition vérifiée.

✓ **Les conditions sont vérifiées ⇒ on peut appliquer la méthode forfaitaire.**

❖ **Exemple de calcul (type 01) :**

• **Etage courant**



$$\left\{ \begin{array}{l} G = 560 \text{ kg/m} \\ Q = 150 \text{ kg/m}^2 \\ q_u = (1,35 G + 1,5 Q) = (1,35 \times 560 + 1,5 \times 150) \times 0,6 = 588,6 \text{ kg/ml} \\ q_s = (G + Q) = (560 + 150) \times 0,6 = 426 \text{ kg/ml} \end{array} \right.$$

Figure III.12: type(01) de la poutrelle étages courants).

Tableau III.4 : Récapitulation des charges

Niveau	G kg/m ²	Q kg/m ²	Qu= 1.35G+1.5P	Qs= G+P	qu = 0.6 qu	qs= 0.6q _{ser}
Etage courant	560	150	981	710	588.6	426
Terrasse accessible	668	100	1051.8	768	631.08	460.8

☒ **ELU :**

$$q_u = 588.6 \text{ daN/ml}$$

$$M_{0AB} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{588.6 \times 4.5^2}{8} = 1489.89 \text{ daN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{588.6 \times 4.0^2}{8} = 1177.20 \text{ daN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{588.6 \times 4.7^2}{8} = 1625.27 \text{ daN.m}$$

➤ **Calcul des moments en appuis :**

$$M_A = -0,2 \times M_{0AB} = -297,98 \text{ daN.m}$$

$$M_B = -0,5 \times \max(M_{0AB}; M_{0BC}) = -744,94 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -0,5 \times \max(M_{0BC}; M_{0CD}) = -812,63 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -0,2 \times M_{0CD} = -325,05 \text{ daN.m}$$

➤ **Calcul des moments en Travée :**

➤ **Travée de rive : (A-B)**

$$\overline{M}_t(AB) + (0,2 M_{0AB} + 0,5 M_{0AB}) / 2 \geq 1,05 M_{0AB}$$

$$\overline{M}_t(AB) \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} \right) M_{0AB}$$

$$\overline{M}_t(AB) \geq 0,7 M_{0AB}$$

$$\overline{M}_t(AB) \geq 0,62 M_{0AB}$$

On prend: $M_t(AB) = 0,7 M_{0BC}$

$$M_t(AB) = 824,04 \text{ daN.m}$$

➤ **Travée de rive: (C-D)**

$$\overline{M}_t(CD) + (0,2 M_{0CD} + 0,5 M_{0CD}) / 2 \geq 1,05 M_{0CD}$$

$$\overline{M}_t(CD) \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} \right) M_{0CD}$$

$$\overline{M}_t(CD) \geq 0,7 M_{0CD}$$

$$\overline{M}_t(CD) \geq 0,62 M_{0CD}$$

On prend : $M_t(CD) = 0,7 M_{0CD}$

$$M_t(CD) = 1137.69 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

➤ **Travée intermédiaire : (BC)**

$$M_t(BC) + (0,5 M_{0BC} + 0,5 M_{0BC}) / 2 \geq 1,05 M_{0BC}$$

$$M_t(BC) \geq \left(\frac{1 + 0,3 \alpha}{2} \right) M_{0BC}$$

$$M_t(BC) \geq 0,55 M_{0BC}$$

$$M_t(BC) \geq 0,52 M_{0BC}$$

On prend : $M_t(BC) = 0,55 M_{0BC}$

$$M_t(BC) = 647,46 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_w(A-B) = q_u L/2 = 588.6 \times 4,50/2 = 1324,35 \text{ daN}$$

$$T_e(A-B) = 1.1 T_w(A-B) = 1.1 \times 1339,06 = 1456,78 \text{ daN}$$

$$T_w(B-C) = q_u L/2 = 588.6 \times 4,0/2 = 1177,2 \text{ daN}$$

$$T_e(B-C) = 1,1 T_w(B-C) = 1,1 \times 11150,5 = 1294,92 \text{ daN}$$

$$T_w(C-D) = q_u L/2 = 588.6 \times 4,7 / 2 = 1383,21 \text{ daN}$$

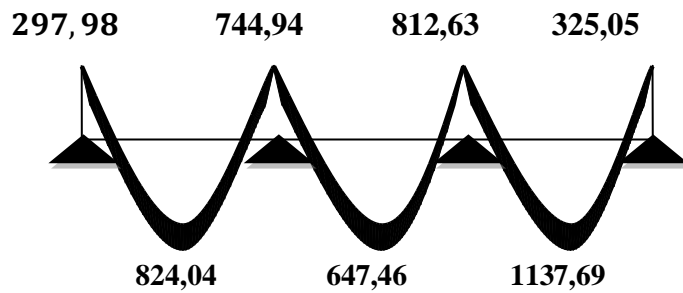
$$T_e(C-D) = 1.1 T_w(C-D) = 1.1 \times 9492,997 = 1521,53 \text{ daN}$$

➤ **En résumé les résultats des moments dans le tableau :**

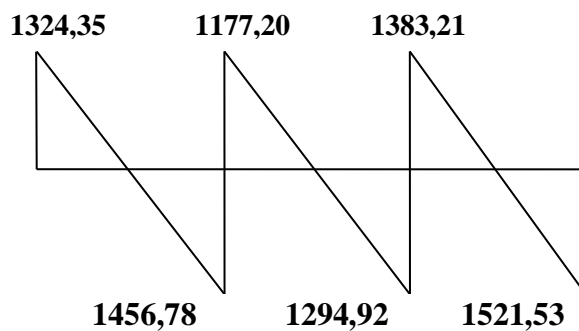
Moment en travée		Moment en appuis		Moment isostatique		Effort tranchant	
travée	M _t	appuis	M _a	travée	M ₀	T _w	T _e
A-B	1489.89	A	- 297,98	A-B	824,04	1324,35	1456,78
B-C	1177.20	B	- 744,94	B-C	647,46	1177,2	1294,92
C-D	1625.27	C	-812,63	C-D	1137.69	1383,21	1521,53
		D	-325,05				

Tableau (III.5)

- *Le diagramme des moments en appuis et en travée : (Figure III.13)*



- *Diagramme des efforts tranchants : (Figure III.14)*



E.L.S :

- *Calcul des moments isostatique :*

$$q_{ser} = 426 \text{ daN/m}$$

$$M_{0AB} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{426 \times 4,50^2}{8} = 1078,31 \text{ daN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{426 \times 4,00^2}{8} = 852,00 \text{ daN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{426 \times 4,70^2}{8} = 1176,29 \text{ daN.m}$$

- *Calcul des moments en appuis :*

$$M_A = -0,2 \times M_{0AB} = -215,66 \text{ daN.m}$$

$$M_B = -0,5 \times \max(M_{0AB}; M_{0BC}) = -539,15 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -0,5 \times \max(M_{0BC}; M_{0CD}) = -588,14 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -0,2 \times M_{0CD} = -235,26 \text{ daN.m}$$

- *Calcul des moments en Travée :*

- *Travée de rive : (A-B)*

$$\left[\begin{array}{l} M_t(AB) + (0,2 M_{0AB} + 0,5 M_{0AB}) / 2 \geq 1,05 M_{0AB} \\ M_t(AB) \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} \right) M_{0AB} \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} M_t(AB) \geq 0,7 M_{0AB} \\ M_t(AB) \geq 0,62 M_{0AB} \end{array} \right.$$

On prend: $M_t(AB) = 0,7 M_{0AB}$

$$M_t(AB) = 754,82 \text{ daN} \cdot m$$

➤ **Travée de rive: (C-D)**

$$\left[\begin{array}{l} M_t(CD) + (0,2 M_{0CD} + 0,5 M_{0CD}) / 2 \geq 1,05 M_{0CD} \\ M_t(CD) \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} \right) M_{0CD} \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} M_t(CD) \geq 0,7 M_{0CD} \\ M_t(CD) \geq 0,62 M_{0CD} \end{array} \right.$$

On prend : $M_t(CD) = 0,7 M_{0CD}$

$$M_t(CD) = 823,40 N \cdot m$$

➤ **Travée intermédiaire : (BC)**

$$\left[\begin{array}{l} M_t(BC) + (0,5 M_{0BC} + 0,5 M_{0BC}) / 2 \geq 1,05 M_{0BC} \\ M_t(BC) \geq \left(\frac{1 + 0,3 \alpha}{2} \right) M_{0BC} \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} M_t(BC) \geq 0,55 M_{0BC} \\ M_t(BC) \geq 0,52 M_{0BC} \end{array} \right.$$

On prend : $M_t(BC) = 0,55 M_{0BC}$

$$M_t(BC) = 468,60 N \cdot m$$

Calcul des efforts tranchant :

$$\left[\begin{array}{l} T_{w(A-B)} = q_{ser} L / 2 = 426 \times 4,50 / 2 = 958,50 \text{ daN} \\ T_{e(A-B)} = 1,1 T_{w(A-B)} = 1,1 \times 958,50 = 1054,35 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$\overline{T_w(B-C)} = q_{ser}L/2 = 426 \times 4,00 / 2 = 852,00 \text{ daN}$$

$$T_e(B-C) = 1,1 T_w(B-C) = 1,1 \times 852,00 = 937,20 \text{ daN}$$

$$\overline{T_w(C-D)} = q_{ser}L/2 = 426 \times 4,70 / 2 = 1001,10 \text{ daN}$$

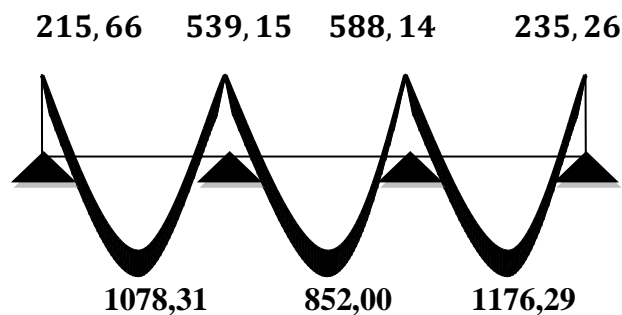
$$T_e(C-D) = 1,1 T_w(C-D) = 1,1 \times 1001,10 = 1101,21 \text{ daN}$$

➤ En résumé les résultats des moments dans le tableau :

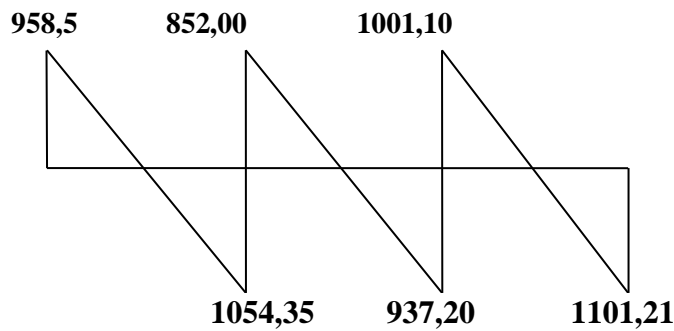
Moment en travée		Moment en appuis		Moment isostatique		Effort tranchant	
travée	M _t	appuis	M _a	travée	M ₀	T _w	T _e
A-B	754,82	A	- 215,66	A-B	1078,31	958,50	1054,35
B-C	468,60	B	- 539,15	B-C	852,00	852,00	937,20
C-D	823,40	C	- 588,14	C-D	1176,29	1001,10	1101,21
		D	- 235,26				

Tableau (III.6)

➤ Le diagramme des moments en appuis et en travée : (Figure III.15)



➤ *Diagramme des efforts tranchants* : (Figure III.16)



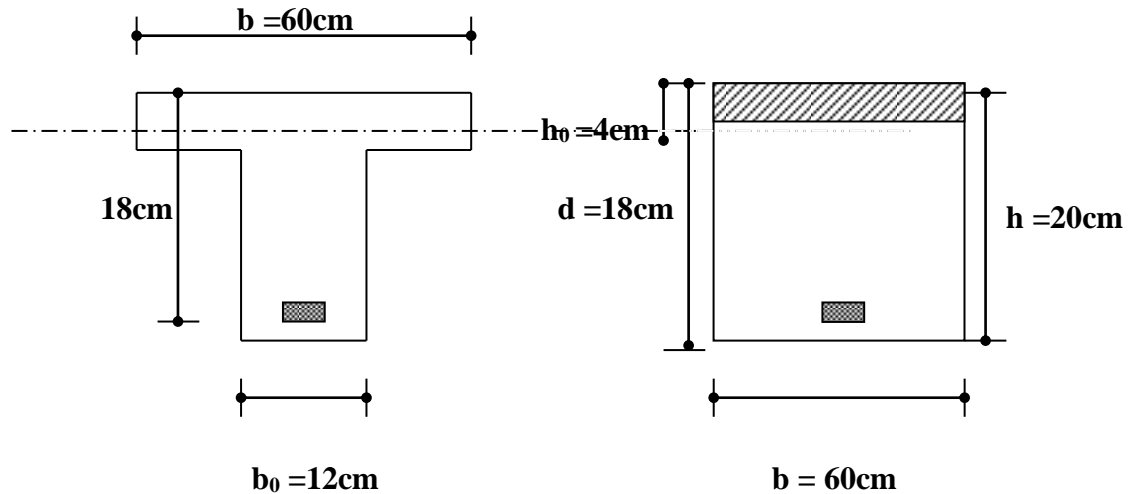
➤ **Résumé des sollicitations maximales pour le type « 01 » :**

	M₀ (daN.m)		M_a (daN.m)		M_t (daN.m)		T_{max}(daN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Poutrelle Type « 01 » Niveau Plancher Etage courant	1625,27	1176,29	812,63	588,14	1137,69	823,40	1521,53

Tableau (III.7)

	M₀ (daN.m)		M_a (daN.m)		M_t (daN.m)		T_{max}(daN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Poutrelle Type « 01 » Niveau Plancher Terrasse	1989,00	1350,00	994,50	675,00	1392,30	945,00	1682,0

Tableau (III.8)

III.3.3. ferrailages des planchers :**➤ Détermination des armatures :****Figure III.17 : calcul de section T**

- **le moment de la table de compression :**

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

$$M_t = 0,60 \times 0,04 \times 14,2 \times (0,18 - 0,02) \cdot 10^3 = \mathbf{54,53 \text{ KN.m}}$$

$M_t \geq M_{\max} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b \times h = (60 \times 20) \text{ cm}^2 = 1200 \text{ cm}^2$

- **Pour le calcul on utilise les formules suivantes :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu})$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) \quad ; \quad A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

- **Paramètre de calcul :**

$$\delta_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; b = 60 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h = 18 \text{ cm}$$

$$d' = 0,1 \cdot h = 2 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm}.$$

Tableau III.9 résumé les résultats

Niveau du plancher	Appuis et travées	$M_{u \max}$ (daN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	A_{\min}	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
Type Poutrelle Niveau Plancher E.C	Appuis	812,63	12	18	0,029	0,037	17,73	1,32	0,26	2T10
	travées	1137.69	60	18	0,041	0,053	17,54	1,86	1,30	3T10
Type Poutrelle Niveau Plancher Terrasse	Appuis	994,75	12	18	0,036	0,047	17,66	1,62	0,26	2T10
	travées	1392.30	60	18	0,050	0,064	17,16	2,33	1,30	3T12

III.3.4 Plancher étage courant :

Vérification à l'E.L.S.

Fissuration peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Acier feE 400} \\ \text{Section rectangulaire.} \\ \text{Flexion simple.} \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

En travée : $M_{t \max} = 1137.69 \text{ daN.m}$

La distance y et le moment d'inertie I se calculent par les formules données par **(BAEL91p134)** cas de la section en T.

Vérification de la position de l'axe neutre

Centre de gravité (avec $A'_s = 0$) :

$$b_0 \cdot y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30.A_s] \cdot y - [(b - b_0)h_0^2 + 30.d.A_s] = 0$$

$$12 \cdot y^2 + [2(60 - 12) \cdot 5 + 30 \cdot 2,26] \cdot y - [(60 - 12) \cdot 5^2 + 30 \cdot 19 \cdot 2,26] = 0$$

$y = 4,120 \text{ cm} > h_0$: l'axe neutre est bien dans la nervure.

Inertie:

$$I = \frac{b_0 \cdot y^3}{3} + \frac{(b - b_0) \cdot h_0^3}{12} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 \quad \text{(BAEL 91 p 134)}$$

$$I = 9217.51 \text{ cm}^4.$$

Contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.0082340}{0.0921751 \cdot 10^{-3}} = 89.33 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 127.58 \cdot 0,04120 = 3.68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

Condition vérifiée

✓ Donc les armatures calculées à L' E.L.U sont maintenues

En appui : $M_{a \max} = 588.14 \text{ daN.m}$

Vérification la position de l'axe neutre

Centre de gravité (avec $A'_s = 0$) :

On conduit le calcul comme la section étant rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12 x 20) ;

Cas de la section rectangulaire → (BAEL 91 p 133).

$$y = 9,636 \text{ cm.}$$

Inertie :

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

$$I = 18910 \text{ cm}^4.$$

Contraintes :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.058814}{0.9636 \cdot 10^{-3}} = 61.04 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 61.04.0,09636 = 5.88 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Donc les armatures calculées à L' E.L.U sont maintenues

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

Lorsque que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa}\right)$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{Mpa}, 5 \text{Mpa}) = 3.33 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \max}{b_0 \cdot d} = \frac{15215.3}{120 \times 190} = 0.66 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.66 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L^{\min}\right). \text{(BAEL 91 p 196)}$$

Avec ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

h : Hauteur de la section.

b_0 : Largeur de nervures.

ϕ_L^{\min} : Diamètres minimales des armatures longitudinales en travée

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{210}{35} = 6; \frac{120}{10} = 12; 10 \text{mm}\right) = 6 \text{mm}.$$

On prend: $\phi_t = 6 \text{mm}$, avec un Acier FeE235 Soit 2 $\phi 6 = 0.6 \text{ cm}^2$

L'espacement des armatures transversales:

K= 1 : en flexion simple. (BAEL 91 p 195)

$$\frac{A_t}{b_0 x \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3x f_{tj} x k}{0,9x \frac{f_c}{\gamma_s} x (\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \delta_{t1} \leq \frac{A_t x 0,9 x f_c}{b_0 x \gamma_s x (\tau_u - 0,3x f_{t28})}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,6 \times 0,9 \times 235}{12 \times 1,15 (0,66 - 0,3 \times 1,8)} = 76,63 \text{ cm}$$

$$\delta_{t1} \leq 76,63 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9x d, 40 \text{ cm}) = 17,1 \text{ cm};$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_c}{0,4 b_0} = \frac{0,6 \times 235}{0,4 \times 12} = 29,37 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) = 15 \text{ cm}$$

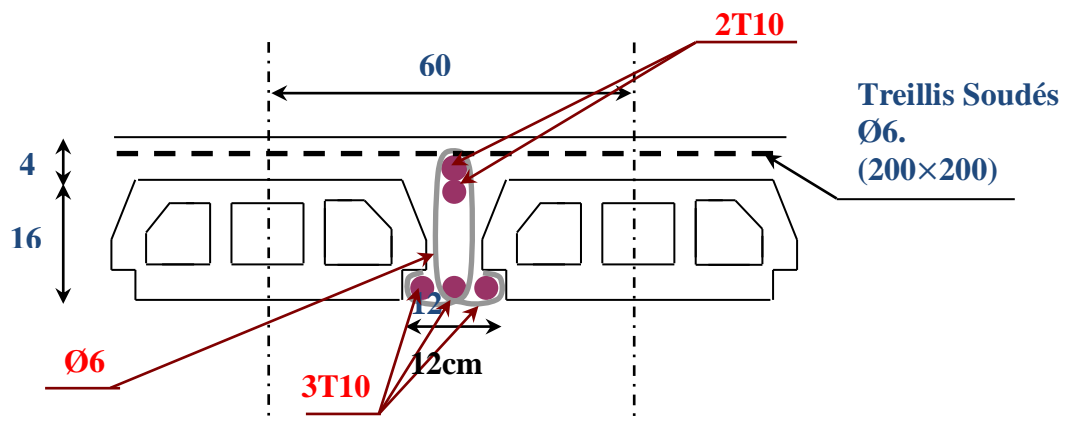


Figure III.18: ferrailage de poutrelle étages courants

❖ Vérification de la flèche :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans le but de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Pour vérifier la flèche, il faut vérifier les conditions suivantes :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t,service}}{M_{0,service}} \text{ (BAEL 91 p 154)}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

l: portée de la travée entre nus d'appuis

h: hauteur totale de la section droite

d: hauteur utile de la section droite

b₀: largeur de la nervure

M_t: moment fléchissant maximal en travée

M₀: moment fléchissant maximal dans la travée supposée indépendante et reposante sur deux appuis libres.

f_e: limite élastique en Mpa

• **Vérification des conditions :**

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{21}{470} = 0,044 < 0,062 \dots\dots\dots C..V$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t,service}}{M_{0,service}} \Rightarrow \frac{1}{10} \times \frac{823,40}{1176,29} \Rightarrow 0,07 < 0,08 \dots\dots\dots C..V$$

$$c) \frac{As}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0156 \leq 0,0105 \dots\dots\dots C.N.V$$

✓ Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

• **Evaluation des flèches :**

$$f_i = \frac{ML^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

$$\text{Avec } E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 \times d}$$

If_i: moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

$$If_i = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

If_v: moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

L: La longueur de travée.

b et b₀: Les largeurs de la table de compression et de la nervure,

I₀: Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène,

f_{c28}: La résistance caractéristique du béton à la traction,

σ_s : La contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de la charge étudiée,

M : Le moment de service maximal dans le travée.

• **Valeur limitée de flèche :**

$$g = G \times 0,6 \quad P = 0,6 (G + Q) \quad j = 0,6 (G - 0,75)$$

Avec :

g: L'ensemble des charges permanentes.

j : Charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

P : L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

Tableau III.10: Tableau des charges

Type de Plancher	Les charges				
	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	g [KN/ml]	P [KN/ml]	j [KN/ml]
Etage courant	5.60	1,50	3.36	4.26	2.91

• **Contrainte des aciers (σ_{sg} ; σ_{sp} ; σ_{sj}) :**

$$\rho = \frac{A}{b_o \times d} = \frac{3.39}{12 \times 19} = 0,0148$$

$$\rho = 0.0109 \Rightarrow \rho = 100 \times 0.0148 = 1.48 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.839$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \times \beta \times d}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta \times d}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \times \beta \times d}$$

- M_g ; M_p ; M_j : Moment en travée..

$$M_g = 0,837 \frac{g \times l^2}{8}$$

$$M_p = 0,837 \frac{p \times l^2}{8}$$

$$M_j = 0,837 \frac{j \times l^2}{8}$$

Tableau III.11: Les moments fléchissant et les contraintes d'acier

Type de Plancher	ρ	β	M_g [KN.m]	M_p [KN.m]	M_j [KN.m]	σ_{sg} [Mpa]	σ_{sp} [Mpa]	σ_{sj} [Mpa]
Terrasse accessible	0.0148	0.839	7.74	9.84	6.72	143	182.52	124.64

- Calcul de μ^g ; μ^p ; μ^j ; λ_i ; λ_v :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_i = 0,05 \frac{f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho}; \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

Tableau III .12 : Les différents coefficients

Type de Plancher	μ^g	μ^p	μ^j	λ_i	λ_v
Terrasse accessible	0.65	0,71	0,61	2.72	1.08

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{f_{gi}} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_g}$$

$$I_{f_{gv}} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu_g}$$

$$I_{f_{pi}} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_p}$$

$$I_{f_{ji}} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_j}$$

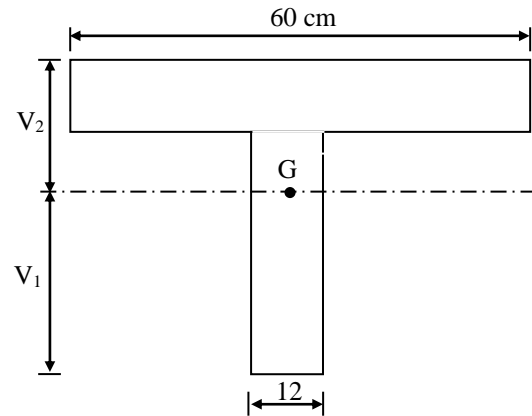


Figure III.19: Position de l'axe neutre

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0) b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$Y_G = \frac{(60 \cdot 5)(2,5 + 21 - 5) + [(21 - 5) \cdot 12 \cdot (21 - 5)/2] + 15 \cdot 3,39 \cdot 3}{(60 \cdot 5) + (21 - 5) \cdot 12 + 15 \cdot 3,39}$$

$$Y_G = 13,33 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \cdot (13,33)^3}{3} - \frac{(60 - 12) \cdot (13,33 - 5)^3}{3} + \frac{12 \cdot (21 - 13,33)^3}{3} + 15 \cdot 3,39 \cdot (19 - 13,33)^2 :$$

$$I_0 = 45587,95 \text{ cm}^4$$

Tableau III.13 : Moments d'inerties fictifs

Type de Plancher	I_{fv}^g [cm ⁴]	I_{fi}^g [cm ⁴]	I_{fi}^p [cm ⁴]	I_{fi}^j [cm ⁴]
Terrasse accessible	29463.42	18116.59	17107.92	18857.83

Tableau III.14 : Calcul de flèche

Type de Plancher	Flèche fictif				Flèche calculé
	$f_{g_v}^g$ [cm]	$f_{g_i}^g$ [cm]	$f_{P_i}^g$ [cm]	f_i^g [cm]	Δf [cm]
Terrasse accessible	0.027	0.046	0.065	0.039	0.39

$$f_{g_i}^g = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^g} = \frac{7740 \times (470)^2}{10 \times 32164,19 \times 18116,59} = 0,29 \text{ cm}$$

$$f_{g_v}^g = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}^g} = \frac{7740 \times (470)^2}{10 \times 10818,86 \times 29463,42} = 0,53 \text{ cm}$$

$$f_{J_i}^g = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^J} = \frac{6720 \times (470)^2}{10 \times 32164,19 \times 18857,83} = 0,24 \text{ cm}$$

$$f_{P_i}^g = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^P} = \frac{9840 \times (470)^2}{10 \times 32164,19 \times 17107,92} = 0,39 \text{ cm}$$

La flèche totale

$$\Delta f_t = (f_{g_v}^g - f_{J_i}^g) + (f_{P_i}^g - f_{g_i}^g) = (0,53 - 0,24) + (0,39 - 0,29)$$

$$\Delta f_t = 0,39 \text{ cm}$$

• La flèche admissible

$$\text{Pour } L = 470 \text{ cm} < 500 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$$

Donc $\Delta f_t = 0,39 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,94 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée

III.3.5 Plancher terrasse :**❖ Vérification à ELS :**

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier Fe E400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

$$\text{Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{139230}{94500} = 1,47$$

$$\alpha = 0,117 < \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,117 < 0,42 \rightarrow c.v$$

En appui :

$$\gamma = \frac{98875}{85500} = 1.16$$

$$\alpha = 0,045 < 0,33 \rightarrow c.v$$

✓ Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

• Vérification vis-à-vis l'effort tranchant

Pour des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne.

D'après le B.A.E.L 91, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\delta_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (3,33 ; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{16820}{120 \times 180} = 0,77 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,77 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 \text{ MPa} \quad c.v$$

- **Diamètre des armatures transversales**

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min (0,6; 1,2; 1,2)$$

On prend $\phi_t = 6$ mm avec une nuance d'acier FeE235

$$\text{Choix : } 2\phi_6 \longrightarrow A_t = 0,6 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de l'espacement des armatures transversales**

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \Rightarrow \delta_{t1} \leq 66 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t2} \leq \min (17,1; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \delta_{t2} \leq 17,1 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \sin \alpha \cdot 0,4}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,6 \cdot 235}{12 \times 0,5} \Rightarrow \delta_{t3} \leq 23,5 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t \leq \min ((16,2); (25,53), (66)) \text{ On prend : } \delta_t = 15 \text{ cm}$$

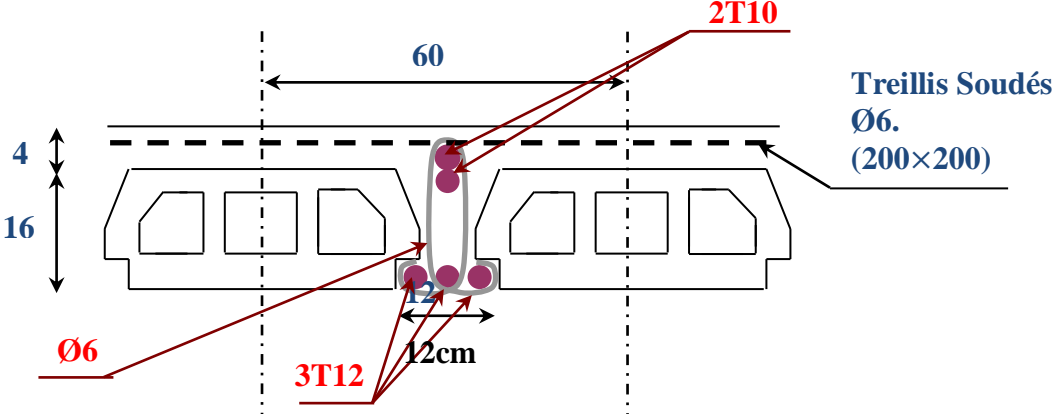


Figure III.20: ferraillage de poutrelle terrasse



Chapitre III

Calcul des éléments secondaires



IV.1.Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas partie du système de contreventement ni du système porteur, leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usages, Ils sont réalisés généralement en maçonnerie (balcons, cloisons...) ou en béton (acrotère, escaliers...etc.).

Ces éléments doivent avoir un comportement adéquat en cas de séisme, ils doivent donc être réalisés conformément aux recommandations des règlements parasismiques tout en vérifiant leur résistance à un séisme important, car dans ce dernier cas ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et causer une torsion d'ensemble. On va s'intéresser dans ce chapitre aux éléments suivants :

- Les escaliers
- L'acrotère
- L'ascenseur
- Le balcon.

IV.2.Les escaliers :

L'escalier est une succession des marches permettant le passage à pied entre les différents niveaux de la construction. On appelle « emmarchement » la longueur de ses marches, et le « giron » sa largeur

❖ Composition d'un escalier :

- La montée ou la hauteur d'escalier (H)
- Le giron : la largeur de marche (g).
- L'emmarchement : la largeur de la volée (b).
- La contre marche : la partie verticale d'une marche (h).
- La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- Le palier : la partie horizontale.
- La volée : suite ininterrompues des marches

❖ Conception

Dans notre cas les escaliers sont à marches droites et surtout pour leurs facilités d'exécution, ils seront constitués de trois volées et deux paliers de repos.

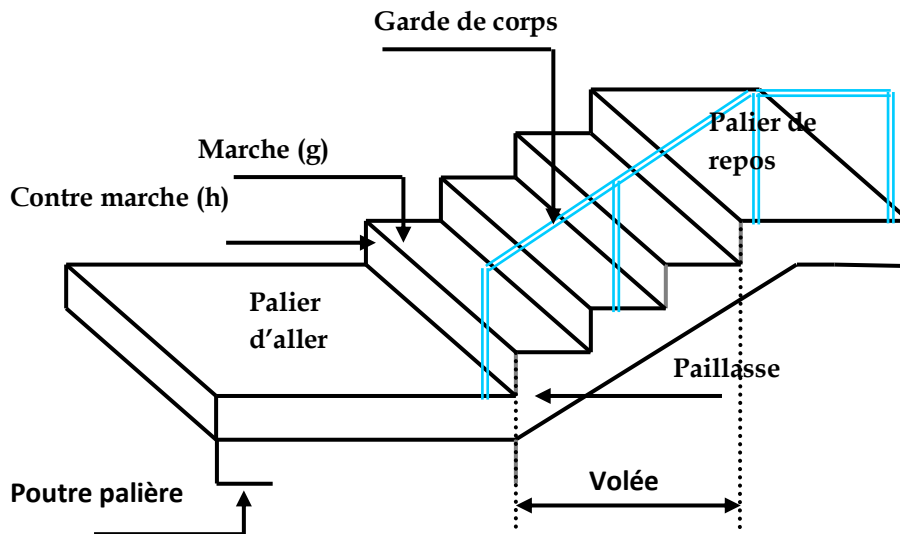


Figure IV.1 :Composition d'un escalier.

❖ Types d'escaliers :

Dans notre construction on deux types d'escaliers : escalier avec deux palier de repos et trois volées destiné pour le R.D.C (type 01) et escalier avec un palier de repos destiné pour les étages courants (1^{er} étage jusqu'au 8^{ème} étage) (type 02).

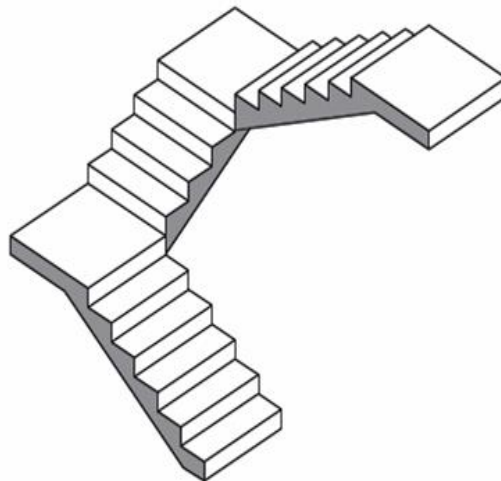


Figure IV.2 : Escalier à trois volées

IV.2.1.Pré-dimensionnement:

Les dimensions des marches et contre marches seront déterminées par la formule de « BLONDEL » : $60 < 2h+g < 66$

- **la hauteur de contre marche :**

Elle varie entre 16 et 18 cm ; On prend $h = 17$ cm.

- **La hauteur d'étage :**

$H = 425$ cm

- **Le nombre de contres marche :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{425}{17} = 25; \text{ On aura 25 contre marches}$$

10 contre marches pour la 1^{ère} volée

5 contre marches pour la 2^{ème} volée

10 contre marches pour la 3^{ème} volées

- **Le nombre de marche :**

$n-1 = 10-1 = 9$ marches pour la 1^{ère} et la 3^{ème} volées

$n-1 = 5-1 = 4$ marches pour la 2^{ème} volée

- **Le giron :**

$$60 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq g+34 \leq 66 \text{ cm}$$

$$26 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

On adopte : $g = 30$ cm

- **L'angle d'inclinaison :**

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

- **La longueur de la pailasse :**

$$L = \frac{g \times n}{\cos \alpha} = \frac{30 \times 9}{\cos 29.54} = 310 \text{ cm (la 1^{ère} et la 3^{ème} volées)}$$

$$L = \frac{g \times n}{\cos \alpha} = \frac{30 \times 4}{\cos 29.54} = 138 \text{ cm (la 2^{ème} volée)}$$

- **Epaisseur de la pailasse :**

$$\frac{L}{30} < e_{ps} < \frac{L}{20}$$

$$\frac{310}{30} < e_{ps} < \frac{310}{20}$$

$$10.33 < e_{ps} < 15.50$$

On prend : $e_{ps} = 15 \text{ cm}$

- L'épaisseur du palier :

On adopte : $e_{paillasse} = e_{palier} = 15 \text{ cm}$

- Emmarchement :

$E = 125 \text{ cm}$

IV.2.2.Descente des charges :

- Volée :

Tableau IV.1 : récapitulatif des charges appliquées sur la volée.

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids (KN /m2)
Carrelage horizontal	0.02	22	$0.02 \times 22 = 0.44$
Carrelage vertical	0.02	22	$0.02 \times 22 \times \text{tg}\alpha = 0.25$
mortier de pose horizontal	0.02	20	$0.02 \times 20 = 0.40$
mortier de pose verticale	0.02	20	$0.02 \times 20 \times \text{tg}\alpha = 0.23$
poids propre de la paillasse	0.15	25	$25 \times \frac{0.15}{\cos\alpha} = 4.31$
poids propre de la marche	0.17	22	$\frac{0.17}{2} \times 22 = 1.87$
Enduit en plâtre	0.02	15	$15 \times \frac{0.02}{\cos\alpha} = 0.35$
Charge permanente			$G = 7.85$
Charge d'exploitation			$Q = 2.50$

- Palier :

Tableau IV.2 : récapitulatif des charges appliquées sur le palier.

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids (KN /m2)
Carrelage	0.02	22	$0.02 \times 22 = 0.44$
mortier de pose	0.02	20	$0.02 \times 20 = 0.40$
poids propre du palier	0.15	25	$0.15 \times 25 = 3.75$

Enduit en plâtre	0.02	15	$0.02 \times 15 = 0.3$
Charge permanente			$G = 4.89$
Charge d'exploitation			$Q = 2.50$

❖ **Combinaison d'action :**

• **Palier :**

E.L.U : $q_{pu} = (1,35 \times 4.89 + 1,5 \times 2,5) \times 1m = 10.36 \text{ KN/ml.}$

E.L.S : $q_{pser} = (4.89 + 2,5) \times 1m = 7.39 \text{ KN/ml.}$

• **Volée :**

E.L.U : $q_{vu} = (1,35 \times 7,85 + 1,5 \times 2,5) \times 1m = 14.35 \text{ KN/ml.}$

E.L.S : $q_{vser} = (7.85 + 2,5) \times 1m = 10.35 \text{ KN/ml.}$

IV.2.2. Etude d'escalier :

IV.2.2.1. Etude d'escalier type 01:

❖ **Calcul des sollicitations :**

✍ **E.L.U :**

✍ **Détermination des réactions :**

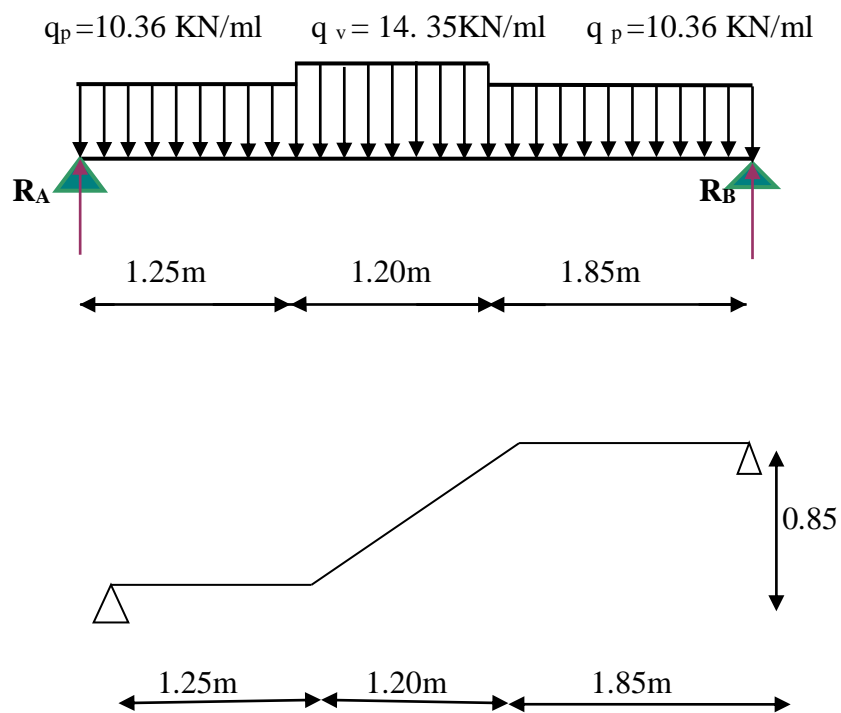


Figure IV.3 : Schéma statique escalier type 01

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - q_p \cdot (1.85 + 1.25) - q_v \cdot 1.20 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = (10.36 \times 3.1) + (14.35 \times 1.20) = 49.34 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 4.3 - q_v \times (1.2) \times \left[\frac{1.2}{2} + 1.25 \right] - q_p \times (1.85) \times \left[\frac{1.85}{2} + 1.25 + 1.20 \right] - q_p \times \frac{(1.25)^2}{2} = 0$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 4.3 - 2.22 \times q_v - 7.025 \times q_p = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 24.33 \text{ KN. et } R_A = 25.01 \text{ KN.}$$

Calcul des moments isostatiques et efforts tranchants :

$0 \leq x \leq 1.25$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_p \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 25.01 \times x - 10.36 \times \frac{x^2}{2}$$

$$V(x) = R_A - q_p \cdot x$$

$$V(x) = 25.01 - 10.36 \times x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.25) = 23.17 \text{ KN.m} \\ V(0) = 25.01 \text{ KN} \\ V(1.25) = 12.06 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$1.25 \leq x \leq 2.45$

$$M(x) = R_A \times x - q_p \times 1.25 \times \left(x - \frac{1.25}{2} \right) - q_v \times \frac{(x-1.25)^2}{2}$$

$$M(x) = 25.01 \times x - 10.36 \times 1.25 \times \left(x - \frac{1.25}{2} \right) - 14.35 \times \frac{(x-1.25)^2}{2}$$

$$V(x) = R_A - q_p \times 1.25 - q_v \times (x-1.25)$$

$$V(x) = 25.01 - 10.36 \times 1.25 - 14.5 \times (x-1.25)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(1.25) = 23.17 \text{ KN.m} \\ M(2.45) = 27.31 \text{ KN.m} \\ V(1.25) = 12.06 \text{ KN} \\ V(2.45) = -5.34 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$0 \leq x \leq 1.85$

$$M(x) = R_B \cdot x - 10.36 \frac{(x)^2}{2}$$

$$M(x) = 24.33 \times x - 5.18 \times x^2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.85) = 27.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V(x) = -R_B + 10.36 \times x$$

$$V(x) = 10.36x - 24.33$$

$$\begin{cases} V(0) = -24.33 \text{ KN} \\ V(4.7) = -5.16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$1.25 \leq x \leq 2.45$$

$$M(x) = 25.01 \times x - 10.36 \times 1.25 \times \left(x - \frac{1.25}{2} \right) - 14.35 \times \frac{(x-1.25)^2}{2}$$

$$M'(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow V(x) = 0 \Rightarrow 12.06 - 14.5 \times (x-1.25) = 0$$

$$\Rightarrow 12.06 - 14.5x + 18.12 = 0 \Rightarrow 14.5x - 6.06 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.08 \text{ m}$$

$$\text{D'où } M_{\max} = M(2.08) = 25.01 \times 2.08 - 10.36 \times 1.25 \times \left(2.08 - \frac{1.25}{2} \right) - 14.35 \times \frac{(2.08-1.25)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 28.33 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 28.33 = 24 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appui : } M_a = -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 28.33 = 8.50 \text{ KN.m}$$

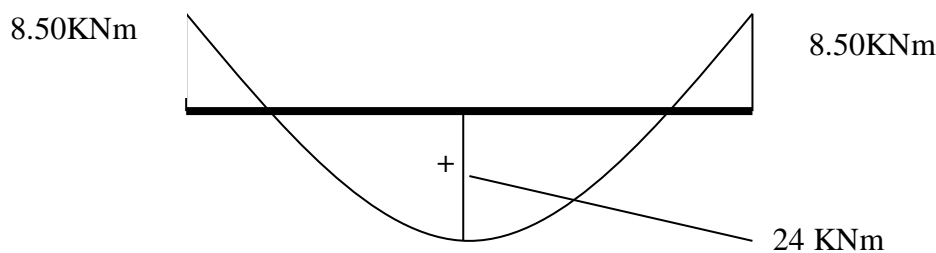


Figure IV.4 : Diagramme des moments en appui et en travée

❖ Le ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, section rectangulaire (15×100) cm^2 en fissuration peu nuisible.

$$h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$$

☞ **ELU :**

En travée : $M_t = 24 \text{ KN.m}$

$$h = 15 \text{ cm}; d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{24 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,092 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,122$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,951$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{24000}{0,951 \times 13,5 \times 348} = 5,37 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 100 \cdot 13,5 = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = 5,37 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 5T12 \rightarrow ($A_{\text{dopte}} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \min (2h, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

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

$$5T8 \text{ esp } 20 \rightarrow A_r = 2.51 \text{ cm}^2$$

En appui : $M_a = 8.50 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{8.50 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,033 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,041$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,983$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8500}{0,983 \times 13,5 \times 348} = 1,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 1,84 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 5T10esp 20 \rightarrow ($A_{\text{dopte}} = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

☞ **E.L.S :**

- Fissuration peu nuisible
- Flexion simple
- Section rectangulaire
- FeE400

$$\text{il faut vérifier : } \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Vérification des contraintes :

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{24.00}{17.21} = 1.39$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.115}) = 0.154$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0.154 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445 \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{CV}$$

En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8.50}{6.07} = 1,40$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04}) = 0.052$$

On a donc : $\alpha = 0.052 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow CV$

✓ Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification les efforts tranchants :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{25.01 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,185 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,185 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.2.2.1. Etude d'escalier type 02:

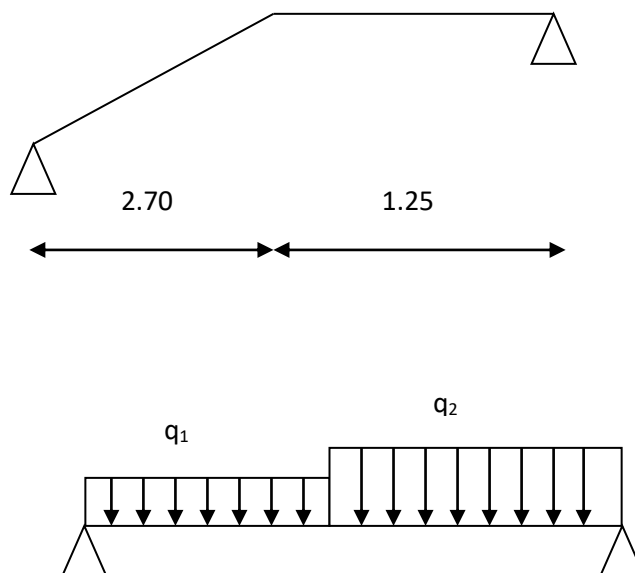


Figure .IV.5 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos.

à L' E.L.U :

$$q_{eq} = \frac{q1 \times l1 + q2 \times l2}{l1 + l2}$$

$$q_{eq} = \frac{14.35 \times 2.70 + 10.36 \times 1.25}{2.70 + 1.25}$$

$$q_{eq} = 13.09 \text{ KN/m}$$

$$M_{u0} = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} \implies M_0 = 25.52 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tu} = 0.85 M_0 \implies M_{tu} = 21.69 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0.3 M_0 \implies M_{au} = -7.65 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

à E.L.S :

$$q_{eq} = \frac{10.35 \times 2.70 + 7.39 \times 1.25}{2.70 + 1.25}$$

$$q_{eq} = 9.41 \text{ kN/m}$$

$$M_{s0} = \frac{q_{eq} \cdot l^2}{8} \implies M_{s0} = 18.36 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ts} = 0.85 M_{s0} \implies M_{ts} = 15.60 \text{ KN.m} \\ M_{as} = -0.3 M_{s0} \implies M_{as} = -5.51 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

IV .2.9.Détermination du ferrailage :

➤ E.L.U :

1) En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} \implies \frac{21690}{14.2 \cdot 100 \cdot 12.6^2} = 0.084$$

$$\alpha = 0.071 / \quad \beta = 0.956$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{21690}{348 \cdot 0.97 \cdot 13.5} = 4.83 \text{ cm}^2$$

• Condition de non-fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \implies 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.83 > A_{\min} = 1.52 \text{ cm}^2$$

On prend : $A = \max (A_{\min} ; A)$

$$\text{Soit : } A = 4.83 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{choix : } A = 5,65 \text{ cm}^2 \quad (5T12).$$

- **L'espace :**

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min (45\text{cm} , 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

On prend : $e = 20\text{cm}$.

- **Armature de répartition :**

$$A_r > \frac{A}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{choix : } A = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots (4T10).$$

2) En appui :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} \Longrightarrow \frac{7650}{14.2 \cdot 100 \cdot 13.5^2} = 0.029$$

$$\alpha = 0.037 / \quad \beta = 0.98$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7650}{348 \cdot 0.98 \cdot 13.5} = 1.66 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Longrightarrow 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.66 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

On prend : $A = \max (A_{\min} ; A)$

$$\text{Soit : } A = 1.66 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{choix : } A = 2.51 \dots\dots (5T8).$$

☞ E.L.S :

- Fissuration peu nuisible
- Flexion simple
- Section rectangulaire
- FeE400

$$\text{il faut vérifier : } \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Vérification des contraintes :

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{21.69}{15.60} = 1.39$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.115}) = 0.154$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0.154 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445 \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow CV$$

En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.65}{5.51} = 1,40$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.04}) = 0.052$$

$$\text{On a donc : } \alpha = 0.052 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow CV$$

✓ Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification les efforts tranchants :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{27.55 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,204 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,204 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.2.2.1. Etude de la poutre brisée :

La poutre inclinée se calcul en flexion et en torsion.

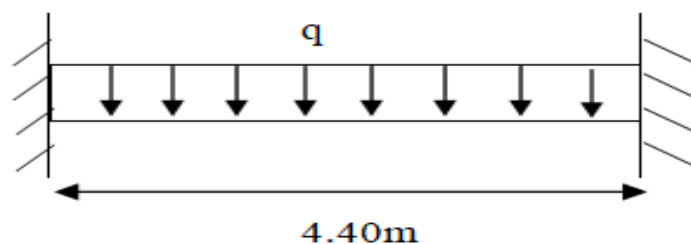


Figure IV.6 : Schéma statique de la poutre brisée

❖ **Pré-dimensionnement :**

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{440}{15} \leq e \leq \frac{440}{10} \rightarrow 29.33 \leq e \leq 44$$

On adopte : h = 35 cm et b = 30 cm

Selon RPA 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées} \\ \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \end{array} \right.$$

❖ **Evaluation des charges :**

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$

Poids propre du mur :

Enduit (e=2cm)..... $2 \times 0.36 = 0.72 \text{ KN/m}^2$

Brique creuse(e=15cm) 1.35 KN/m^2

$$G_m = 2.07 \text{ KN/m}^2$$

Hauteur du mur : $h = 1.36 \text{ m} \Rightarrow G_m = 2.07 \times 1.36 = 2.82 \text{ KN/ml}$

Réaction due au volée : $R_v = 42.224 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1.35(G_p + G_m) + R_v = 49.58 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = (G_p + G_m) + R_v = 47.67 \text{ KN/ml}$$

❖ **Evaluation des moments :**

$$ELU: \left\{ \begin{array}{l} M_t^u = q_u \cdot \frac{l^2}{12} = 80 \text{ KN.m} \\ M_a^u = q_u \cdot \frac{l^2}{24} = 40 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$ELS: \left\{ \begin{array}{l} M_t^{ser} = q_{ser} \cdot \frac{l^2}{12} = 76.91 \text{ KN.m} \\ M_a^{ser} = q_{ser} \cdot \frac{l^2}{24} = 38.46 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Ferraillage :**

$$h = 35 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 31.5 \text{ cm}$$

a).Calcul à la flexion simple :

✍ **ELU**

En travée :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{80000}{14,2 \times 100 \times 31,5^2} = 0,056$$

$$\mu = 0,056 < \mu_{AB} = 0,392 \rightarrow \lambda \Rightarrow 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e E}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,073 ; \beta = 0,97$$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{80000}{348 \times 0,97 \times 31,5} = 7,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 3,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{flexion} = \max(7,52; 3,80) \text{ cm}^2 = 7,52 \text{ cm}^2$$

En appui:

$$\mu = \frac{40000}{14,2 \times 100 \times 31,5^2} = 0,028$$

$$\alpha = 0,036 ; \beta = 0,985$$

$$A = \frac{40000}{348 \times 0,985 \times 31,5} = 3,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 3,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{flexion} = \max(3,71; 3,80) \text{ cm}^2 = 3,80 \text{ cm}^2$$

☞ **ELS :**

Fissuration peu nuisible

Flexion simple

Section rectangulaire

FeE400

Donc:

$$\alpha \leq \frac{\lambda - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec: } \lambda = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{80}{76,91} = 1,04$$

En travée :

$$\alpha \leq 0,27 \Rightarrow 0,073 < 0,27 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En appuis:

$$0,036 < 0,27 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L}{2} = 49.58 \times \frac{4.4}{2} = 109.08$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{109080}{1000 \times 135} = 0,808 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,133f_{c28}; 5 MPa) = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = 0.808 MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa$$

$$0.808 MPa < 3,25 MPa \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{1 \min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 14\right) = 10 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi_8 \rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement des armatures transversales :**

$$\begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\left[\begin{array}{l} \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm} \\ \delta_t \leq \min \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0 \cdot \sin \alpha} = \frac{1 \times 235}{0,4 \times 30 \times 1} = 19.58 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3f_{t28})} = \frac{1 \times 0,8 \times 235}{30 \times (0.808 - 0,3 \times 2.1)} = 35.20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\delta_t \leq \min(28.35; 19.58; 35.20) = 19.58 \text{ cm}$$

On adopte : $\delta_t = 15 \text{ cm}$: $\delta_t = 15 \text{ cm}$ en travée ; $\delta_t = 10 \text{ cm}$ en appuis

b). Calcul de la poutre brisée a la torsion :

$$A_{tor} = \frac{M_{tor} \cdot U \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s}$$

$$M_{tor} = M_B \times \frac{L}{2} = 10.59 \times \frac{4.4}{2} = 23.30 \text{ KN.m}$$

M_B : Moment en appuis (B) obtenu lors de calcul de la partie AB de l'escalier (type 01)

U : Périmètre de la section : $U = 2 \times [(b-e)+(h-e)] = 1.1 \text{ m}$

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur : $\Omega = [(b-e) \times (h-e)] = 0.0705 \text{ m}^2$

e : Épaisseur de la paroi : $e = \frac{h}{6} = 5.83 \text{ cm}$

$$A_{tor} = \frac{23.30 \times 10^{-3} \times 1.07 \times 1.15}{2 \times 0.0705 \times 348} = 2.9 \text{ cm}^2$$

❖ Armature de transversale

Soit : $\delta_t = 15 \text{ cm}$ sur travée et 10 cm sur appuis..

$$A_t = \frac{M_{tor} \times \delta_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{23.30 \times 10^{-3} \times 15 \times 1.15}{2 \times 0.0705 \times 348}$$

$A_t = 0.82 \text{ cm}^2$.

Ferraillage globale :

$$\text{En travée : } A_{Totale} = \frac{A_{tor}}{2} + A_{flexion} = 1.45 + 7.52 \Rightarrow A_{Totale} = 8.97 \text{ cm}^2$$

Choix : 6T14 = 9.23 cm².

$$\text{En appuis : } A_{Totale} = \frac{A_{tor}}{2} + A_{flexion} = 1.45 + 3.80 \Rightarrow A_{Totale} = 5.25 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T12 = 5.65 cm².

❖ Armature transversales :

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion} = 0.82 + 1 = 1.81$$

Choix : 4Ø8 = 2.01 cm

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_{Tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} \Rightarrow \tau_{Tor} = \frac{23.3 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0705 \times 5.83 \times 10^{-2}} = 0.283 \text{ Mpa (BAEL91)}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant : $\tau_u = \sqrt{\tau_{Fs}^2 + \tau_{tor}^2}$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{Fs}^2 + \tau_{tor}^2} = \sqrt{0.808^2 + 0.283^2} = 0.856$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.133f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.856 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$0.808 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

$$\delta_t \leq \min(28.35; 19.58; 35.20) = 19.58 \text{ cm}$$

On adopte : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

❖ Vérification de l'état limite de compression du béton

En travée

$$y = \frac{15 \times A}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d}{7.5 \times A}} - 1 \right] = \frac{15 \times 9.42}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 \times 31.5}{7.5 \times 9.42}} - 1 \right]$$

$$y = 13.15 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2] = \frac{30 \times (13.5)^3}{3} + 15 \times 9.42 \times (31.5 - 13.5)^2$$

$$I = 70384.95 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{76910}{70384.95} = 1.09 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = K \times y = 1.09 \times 13.15 = 14.3 \text{ MPa}$.

On a $\sigma_{bc} = 14.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifier.

En appui :

$$y = \frac{15 \times A}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d}{7.5 \times A}} - 1 \right] = \frac{15 \times 6.03}{30} \left[\sqrt{1 + \frac{30 \times 31.5}{7.5 \times 6.03}} - 1 \right]$$

$$y = 11.09 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' (y - d')^2] = \frac{30 \times (11.09)^3}{3} + 15 \times 6.03 \times (31.5 - 11.09)^2$$

$$I = 51317.96 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{38460}{51317.96} = 0.749 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0.749 \times 11.09 = 8.31 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 8.30 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

❖ Vérification de la flèche :

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{35}{440} = 0,079 > \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow C.V$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t}{M_0} \right) \Leftrightarrow 0,079 > 0,066 \Rightarrow C.V$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0,009 < 0,0105 \Rightarrow C.V$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.3. L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute. L'acrotère est considéré comme console encastré sur le plancher

Son rôle est de :

- Protéger les constituants du terrasse et comme un garde-corps
- Empêche l'écoulement de l'eau
- Protection d'étanchéité
- Entretien des façades.
- L'acrotère est sollicité par :
 - Un effort normal dû à son poids propre (G).
 - Un moment dû à la surcharge (Q)

IV.3.1. Dimensionnement de l'acrotère :

- Hauteur : $H = 60 \text{ cm}$
- Epaisseur : $e = 10 \text{ cm}$

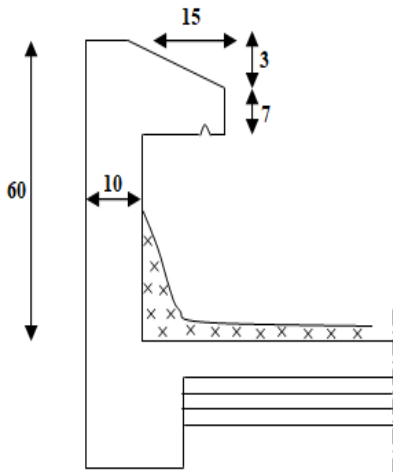


Figure IV.7 : Coupe transversale de l'acrotère

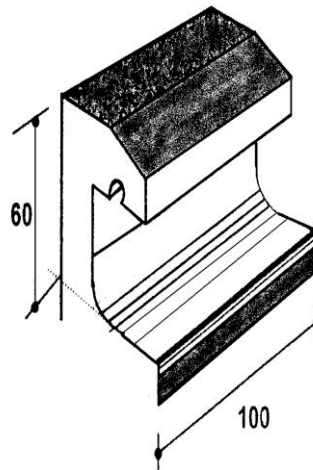


Figure IV.8 : Schéma descriptif de l'acrotère

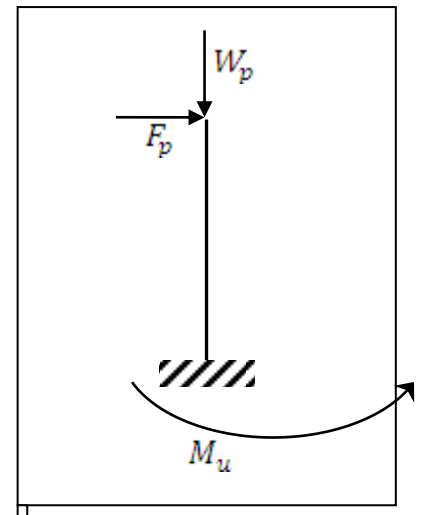


Figure IV.9 : Schéma statique de l'acrotère

❖ Détermination des sollicitations :

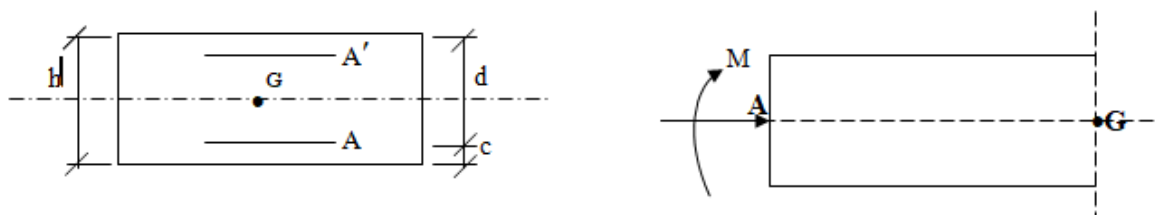


Figure IV.10 : Schéma des sollicitations appliquées sur l'acrotère.

G : Poids propre de l'acrotère ($G = 25 \times \text{surface}_{\text{acrotère}}$)

$$G = 25 \times \left[(0.60 \times 0.10) + (0.15 \times 0.07) + \frac{0.03 \times 0.15}{2} \right]$$

$$G = 1.819 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation : $Q=1.00 \text{ KN /ml}$

Effort normal dû au poids propre $G : N=G \times 1 \text{ ml} = 1.819 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T=Q \times 1 \text{ ml} = 1.00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge $Q : M=T \times H=Q \times 1 \text{ ml} \times H=0.60 \text{ KN m}$

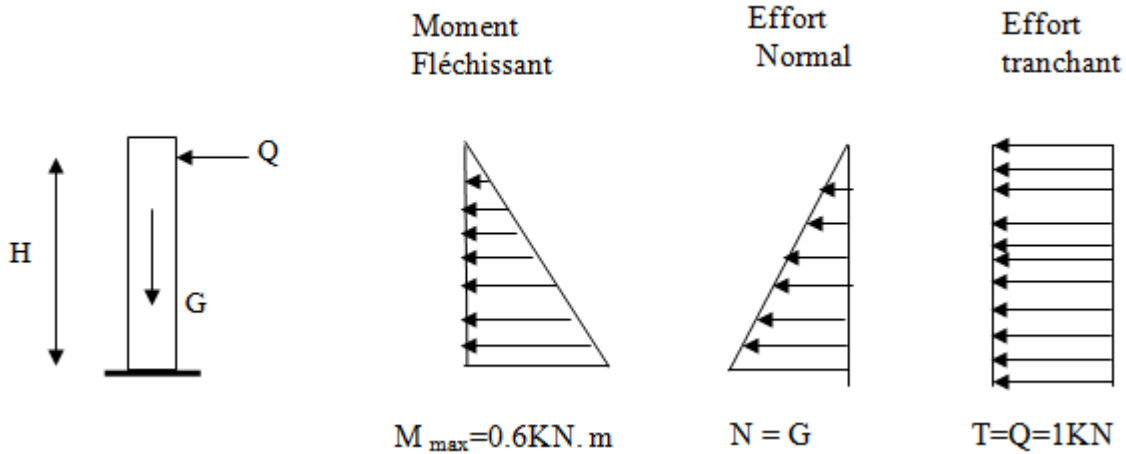


Figure IV.11 : Diagrammes des moments, efforts tranchants, et efforts normaux.

❖ **Combinaison des charges :**

✍ **ELU:**

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.819 = 2.455 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KNm}$$

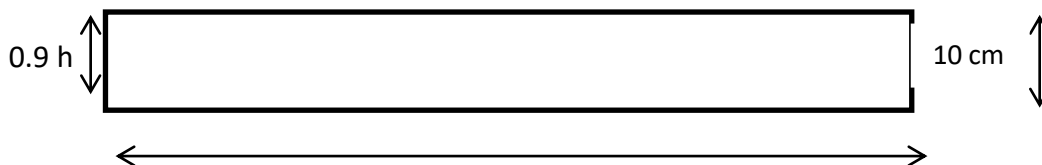
✍ **ELS:**

$$N_s = G = 1.819 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times H = 0.60 \text{ KNm}$$

IV.3.2. Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire, pour le calcul on considère une section $(b \times h) \text{ cm}^2$ soumise à la flexion composée.



100 cm

Figure IV.12 : Section de calcul de l'acrotère.

h : Epaisseur de la section = 10 cm

b : Largeur de la section = 100cm

c et c' : Enrobage = 3 cm

d : Hauteur utile = h - c = 7 cm

❖ Calcul des armatures à L'ELU:**Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.455} = 36.65 \text{ cm} = 37 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

❖ Calcul en flexion simple:**• Moment fictif:**

$$M_f = N_u \times e_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - C) = 2.455(0.37 + \frac{0.1}{2} - 0.03) = 0,957 \text{ KNm}$$

• Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.957 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.013$$

$$\text{Avec: } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$\mu_u < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée

- **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,957 \times 10^5}{0,994 \times 7 \times 348 \times 10^2} = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

- ❖ **Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,39 - \frac{2,455 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,32 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELU:**

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right] = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \frac{33 - 0,455 \times 7}{33 - 0,185 \times 7} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{1,819} = 0,33 \text{ m} = 33 \text{ cm}$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$$A_s = A_{\min} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 25cm

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25cm

- **Vérification au cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ (Condition vérifiée).}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres:**

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \bar{\psi}_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barre}$$

$$\sum u_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 0.8 \times 3.14 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.236 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} \text{ (Condition vérifié).}$$

Ancrages des barres verticales :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « Ls »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Soit : Ls = 30cm.

- **Vérification à l'ELS:**

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \cdot \sqrt{nf_{r28}} \right\} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

. $\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA), $\phi \geq 6\text{mm}$

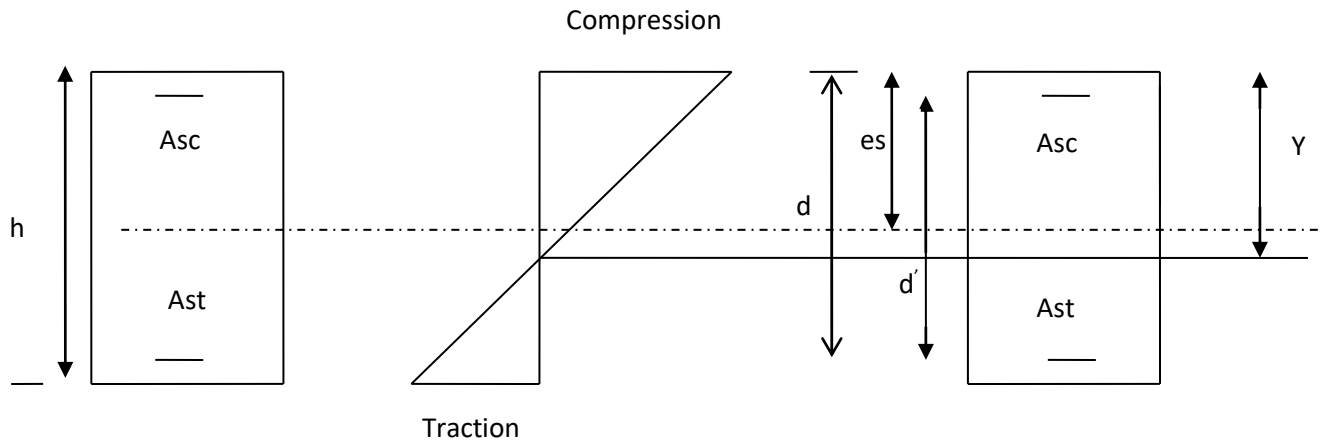


Figure IV.13 : Répartition des contraintes dans l'acrotère.

L_c : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$L_c = \frac{h}{2} - es = -28\text{cm}$$

$$L_c = -28\text{cm}$$

En se basant sur la figure sous dessus. On résout l'équation suivante pour trouver la valeur de y

$$Y^3 + pY + q = 0 \dots \dots \dots *$$

$$P = -3L_c^2 - 90A_{sc} \frac{L_c - d'}{b} + 90A_{st} \frac{d - L_c}{b}$$

$$A_{sc} = A_{st} = 2,01\text{cm}^2$$

$$P = -3 \cdot (-28)^2 - 90(2,01) \frac{-28 - 4}{100} + 90 \cdot (2,01) \cdot \frac{(7 + 28)}{100}$$

$$P = -2230,8$$

$$q = -2L_c^3 - 90A_{sc} \frac{(L_c - d')^2}{b} - 90A_{st} \frac{(d - L_c)^2}{b}$$

$$q = -2(-28)^3 - 90(2,01) \frac{(-28 - 4)^2}{100} - 90(2,01) \frac{(7 + 28)^2}{100}$$

$$q = 39835.8$$

$$* \rightarrow y^3 - 2230.8y + 39835.8 = 0$$

Pour la résolution de cette équation on procède comme suit :

-Calcul de Δ :

$$\Delta = q^2 + (4.p^3/27) = (39835.8)^2 + 4.(-2230.8)^3/27$$

$$\Delta = -5.77.10^7 < 0 \rightarrow \text{L'équation admet trois racines}$$

$$Y_1 = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$Y_2 = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2.\pi}{3}\right)$$

$$Y_3 = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4.\pi}{3}\right)$$

Avec:

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2\sqrt{\frac{2230.8}{3}} = 54.53$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right) = \arccos\left(\frac{3 \times 39835.8}{2.(-2230.8)}\sqrt{\frac{3}{2230.8}}\right)$$

$$\varphi = 2.95$$

$$\text{Donc : } Y_1 = 54.53 \cos\left(\frac{2.925}{3}\right) = 30.22$$

$$Y_2 = 54.53 \cos\left(\frac{2.95}{3} + \frac{4.\pi}{3}\right) = 24.09$$

$$Y_3 = 54.47 \cos\left(\frac{2.95}{3} + \frac{2.\pi}{3}\right) = -54.41$$

La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section, c'est la hauteur de la partie comprimée.

$$0 < y_{ser} < d$$

$$Y_{ser} = y + Lc$$

$$y^1_{ser} = 30.22 - 28 = 2.22 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$y^2_{ser} = 24.09 - 28 = -3.91 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non}$$

$$y_{ser}^3 = -54,41 - 28 = -82,41 \text{ cm} \dots \text{non}$$

$$y_{ser} = y_{ser}^1 = 2,22 \text{ cm}$$

$$y = 28 + 2,22 = 30,22 \text{ cm.}$$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + n \left[A_{st}(d - y_{ser})^2 + A_{sc}(y_{ser} - d')^2 \right]; \quad n = \frac{E_s}{E_b} = 15 : \quad \text{Coefficient}$$

d'équivalence.

$$I = \frac{100 \cdot 2,22^3}{3} + 15 \left[2,01(7 - 2,22)^2 + 2,01(2,22 - 4)^2 \right]$$

$$I = 1149,10 \text{ cm}^4.$$

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y \cdot N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{302,2 \times 1,819 \times 10^3}{1149,10 \times 10^4} \times 22,2$$

$$\sigma_{bc} = 1,06 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ (condition vérifiée).}$$

- **Vérification de la contrainte dans l'acier :**

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \text{ (Déjà calculée)}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{y \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15 \cdot \frac{302,2 \times 1,819 \times 10^3}{1149,1 \times 10^4} (70 - 22,2)$$

$$\sigma_s = 2,28 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'écartement dans les barres :**

-Armature verticale :

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

-Armature de répartition :

$$S_t \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = 40\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 40\text{cm} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

- **Vérification au flambement :**

- calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

λ : Élanement de l'élément

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

I : moment d'inertie de la section

A : section de l'élément

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1\text{m}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (0.1)^3}{12} = 8.33 \cdot 10^{-5} \text{m}^4$$

$$L_f = 2L_0 = 2H = 1.2\text{m}$$

$$\lambda = \frac{1.2\sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \cdot 10^{-5}}} = 41.58$$

- vérification à l'élanement :

$$\lambda \leq \max \left[50, \min \left(\frac{67 \cdot e_u}{h}, 100 \right) \right] = \max [50, \min (247.9, 100)]$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max(50, 100) = 100 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

- **Vérification de l'acrotère au séisme :**

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone III, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A=0.25$

(RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0.8$)

W_p : Poids de l'acrotère = 1.819 kN/ml

D'où : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.819 = 1.45 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$ (Condition non vérifiée).

Conclusion : La condition n'étant pas vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec la force sismique.

Calcul des actions « W_p » et « F_p » :

$$W_p = 1,819 \text{ KN.}$$

$$F_p = 1.45 \text{ KN.}$$

4.1.2 Les sollicitations à l'encastrement :

➤ **ELUR :**

$$M_u = 1,5F_p \times L = 1,5 \times 1,45 \times 0,6 = 1,305 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1,35W_p = 1,35 \times 1,819 = 2,455 \text{ KN.}$$

➤ **ELS :**

$$M_{ser} = F_p \times L = 1,45 \times 0,6 = 0,87 \text{ KN.}$$

$$N_{ser} = W_p = 1,819 \text{ KN.}$$

On utilise la même méthode précédente pour calculer le ferrailage.

On trouve :

$$\text{-Armature verticale : } A_s = 0,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures calculées à L'E.L.U.R sont convenables.

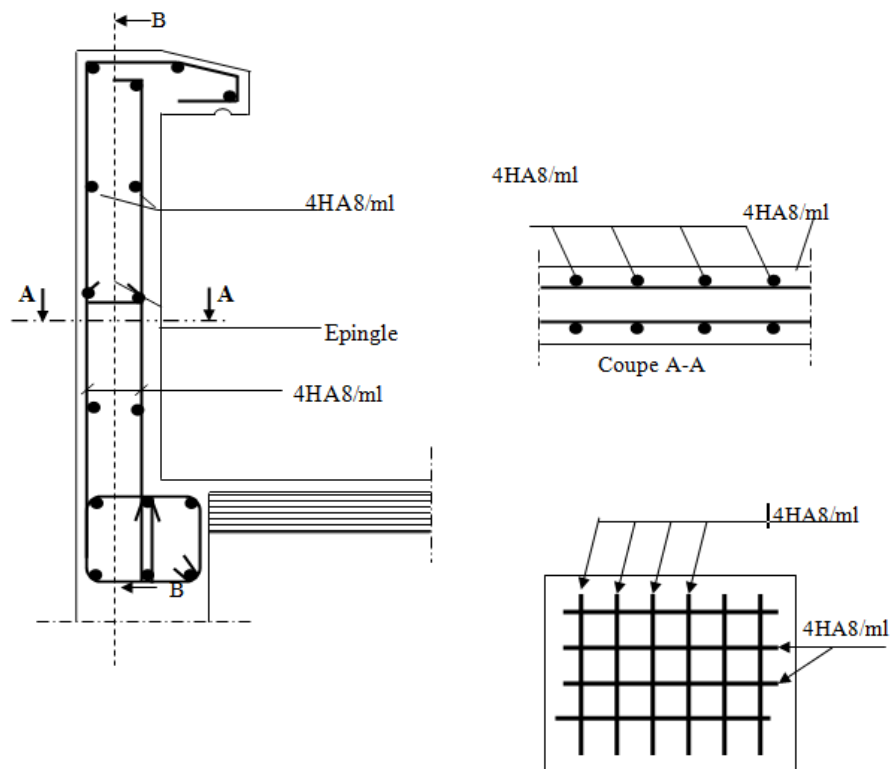


Figure IV.14 : Plan de Ferrailage de l'acrotère.

IV.4. Etude d'ascenseur:

L'ascenseur est un élément de confort nécessaire pour la circulation verticale prévu pour les structures de cinq (5) étages et plus, servant de déplacer verticalement des personnes ou des charges vers les étages de l'immeuble, elle est composée essentiellement de trois constituants :

- **La cabine ou la benne :**

Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.

- **Le treuil de levage et sa poulie :**

Est un cylindre horizontal mobil autour de son axe, sur lequel se roule ou déroule un câble qui sert à entrainer la cabine et roule ses mouvement de monté et de descendes.

- **Le contre poids :**

A pour but d'équilibre la cabine et la charge utile.

La salle réservée à la machinerie située à la terrasse, elle contient un moteur assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur.

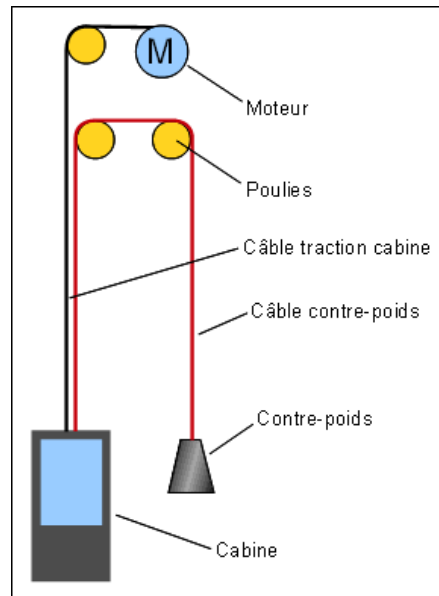


Figure IV.15 : Schéma simplifié du mécanisme d'un ascenseur

IV.4.1. Caractéristiques de l'ascenseur :

Suivant la norme française (NF-P82-210) : l'ascenseur utilisé dans ce projet réservée 8 personnes, donc on a une charge nominale de 630Kg pour une vitesse de 1,6m/s.

Les dimensions de la cabine de l'ascenseur dans l'immeuble sont comme suit :

Tableau IV.3 : Caractéristique géométrique de l'ascenseur.

Caractéristiques	Dimensions
Longueur	1.65m
Largeur	1.63m
Hauteur	2.20m
largeur de passage libre	0.80m
Hauteur de passage libre	2.20m
Hauteur de course	31.45m

IV.4.2. Descente des charges :

	surface (m ²)	Poids (kg/ m ²)	masse (kg)
--	----------------------------	-----------------------------	------------

cabine	$(1.65 \times 2 + 1.63) \times 2,20$ =10.846	11.5	$10.846 \times 11.5 = 124.729$ (majorée de 10%) =137.202
plancher	1.65×1.63 =2.69	110	2.69×110 =295.9
Toit	1.54	20	1.54×20 = 30.8
Arcade			148
Accessoires			80
porte	0.8×2 = 1.6	25	$1.6 \times 25 + 80$ =120
poulies de mouflage			$2 \times 30 = 60$ (n=2 poulies)
Parachute			100

- **Poids mort (p_m) :**

Tableau IV.7 : la somme des poids morts de l'ascenseur.

$$p_m = \sum M_i = 137.202 + 295.9 + 30.8 + 148 + 80 + 120 + 60 + 100$$

$$p_m = 971.90 \text{ kg}$$

- **Contre poids (p_p) :**

$$p_p = p_m + \frac{Q}{2}$$

$$p_p = 971.90 + \frac{630}{2}$$

$$p_p = 1286.9 \text{ kg}$$

- **Poids du treuil + moteur :**

$$p_{\text{treuil+moteur}} = 1200 \text{ kg}$$

- **Poids des câbles (p_{cable}) :**

Calcul de la charge de rupture :

$$c_r = c_{rc} \times n \times m$$

$$c_r = \frac{c_s \times M}{0.85}$$

Tel que :

c_r : Charge de rupture totale

c_{rc} : Charge de rupture d'un seul câble

n : Nombre de câbles

m : Nombre de mouflage ; $m = 2$

c_s : Coefficient de la sécurité supérieure ou égale à 12

M : la somme des charges Q et p_m

0.85 : coefficient de câblage

D'où :

$$c_r = 12 \times \frac{630 + 971.90}{0.85}$$

$$c_r = 22615.06 \text{ kg}$$

La norme (NFP82-210) impose un rapport : $\frac{D}{d} > 40$ (on prend $\frac{D}{d} = 45$)

Avec :

D : diamètre de poulies de mouflage = 550 mm

d : diamètre du câble ($d = \frac{D}{45} = 12.23$)

D'après le tableau des ascenseurs et montes charges : $d = 12.6$ mm

Tableau IV.5 : Caractéristiques des câbles.

Ayant la caractéristique suivante :

ϕ des câbles (mm)	ϕ des fils (mm)	Section (mm ²)	Masse linéaire M_L (kg/m)	Charge admissible Totale C_{rc} (kg)
7,87	0,5	21,05	0,203	3223
9,48	0,6	30,26	0,293	4650
11,00	0,7	41,27	0,396	6323
12,6	0,8	53,34	0,515	8152
14,2	0,9	67,98	0,656	10805
15,5	1,0	83,84	0,810	12830

La charge admissible totale d'un seul câble $c_{rc} = 8152 \text{ kg}$

Masse linéaire = 0.515 kg/m

$$\Rightarrow n = \frac{c_r}{c_{rc} \times m} = \frac{22615.06}{8152 \times 2} = 1.38$$

Soit : $n = 2$ câbles

$$p_{cable} = M_L \times n \times C$$

Avec : $c = 31.45 \text{ m}$ (hauteurs de course)

$$p_{cable} = 0.515 \times 2 \times 31.45$$

$$p_{cable} = 32.39 \text{ kg}$$

Charge Permanente:

$$G = p_m + p_p + p_{treuil+moteur} + p_{cable}$$

$$G = 3491.19 \text{ KG}$$

Charge exploitation:

$$Q = 630 \text{ kg}$$

❖ Combinaisons des charges:

$$\Rightarrow \text{E.L.U: } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5658.11 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow \text{E.L.S: } q_s = G + Q = 4121.19 \text{ kg}$$

❖ Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur (4 appuis).

Chaque appui reçoit :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{au} = \frac{q_u}{4} = \frac{5658.11}{4} = 1414.53 \text{ kg} \\ q_{a ser} = \frac{q_{ser}}{4} = \frac{4121.19}{4} = 1030.30 \text{ kg} \end{array} \right.$$

$$q_{au} : \text{Doit être inférieure ou égale à : } q_{au} < Q_u \Rightarrow q_{au} \leq 0,045 \times h \times U_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : U_c : périmètre de contour

h : épaisseur de la dalle (20cm)

$$U_c = 2(u + v)$$

Ou : $u = u_0 + h + h_t$ avec : $u_0 = v_0 = 10\text{cm}$; h_t : epaisseur de revêtement

$$v = v_0 + h + h_t$$

Si on néglige le revêtement :

$$u = v = 10 + 20 = 30\text{ cm}$$

$$U_c = 2 (30 + 30) = 120\text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 1200 \times 200 \times \frac{25}{1.5} = 180\text{ KN}$$

$q_{au} < Q_u$ (Condition vérifiée)

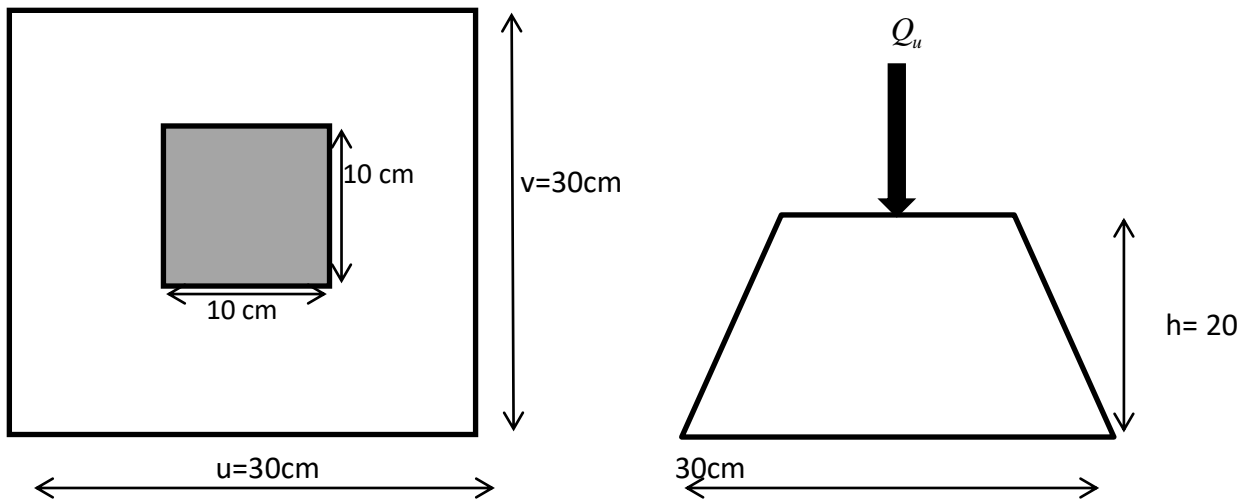


Figure IV.16 : Schéma de l'appui de moteur de l'ascenseur.

❖ Calcul des sollicitations à E.L.U :

Tableau IV.6 : Les Moments dus à la charge concentrée à l'ELU.

Sous charge concentrée : D'après les abaques de PIGEAUD, on peut déterminer les moments dus aux charges localisées sur quatre cotes par un mètre linéaire ce suit :

$$M_x = (M_1 + vM_2). P'$$

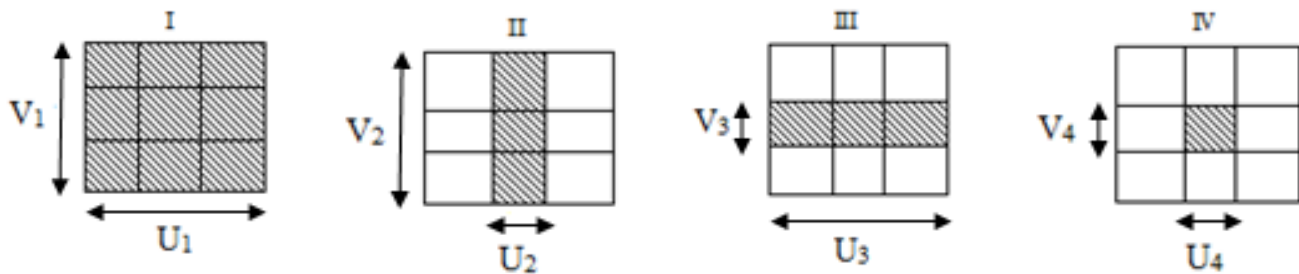
$$M_y = (M_1 + vM_2). P'$$

Tel que :(v) coefficient du poisson : $v = 0$ pour l'E.L.U

$$\text{E.L.U : } \begin{cases} M_x = M_1. Pu' \\ M_y = M_2. Pu' \end{cases}$$

	u (m)	v (m)	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁ (N.m)	M ₂ (N.m)	S (m ²)	P' = P×S (N)	M _x (N.m)	M _y (N.m)
I	0.7	0.7	0.43	0.42	0.107	0.107	0.49	77013.30	8240.42	8240.42
II	0.2	0.7	0.12	0.42	0.165	0.165	0.14	22003.80	3630.63	3630.63
III	0.7	0.2	0.43	0.12	0.118	0.118	0.14	22003.80	2596.45	2596.45
IV	0.2	0.2	0.12	0.12	0.210	0.210	0.04	6286.80	1320.23	1320.23

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.63}{1.65} = 0.99 > 0.4 \text{ (la dalle travaille dans les deux sens)}$$



$$P = \frac{q_{au}}{u \cdot v} = \frac{14145.3}{0.3 \times 0.3} = 157170 \text{ N/m}^2$$

❖ Calcul des moments dus aux charges concentrées :

$$M_{xc} = 8240.42 - 3630.63 - 2596.45 + 1320.23 = 3333.57 \text{ N.m}$$

$$M_{yc} = 840.42 - 3630.63 - 2596.45 + 1320.23 = 3333.57 \text{ N.m}$$

Sous charge répartie :

Figure IV.17 : Charges des panneaux.

Épaisseur de la dalle e = 20cm

La charge appliquée sur la dalle et : $G = 2500 \times 0,20 = 500 \text{ kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation (dalle inaccessible) : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 825 \text{ kg/m}^2 \\ \text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 600 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$$

❖ **Calcul des moments dus aux charges répartir :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,63}{1,65} = 0,99 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

✍ **ELU :**

$$\mu_x = 0,0377 \quad ; \quad \mu_y = 0,978 \text{ (Annexe I)}$$

$$M_{xu} = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2 = 82,64 \text{ kg.m}$$

$$M_{yu} = \mu_y \times M_{xu} = 80,82 \text{ kg.m}$$

✍ **ELS :**

$$\mu_x = 0,0451 \quad ; \quad \mu_y = 0,985 \text{ (Annexe II)}$$

$$M_{xs} = \mu_x \times q_s \times (L_x)^2 = 71,90 \text{ kg.m}$$

$$M_{ys} = \mu_y \times M_{xs} = 70,82 \text{ kg.m}$$

❖ **Moment totaux appliqués sur la dalle :**

✍ **ELU :**

$$M_{xt} = M_{xu} + M_{xc} = 416 \text{ kg.m}$$

$$M_{yt} = M_{yu} + M_{yc} = 414,18 \text{ kg.m}$$

✍ **ELS :**

$$M_{xt} = M_{xs} + M_{xc} = 405,26 \text{ kg.m}$$

$$M_{yt} = M_{ys} + M_{yc} = 404,18 \text{ kg.m}$$

En travée:

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{xt} = 312 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{yt} = 310.63 \text{ kg.m}$$

En appui:

$$M_{ax} = 0,5 \times M_{xt} = 208 \text{ kg.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_{yt} = 207.10 \text{ kg.m}$$

IV.4.3. Le ferrailage de la dalle d'ascenseur :

- sens X-X :

En travée :

$$M_{tx} = 3120.N.m$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d_x^2} = \frac{3120}{14,2 \times 100 \times (18)^2} = 0,0068$$

$$\mu = 0,0068 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0085$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,996$$

❖ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3120}{348 \times 0,996 \times 18} = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_{\text{adopte}} = \max(A_{tx}^u; A_{\min}) = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **Choix des armatures:**

$$4T10/\text{ml} \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \longrightarrow e = 20 \text{ cm.}$$

En appui :

$$M_{ax} = 2080.N.m$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d_x^2} = \frac{2080}{14,2 \times 100 \times (18)^2} = 0,0045$$

$$\mu = 0,0045 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0056 ; \beta = 0,997$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{2081,3}{348 \times 0,997 \times 18} = 0,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_{\text{adopte}} = \max(A_{ax}^u ; A_{\min}) = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$4\text{T}10/\text{ml} \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \longrightarrow e = 20 \text{ cm}.$$

- sens Y-Y :

En travée :

$$M_{ty} = 3106,3 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d_y^2} = \frac{3106,3}{14,2 \times 100 \times (17)^2} = 0,0075$$

$$d_y = d_x - 1 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,0075 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,098$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,960$$

❖ **Détermination des armatures:**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3106,3}{348 \times 0,960 \times 17} = 0,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_{\text{adopte}} = \max(A_{tx}^u ; A_{\min}) = 2,05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **Choix des armatures:**

$$4T10/ml \longrightarrow A = 3,14cm^2/ml \longrightarrow e = 20cm.$$

En appui :

$$M_{ay} = 2071.N.m$$

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d_y^2} = \frac{2071}{14,2 \times 100 \times (17)^2} = 0,005$$

$$\mu = 0,005 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } \sigma_s = 348Mpa$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0063 ; \beta = 0,974$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{2072.2}{348 \times 0.974 \times 17} = 0,36cm^2/ml$$

$$A_{min} = 2,05cm^2/ml.$$

$$A_{adopte} = \max(A_{ay}^u ; A_{min}) = 2,05cm^2/ml$$

$$4T10/ml \longrightarrow A = 3,14cm^2/ml \longrightarrow e = 20cm.$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**• **Sens X-X :**

$$T_{max} = q_{au} + \frac{q_u \times L_x}{2} = 1415.62 + \frac{825 \times 1.63}{2} = 20879.95N$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = 0.116MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_c}{\gamma_b} ; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \text{ (Condition vérifiée).}$$

• **Sens Y-Y :**

$$T_{max} = q_{au} + \frac{q_u \times L_y}{2} = 1415.62 + \frac{825 \times 1.65}{2} = 20962.45N$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = 0.116MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_c}{\gamma_b} ; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \text{ (Condition vérifiée).}$$

Pas de prise de bétonnage, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Calcul des sollicitations à E.L.S :

Sous charge concentrée :

$$v = 0.2 \text{ Pour l'E.L.S}$$

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + 0.2M_2) \cdot P' \\ M_y = (M_2 + 0.2M_1) \cdot P' \end{cases}$$

$$P = \frac{q_{a\ ser}}{u \cdot v} = \frac{1030.30}{0.3 \times 0.3} = 114477.77 \text{ N/m}^2.$$

Tableau IV.7 : Les Moments dus à la charge concentrée à l'ELS

	u (m)	v (m)	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁ (N.m)	M ₂ (N.m)	S (m ²)	P' = P×S (N)	M _x (N.m)	M _y (N.m)
I	0.7	0.7	0.43	0.42	0.107	0.107	0.49	56094.10	7202.48	7202.48
II	0.2	0.7	0.12	0.42	0.165	0.165	0.14	16026.88	3173.32	3173.32
III	0.7	0.2	0.43	0.12	0.118	0.118	0.14	16026.88	2109.14	2109.14
IV	0.2	0.2	0.12	0.12	0.210	0.210	0.04	4579.11	1153.93	1153.93

❖ Calcul des moments dus aux charges concentrées :

$$M_{xc} = 7208.15 - 3175.82 - 2271.19 + 1154.84 = 3073.95 \text{ N.m}$$

$$M_{yc} = 7208.15 - 3175.82 - 2271.19 + 1154.84 = 3073.95 \text{ N.m}$$

Tableau IV.8 : récapitulatif de vérification des contraintes à l'E.L.S.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	travée	appui	travée	appui
$M_u (N.m)$	3120	2080	3106.3	2070.1
$M_{ser} (N.m)$	3039.4	2026.3	3031.3	2020.9
$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	1.026	1.026	1.025	1.024
$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	0.263	0.263	0.262	0.262
α	0.0084	0.0056	0.098	0,0063

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U convient à L'E.L.S

IV.5. Etude du balcon :

Le balcon est assimilé à une console encastree au plancher, réalisé en dalle pleine.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

Il sera étudié comme une console encastree sollicité par les efforts suivants :

- Charge permanentes (**G**)
- Surcharge d'exploitation (**Q**)
- Charge concentrée dues au mur en brique (**P**).

Dans notre structure, on a trois types de balcon :

Type 01 :

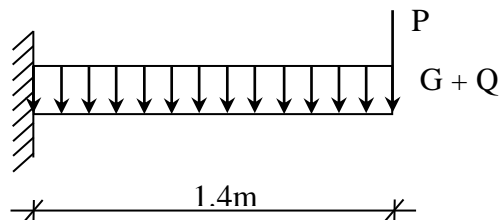


Figure IV.18 : Schéma statique du balcon type 01

Type 02 :

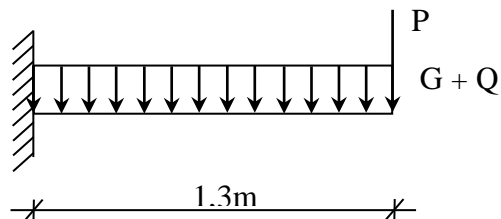


Figure IV.19:Schéma statique du balcon type 02

Type 03 :

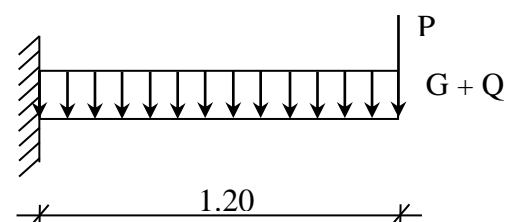


Figure IV.20 : Schéma statique du balcon type 03

IV.5.1 Etude du balcon (type 01) :

IV.5.1.1 Pré-dimensionnement :

$$\frac{L}{15} < e < \frac{L}{20} + 7 \Rightarrow \frac{140}{15} < e < \frac{140}{20} + 7 \quad \text{Avec : } L = 140 \text{ cm}$$

On prend : e = 15 cm

IV.5.1.2 Descente des charges :

Tableau IV.9 : récapitulatif des charges appliquées sur le balcon.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (N/m ³)	Poids (N /m ²)
Carrelage	0.02	22000	0.02 × 22000 = 440
mortier de pose	0.02	20000	0.02 × 20000 = 400
poids propre de la dalle pleine	0.15	25000	0.15 × 25000 = 3750
Enduit en ciment sous balcon	0.01	18	0.01 × 18 = 180
Charge permanente :			G = 4770 N /m ²
Charge d'exploitation :			Q = 3500 N /m ²

Charge concentrée :

$$P = G_m \times h$$

- Enduit extérieur.....2×180=360 N/m²
- Brique creuse(e=10cm)900 N/m²
- Enduit intérieure.....2×180=360 N/m²
- Bac fleur.....480 N/m²

$$G_m = 2100 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Hauteur du mur : } h=1,1\text{m} \Rightarrow P = 2100 \times 1.1 = 2310 \text{ N/ml}$$

❖ Les sollicitations :

Combinaisons fondamentale :

☞ **E.L.U :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = 11689.5 \text{ N/mL}$$

$$P_u = 1.35P = 1,35 \times 2310 = 3118.5N$$

☞ **E.L.S :**

$$q_{ser} = (G + P) \times 1m = (4770 + 3500) \times 1m = 8270 \text{ N/mL}$$

$$P_{ser} = 2310N$$

❖ **Détermination des moments et efforts tranchants :**

☞ **ELU :**

Réaction :

$$R_A = q_u \times L + P_u = 11689.5 \times 1.4 + 3118.5 = 19484N.$$

Moment :

$$M_u = -q_u \times \frac{L^2}{2} - P_u \times L = -11689.5 \times \frac{(1.4)^2}{2} - 3118.5 \times 1.4 = -15821.61 \text{ N.m}$$

Effort tranchant :

$$T_{max} = q_u \times L + P_u = 11689.5 \times 1.4 + 3118.5 = 19483.8 \text{ N.}$$

☞ **ELS :**

Réactions :

$$R_A = q_{ser} \times L + P_{ser} = 8270 \times 1.4 + 2310 = 13888 \text{ N.}$$

Moments :

$$M_{ser} = -q_{ser} \times \frac{L^2}{2} - P_{ser} \times L = -11338.6 \text{ N.m}$$

Effort tranchant :

$$T_{max} = q_{ser} \times L + P_{ser} = 8270 \times 1 + 2310 = 13888 \text{ N.}$$

❖ **Ferraillage :**

Le Calcul du balcon se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire (100x15) cm².

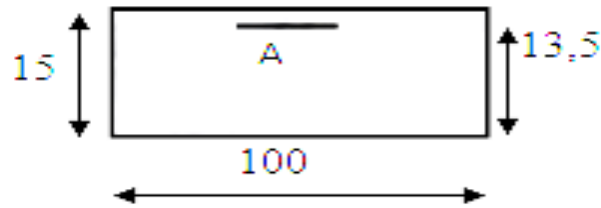


Figure IV.21 : section de calcul du balcon.

☞ **ELU :**

$$d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15821.61}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,061 \leq \mu_{AB} = 0,392$$

Donc : $A'_u = 0$; pas d'armature comprimée avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$.

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa} ; \alpha = 0,079 ; \beta = 0,968$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{15821.61}{348 \times 0,968 \times 13,5} = 3,47 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

☞ **E.L.S:**

$$M_{ser} = 13888 \text{ N.m}$$

Puisqu'on a une fissuration préjudiciable, on doit calculer A_{ser}

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e ; (110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$$

Pour $\eta = 1,6$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

On adopte :

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266,66 , (201,63) \} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{13888}{100 \times 13,5^2 \times 201,63} = 0,0038$$

$$\lambda = 1.052 ; \varphi = 22.18^\circ ; \alpha_1 = 0.221 ; K_1 = 53.42$$

$$\sigma_{bc} = \frac{201,63}{53.42} = 3.77 \text{ Mpa} ; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

On a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ il n'y'a pas d'armatures comprimée ; $A'_{ser} = 0$; $\beta = 1 - \frac{\alpha}{3} = 1.07$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13888}{201,63 \times 13,5 \times 1,07} = 4,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armature finale:**

$$A = \max(A_u; A_{ser}; A_{min}) = 4,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_{adp} = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $e_p = 20 \text{ cm}$.

- **Armature de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_{adp} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $e_p = 25$

- ❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{19483}{100 \times 13,5 \times 100} = 0,144 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ (Condition vérifiée).

- ❖ **Vérification de la flèche :**

On a deux types de flèche :

- Une flèche due à la charge répartie (f_1)
- Une flèche due à la charge concentrée (f_2) $f \leq f_{adm}$

$$f = f_1 + f_2 \rightarrow f = \frac{q.L^4}{8E.I} + \frac{P.L^3}{3E.I}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A \times \left(d - \frac{h}{2}\right)^2 \rightarrow I = \frac{100 \times (15)^3}{12} + 15 \times (3,92) \times \left(13,5 - \frac{15}{2}\right)^2 = 30241,8 \text{ cm}^4$$

$$f_1 = \frac{qL^4}{8EI} \rightarrow \frac{8270 \times 1,4^4 \times 10^4}{8 \times 32164,2 \times 30241,8} = 0,041 \text{ cm}$$

$$f_2 = \frac{PL^3}{3EI} \rightarrow \frac{2310 \times 1,4^3 \times 10^4}{8 \times 32164,2 \times 30241,8} = 0,00814 \text{ cm}$$

$$f = f_1 + f_2 \rightarrow f = 0,0491 \text{ cm.}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{140}{250} = 0,56 \text{ cm}$$

$$f = 0,0491 \text{ cm} < f_{adm} = 0,56 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

Remarque :

Pratiquement ; on prolonge le ferrailage du balcon jusqu'au plancher pour avoir un contrepoids.

❖ Le contre poids :

- calcul de la longueur de contrepoids :

Poids du balcon (ep=15cm) :

$$G_1 = 0,15 \times 1,4 \times 1 \times 25000 = 5250 \text{ N}$$

Poids de contre balancement (ep=20cm) :

$$G_2 = 0,20 \times L_c \times 1 \times 25000 = 5000L_c$$

$$60\% G_1 = G_2 \Rightarrow 0,60 \times 5250 = 5000L_c$$

$$L_c = 0,60 \text{ m}$$

On prend : $L_c = 0,60 \text{ m}$

Avec : L_c : longueur de contre poids

- **Le contre balancement :**

Le rôle de ce contre balancement est d'assurer l'équilibre de la dalle pour cela, il faudra que son poids soit égale à celui du console.

Dans le cas de balcon console, il faut prévoir un contre poids afin d'éviter la torsion. Ce contre poids se fait de la manière suivante :

Créer une bande pleine à l'amont de la poutre dont la largeur sera déterminé.



Chapitre VI

Etude dynamique et sismique



V.1. Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des 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.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

Méthode statique équivalente

Méthode dynamique (modale spectrale)

V.2. Méthode de calcul :

Dans notre projet on utilise la méthode dynamique modale spectrale qui est basée sur l'utilisation du spectre de réponse qui dépend de l'activité sismique du territoire.

L'analyse dynamique est assurée par le logiciel «Etabs » version 19.

Présentation du logiciel :

Le programme Etabs V19 est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par la méthode des éléments finis. Il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution.

Etapas de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel.

Choix de l'unité du travail ; TON et m.

Création graphique du modèle en utilisant l'interface. Etabs v19.

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barre sections et les voiles, dalle pleine et balcon par aire sections des panneaux.

Détermination des propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton (chapitre I)

Détermination des propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé.

Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :

Charge permanente(G): la charge permanente distribuée par les poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

Charges d'exploitation(Q): les charges d'exploitations distribuées par les poutres.

Les forces sismiques(E): contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les deux sens(X,Y)

Détermination des combinaisons de charges :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $0,8G + E$
- 5) $G + Q + E$
- 6) $G + Q + 1,2E$

Lancement de l'analyse.

Interprétation des résultats.

V.3. Hypothèse de la méthode :

Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers (système brochette).

Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

Le nombre des modes, à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participations de ces modes soit 90% de la masse modale de la structure.

Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements).

V.4. Préparation des données par Etabs :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le (RPA99-2003) doit être supérieur à 90%.

Le tableau donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau V.1 : Périodes et taux de participation.

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
		sec						
Modal	1	0.907	0.6867	0.0007	0	0.6867	0.0007	0
Modal	2	0.814	0.001	0.6268	0	0.6877	0.6275	0
Modal	3	0.78	0.00000193	0.0036	0	0.6877	0.6311	0
Modal	4	0.278	0.1422	0.0001	0	0.8299	0.6311	0
Modal	5	0.204	0.0001	0.1538	0	0.83	0.7849	0
Modal	6	0.198	0.000000881	0.0058	0	0.83	0.7907	0
Modal	7	0.174	0.011	0.0007	0	0.841	0.7914	0
Modal	8	0.164	0.0001	0.0344	0	0.8411	0.8258	0
Modal	9	0.145	0.00001704	0.00002371	0	0.8411	0.8259	0
Modal	10	0.13	0.0467	0.0001	0	0.8878	0.826	0
Modal	11	0.088	0.0001	0.0173	0	0.8879	0.8433	0
Modal	12	0.084	0.0009	0.0533	0	0.8888	0.8966	0
Modal	13	0.08	0.0285	0.0011	0	0.9173	0.8977	0
Modal	14	0.054	0.0232	0.00001921	0	0.9404	0.8977	0
Modal	15	0.053	0.0005	0.0077	0	0.9409	0.9054	0

Disposition des voiles de contreventement :

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voiles-portique), On a opté ainsi à la disposition suivante :

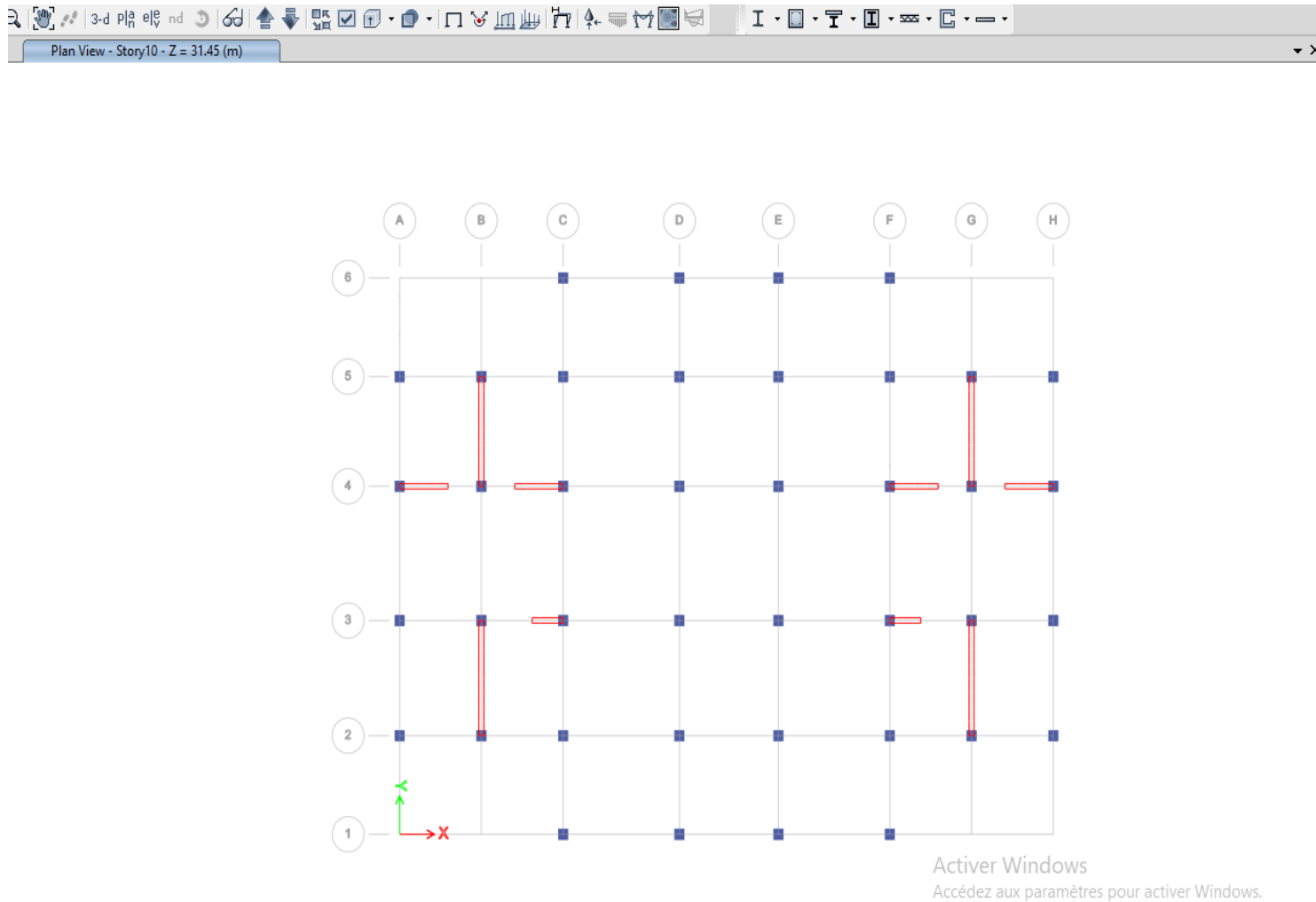


Figure V.1: Disposition des voiles

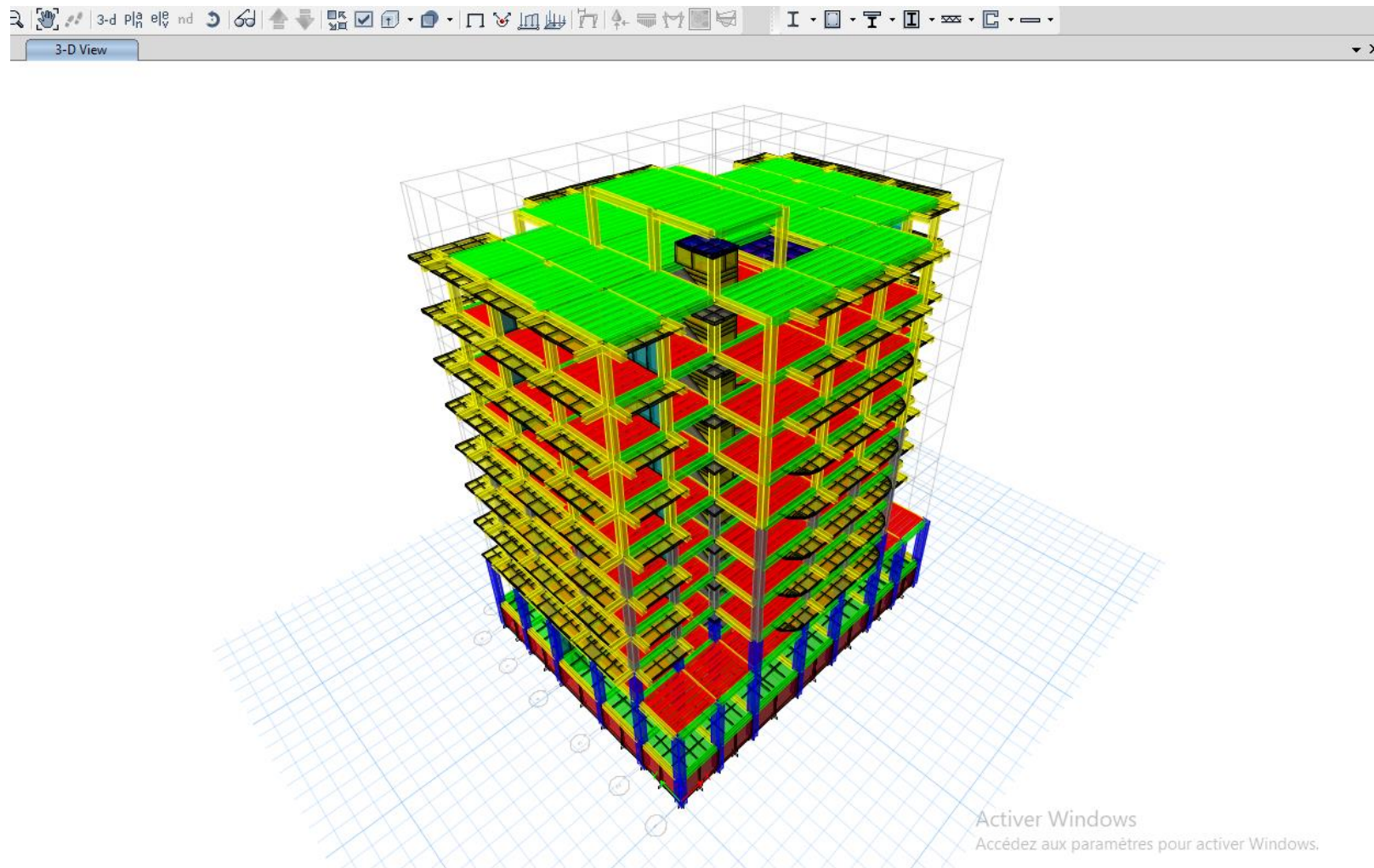


Figure V.2 : Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS v 19

Le premier mode représente une translation suivant X-X :

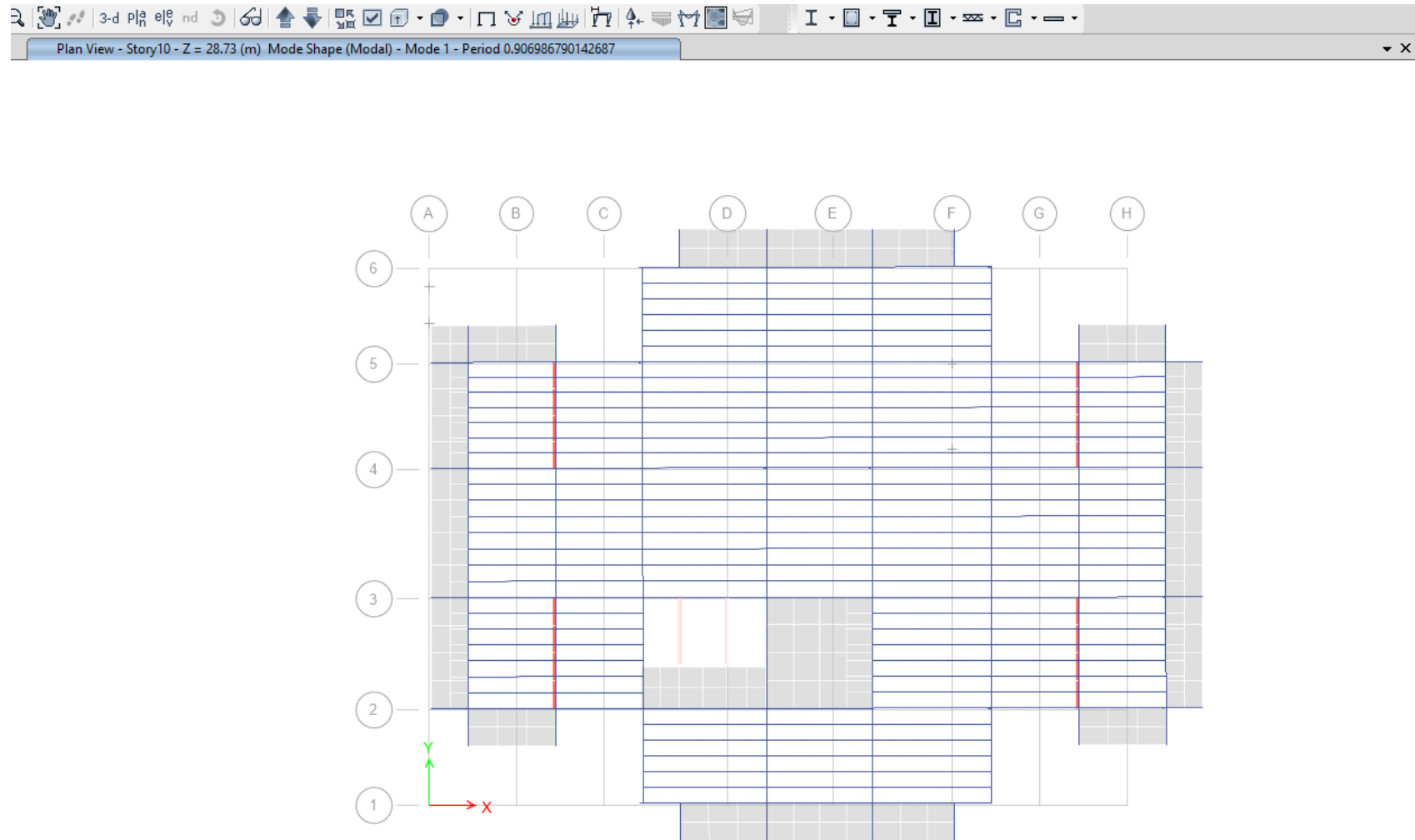


Figure V.3 : (mode1) translation suivant l'axe X-X

Le deuxième mode représente une translation suivant Y-Y :

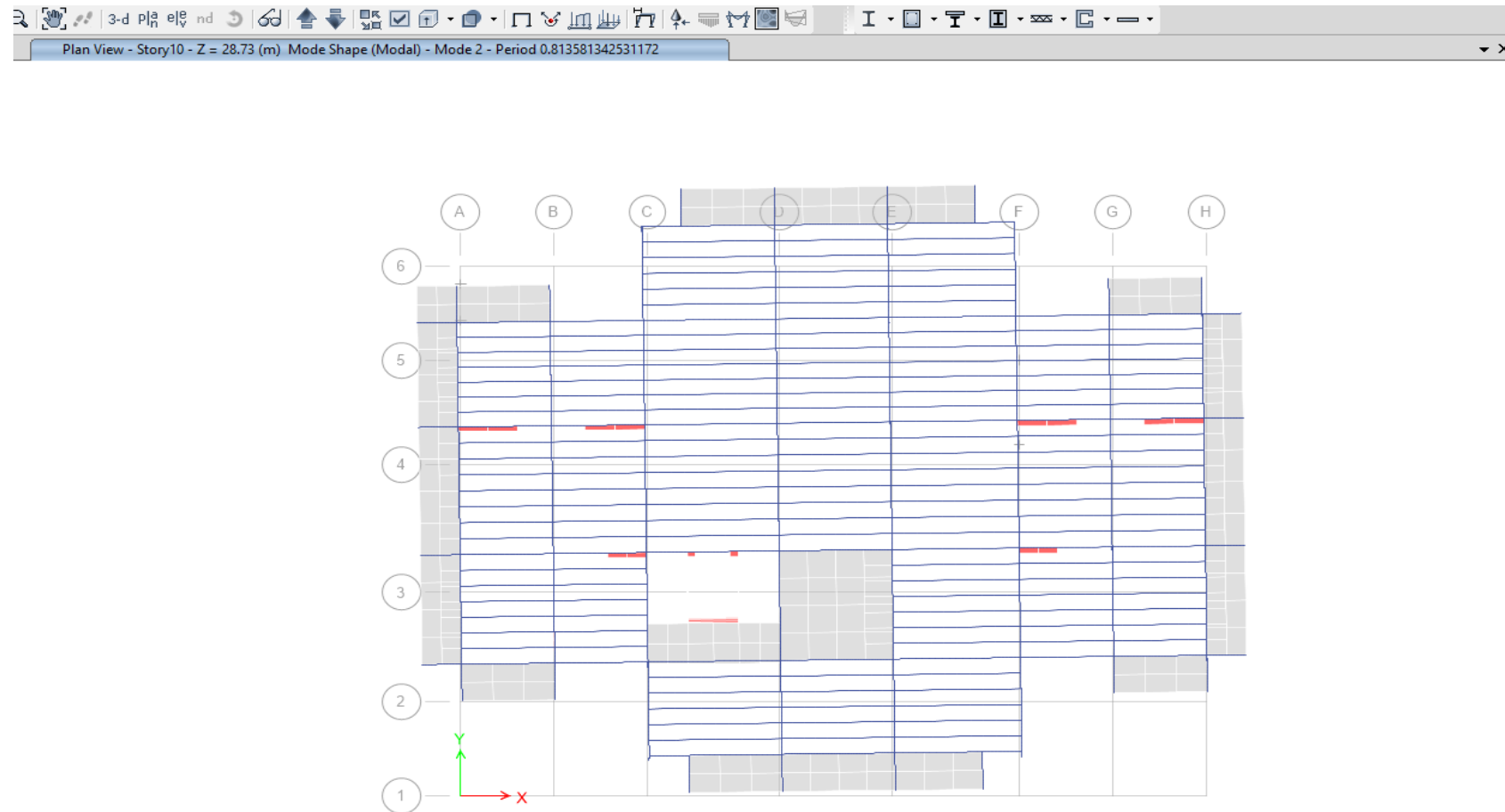


Figure V.4 : (mode2) translation suivant l'axe Y-Y

Le troisième mode représente une rotation suivant l'axe Z-Z-

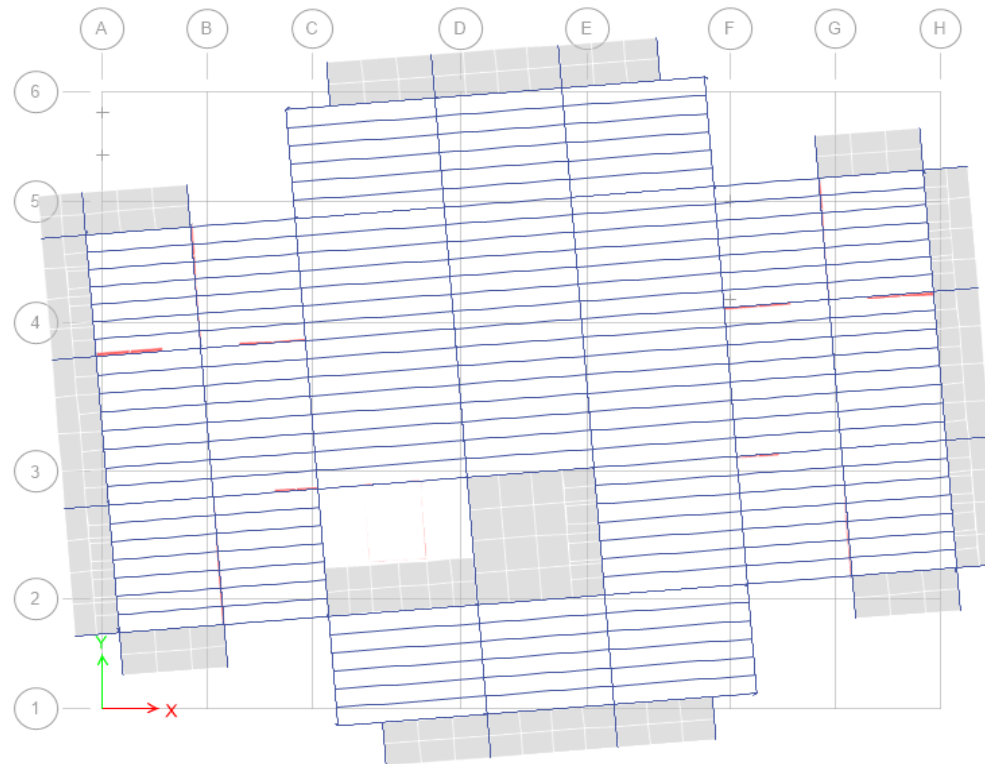


Figure V.5 : (mode3) rotation suivant l'axe Z-Z

V.5. Calcul de l'action sismique :

$$V = \frac{ADQ}{R}W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement

W : Poids total de la structure ($W = G + \beta Q$)

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (donné par le tableau 4-5 du RPA99.page30) .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone III} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \quad A = 0.25 \quad (\text{Tab 4.1 Art 4.2.3})$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

$$T_2 = 0.40 \text{ sec} \quad : \text{ site ferme } (s_2) \quad (\text{Tab 4.7 art 4.2.3})$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}}$$

$$\zeta = 7 \% \quad (\text{Tab 4.2 art 4.2.3})$$

$$\eta = 0.8819$$

T: période fondamentale de la structure

Estimation de la période fondamentale de la structure(T) :

Période fondamentale de la structure est donnée par la formule suivante :

$$T_{\text{emp1}} = C_T \cdot H^{3/4}$$

C_T : coefficient, fonction du system de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau (4-6 RPA 99 version 2003).

$$\begin{cases} C_{TX} = 0.050 \\ C_{TY} = 0.050 \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_{emp1} = 0.67 \text{ S} \\ T_{analy\ x} = 0.90 \text{ S} \\ T_{analy\ Y} = 0.81 \text{ S} \end{cases}$$

$$T_{emp2} = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

$$h_N = 32,05 \text{ m}$$

h_N : hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$T_{emp2x} = \frac{0.09h_N}{\sqrt{L_x}} = 0.56\text{s} \quad \text{avec : } L_x = 26.85 \text{ m}$$

$$T_{emp2y} = \frac{0.09h_N}{\sqrt{L_y}} = 0.62\text{s} \quad \text{avec: } L_y = 20.85 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T_2 \leq T_{empx} = \text{Min}(T_{emp1}, T_{emp2x}) = \text{Min}(0.67, 0.56) = \mathbf{0.56s} \leq 3 \text{ s} \\ T_2 \leq T_{empy} = \text{Min}(T_{emp1}, T_{emp2y}) = \text{Min}(0.67, 0.62) = \mathbf{0.62s} \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

On remarque que : $0.90 \geq 1.3 \cdot 0.56$

$$0.90 \geq 0.73$$

$$T_{analy\ x} \geq \mathbf{1.3T_{empx}}$$

Donc on prend **$T_x = 0.73\text{s}$**

$$0.81 \geq 1.3 \cdot 0.62$$

$$0.81 \geq 0.80$$

$$T_{analy\ Y} \geq \mathbf{1.3T_{empY}}$$

Donc on prend **$T_Y = 0.80\text{s}$**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

$$D_x = 2.5 \eta (T_2 / T_x)^{2/3} = 1.47$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2 / T_y)^{2/3} = 1.38$$

coefficient de comportement global de la structure :

-Sous charges horizontales :

Tableau V.2 : les charges reprises par les voiles et les portiques

Niveau	Voile		Portique		(%) Voile		(%) Portique	
	F1(Ton)	F2(Ton)	F1(Ton)	F2(Ton)	F1	F2	F1	F2
Niveau1	295.31	387.94	221.13	138.15	57.18	73.74	42.82	26.26

-Sous charges verticales :

Niveau	Voile	Portique	(%) Voile	(%) Portique
	F3(Ton)	F3(Ton)	F3	F3
Niveau1	1578.94	5530.33	22.21	77.79

Conclusion : D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement est justifié donc : **R = 3.5**

Facteur de qualité Q :

La qualité du contrôle de la construction il est déterminé par la formule :

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

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

Tableau V.3 : Valeurs des pénalités P_q

Critère	P_{qx}	P_{qy}	
Condition minimale sur les files de contreventement	0.00	0.00	N/ observé
Redondance en plan	0.00	0.00	N/ observé
Régularité en plan	0.05	0.05	observé
Régularité en élévation	0.00	0.00	observé
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05	N/ observé
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10	N/ observé

$$P_{qx} = 0.20 \rightarrow Q_x = 1 + 0.20 = 1.20$$

$$Q_x = 1.20.$$

$$P_{qy} = 0.20 \rightarrow Q_y = 1 + 0.20 = 1.20$$

$$Q_y = 1.20.$$

V.6. Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation

β :coefficient de pondération (bâtiment a usage d'habitation et bureaux=0.2)

W: c'est le poids de la structure (calcul automatique par Etabs)

$$W = 4902.58 \text{ TON}$$

V.7. Interprétation des résultats :

Vérification la résultante des forces sismiques :

selon[RPA99version2003/4.3.6] :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_s .

Calcul la force statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux Directions

par : $V = \frac{ADQ}{R} W$

Donc :

$V_x = 617.76 \text{ TON}$

$80\% V_x = 494.21 \text{ TON}$

$V_y = 579.94 \text{ TON}$

$80\% V_y = 463.95 \text{ TON}$

V_t : la force sismique à la base donnée par (Etabsv19).

Tableau V.4 : comparaison entre l'effort statique et force sismique à la base

V (KN)	V statique(TON)		Vt(TON)	
	0.8Vx	0.8Vy	Vtx	Vty
L'effort tranchant à la base	494.21	463.95	516.43	526.00

Sens X-X

$V_{tx} = 516.43 \text{ TON} > 80\% V_x = 494.21 \text{ TON} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$

Sens Y-Y

$V_{ty} = 526.00 \text{ KN} > 80\% V_y = 463.95 \text{ TON} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$

La condition (l'art4.3.6) de RPA99/V2003 est donc vérifiée.

Vérification des déplacements :

Selon la RPA99, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage

$R \cdot \Delta_K < 0.01 \cdot h_e \rightarrow$ Avec Δ_K : Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "k-1" avec :

$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \rightarrow R$: Coefficient de comportement $R = 3.5$; h_e : hauteur de l'étage
 δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau K. D'après les résultats donnés par Etabs.

Les déplacements relatifs des noeuds maîtres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : récapitulatif des déplacements

Sens XX						
TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements						
Story	hk	SeK	SK	Δ_k	1%hk	
	mm	mm	mm	mm	mm	
Story11	3060	45.466	159.131	11.9665	30.6	vérifiée
Story10	3060	42.047	147.1645	12.068	30.6	vérifiée
Story9	3060	38.599	135.0965	13.531	30.6	vérifiée
Story8	3060	34.733	121.5655	15.0465	30.6	vérifiée
Story7	3060	30.434	106.519	16.3135	30.6	vérifiée
Story6	3060	25.773	90.2055	17.087	30.6	vérifiée
Story5	3060	20.891	73.1185	17.493	30.6	vérifiée
Story4	3060	15.893	55.6255	17.2375	30.6	vérifiée
Story3	3060	10.968	38.388	16.198	30.6	vérifiée
Story2	3060	6.34	22.19	17.5805	30.6	vérifiée
Story1	4250	1.317	4.6095	4.6095	42.5	vérifiée
Base	2720	0	0	0	27.2	vérifiée

Sens YY						
TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements						
Story	h _k	SeK	SK	Δ _k	1%h _k	
	mm	mm	mm	mm	mm	
Story11	3060	40.986	143.451	11.032	30.6	vérifiée
Story10	3060	37.834	132.419	15.75	30.6	vérifiée
Story9	3060	33.334	116.669	16.1875	30.6	vérifiée
Story8	3060	28.709	100.4815	16.415	30.6	vérifiée
Story7	3060	24.019	84.0665	16.3695	30.6	vérifiée
Story6	3060	19.342	67.697	15.813	30.6	vérifiée
Story5	3060	14.824	51.884	14.8365	30.6	vérifiée
Story4	3060	10.585	37.0475	13.1985	30.6	vérifiée
Story3	3060	6.814	23.849	10.927	30.6	vérifiée
Story2	3060	3.692	12.922	10.325	30.6	vérifiée
Story1	4250	0.742	2.597	2.597	42.5	vérifiée
Base	2720	0	0	0	27.2	vérifiée

Vérification de l'effort normale réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, le RPA 99/ version 2003 Art7.1.3.3 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_{d(Max)}}{Bf_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : c'est l'effort normal max selon la combinaison sismique max

B : l'aire de la section transversale du poteau.

f_{c28} = 25 MPA

Tableau V.6 : Vérification de l'effort normale réduit

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	V	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
Story10	40	40	1600	422.713	0.106	vérifiée
Story9	40	40	1600	522.612	0.131	vérifiée
Story8	40	40	1600	706.185	0.177	vérifiée
Story7	45	45	2025	892.845	0.176	vérifiée
Story6	45	45	2025	1083.68	0.214	vérifiée
Story5	45	45	2025	1275.727	0.252	vérifiée
Story4	55	55	3025	1515.792	0.200	vérifiée
Story3	55	55	3025	2097.458	0.277	vérifiée
Story2	65	65	4225	2648.175	0.251	vérifiée
Story1	65	65	4225	3164.366	0.300	vérifiée

Vérification de l'effet P-Delta:

Les effets de second ordre (ou effet P-Delta) peuvent être négligés si la condition suivante

Et satisfaite a tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$$

Dans le sens X-X						
Story	h_k (mm)	P_k (Tonf)	Δ_k (mm)	V_k (tonf)	θ_k	Observation
Story11	3060	43.83	11.9665	18.316	0.009	vérifiée
Story10	3060	462.87	12.068	129.1328	0.014	vérifiée
Story9	3060	914.62	13.531	208.6281	0.019	vérifiée
Story8	3060	1363.44	15.0465	270.9815	0.025	vérifiée

Story7	3060	2260.63	16.3135	321.8869	0.037	vérifiée
Story6	3060	2719.43	17.087	366.3572	0.041	vérifiée
Story5	3060	3178.84	17.493	406.1056	0.045	vérifiée
Story4	3060	3667.66	17.2375	442.6413	0.047	vérifiée
Story3	3060	3679.14	16.198	474.1281	0.041	vérifiée
Story2	4250	4183.7	17.5805	501.5071	0.035	vérifiée
Story1	2720	4902.58	4.6095	516.4283	0.016	vérifiée

Dans le sens Y-Y						
Story	h_k	P_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
	(mm)	(Tonf)	(mm)	(tonf)		
Story11	3060	43.83	11.032	26.9041	0.006	vérifiée
Story10	3060	462.87	15.75	141.6498	0.017	vérifiée
Story9	3060	914.62	16.1875	221.2569	0.022	vérifiée
Story8	3060	1363.44	16.415	282.3743	0.026	vérifiée
Story7	3060	2260.63	16.3695	333.4765	0.036	vérifiée
Story6	3060	2719.43	15.813	378.8828	0.037	vérifiée
Story5	3060	3178.84	14.8365	417.7919	0.037	vérifiée
Story4	3060	3667.66	13.1985	452.0048	0.035	vérifiée
Story3	3060	3679.14	10.927	480.9719	0.027	vérifiée
Story2	4250	4183.7	10.325	508.5552	0.020	vérifiée
Story1	2720	4902.58	2.597	526.1435	0.009	vérifiée

Tableau V.7 : Vérification de l'effet P-Delta

Stabilité d'ensemble sous combinaison sismique:

	FZ	MX	MY
	Tonf	Tonf	Tonf
ELS	7109.27		
EX			516.4283
EY		526.1435	

BX	27.40	m
BY	20.75	m

BX/4	6.85	m
BX/4	5.1875	m

Extremités	ex	0.072642
	ey	0.074008

Extremités limites

Discussion des résultats: L'ouvrage est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement. De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

Conclusion : Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.



Chapitre V

Etude des éléments résistants



I.1. Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (Poteaux) et d'éléments horizontaux (Poutre).

L'assemblage des poteaux et des poutres constitués les portiques.

A). Poteaux :

Sont des éléments porteur verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondation, ils sont sollicités en flexion composé.

b). Poutres :

Sont des éléments horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux , leur mode de sollicitation est la flexion simple étant qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

❖ Flexion simple :

Une section est sollicitée en flexion simple lorsqu'elle soumise a :

- Un moment fléchissant (M)
- Un effort tranchant (T)

Le calcul en flexion simple se décompose en deux étapes :

- calcul a l'état limite ultime de résistance (ELUR)

Il s'agit de déterminer les armatures de section conformément aux règles BAEL91.

Après avoir fait un choix d'armatures a l'ELUR nous devons procédés aux vérification suivant :

- Condition de non fragilité.
- Vérification vis-à-vis de l'effort normale.
- Vérification a l'état limite de service.
- Vérification de la flexion.

❖ Flexion composée :

Une section est sollicitée en flexion composée lorsqu'elle est soumise a :

- Un moment fléchissant (M)
- Un effort normal (N)
- Un effort tranchant (T)

VI.2. Etude des portiques :**❖ Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et une étape nécessaire pour la détermination des Sollicitations revenant aux éléments de résistance.

Les actions :

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température)

Action permanente notée G (poids propre de la structure).

Action variable notée Q

Action accidentelle notée E

Les sollicitations :

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et les moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaison d'action, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires

- **Combinaison des charges :** Les combinaisons prises en compte sont:

- **Combinaisons fondamentales:** $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$ (BAEL 91)

- **Combinaisons accidentelles.** D'après le RPA99 (Art5.2) on a les cas suivants :

$$G + Q + E \dots\dots\dots (1)$$

$$0.8 G \pm E \dots\dots\dots (2)$$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Remarque :

Les sollicitations M, N et T dans les poteaux et les poutres sont donnés par le logiciel "ETABS V 19"

VI.2 .1. Etude des poutres:

On distingue les types des poutres suivantes :

Poutre principale \longrightarrow PP (30×40) cm² ;

Poutre secondaire \longrightarrow PS (30×35) cm².

❖ La section d'armatures imposées par RPA99:

Pour le ferrailage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné par le RPA en zone III

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0.5% en toute la section transversale de la poutre.
2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courantes, et de 6% en zone de recouvrement.

❖ **La longueur minimale de recouvrement est de :**

50. ϕ en zone III.

❖ **Armatures transversales :**

$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$ Avec: b : la largeur de la section.

S : espacement des armatures transversales

D'après RPA 99 :

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

Avec: ϕ_l : le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinal

$$S \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale. } h : \text{ la hauteur de la section.}$$

On a choisis la poutre la plus défavorable comme un exemple de calcul.

➤ **Poutre principale : (30× 40) cm²**

Tableau VI.1:les sollicitations dans les poutres principales

ELU		ELS		EFFORT TRANCHANT T(KN)
M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN)	M _a (KN.m)	
84.44	-134.61	59.45	-94.77	178.21

➤ **Poutre secondaire : (30× 35) cm²**

Tableau VI.2:les sollicitations dans poutres secondaires

ELU		ELS		EFFORT TRANCHANT T(KN)
M _t (KN.)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	
36.27	-56.63	25.56	-40.16	93.68

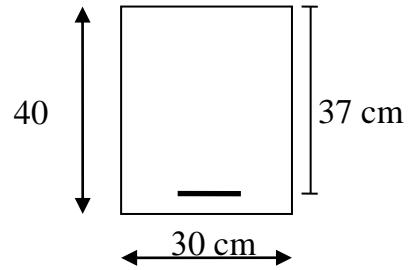
Exemple de calcul des poutres principales:

☒ Détermination des armatures à l'E.L.U

En travée :

$M_t = 84440 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$



Avec : $\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$ **Figure VI.1** : Section de calcul d'une poutre principale

$d = 0.9 \times h = 36 \text{ cm}$ On prend $d = 37 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{84440}{14.2 \times 30 \times 37^2} = 0.1448$$

$$\mu < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.196$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.921$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{84440}{0.921 \times 37 \times 348} = 7.12 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Condition imposée par R.P.A 99 :

$$A_{RPA} = 0.5 \% \cdot b \cdot h = 0.5 \cdot \frac{30 \times 40}{100} = 6.00 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(7.12 ; 1.30)$$

$$A_{choisi} = 7.12 \text{ cm}^2$$

On prend : choix : 3 T 16 FIL + 2 T 12 CHAP = 8.29cm²

☒ **Vérification à l'ELS :**

$M_s = 59450 \text{ N.m}$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire
 - Acier fe E 400
- Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s$

On vérifie si : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{84440}{59450} = 1,42$$

$$\alpha = 0,2086 < 0,46 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

En appui :

☒ Détermination des armatures à l'E.L.U :

$$Ma = 134.61 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{134610}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0,231 \Rightarrow \mu < \mu_r \Rightarrow A' \notin$$

$$\alpha = 0,33 \Rightarrow \beta = 0,87$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{134610}{0,87 \times 37 \times 348} = 12,02 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Condition imposée par R.P.A 99 :

$$A_{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h = 0,5 \cdot \frac{30 \times 40}{100} = 6,00 \text{ cm}^2.$$

$$A_{max} = 12,02 \text{ cm}^2$$

En prend :

$$\text{Choix : } 3\text{T16 FIL} + 3\text{T16 CHAP} = 12,05 \text{ cm}^2$$

☒ Vérification à l'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier fe E 400} \end{array} \right.$$

On vérifie si : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{134610}{94770} = 1,42$$

$$\alpha = 0,33 < 0,46 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

❖ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

Lors que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa}\right)$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(3.33\text{Mpa}, 5\text{Mpa}) = 3.33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \cdot d} = \frac{178210}{300 \times 370} = 1.60\text{MPa}$$

$\tau_u = 1.60\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa}$ Condition vérifiée Donc les armatures transversales sont \perp à la ligne moyenne.

❖ Calcul des armatures transversales

a) Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L^{\min}\right).$$

Avec ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

h : Hauteur de la section.

b_0 : Largeur de nervures.

ϕ_L^{\min} : Diamètres minimales des armatures longitudinales en travée

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35} = 11,43; \frac{300}{10} = 30; 12\text{mm}\right) = 11.43\text{mm}.$$

On prend: $\phi_t = 8\text{mm}$, avec un Acier FeE235

b) Espacement des armatures transversales

- En zone nodale

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6\right) = 10.00\text{ cm. Selon le R.P.A 99}$$

On prend $\delta_t = 10\text{ cm}$.

- En zone courante

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{ cm. Selon le R.P.A 99}$$

On prend $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

c) Section des armatures transversales

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,45 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend } A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

d) Vérification des espacements

-Selon (B.A.E.L.91 article A.5.1,23)

$K = 1$: en flexion simple.

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \times K}{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{1,57 \times 0,9 \times 235}{30 \times 1,15 \times (0,99 - 0,3 \times 2,1)} = 26,73 \text{ cm}$$

$$\delta_{t1} \leq 26,73 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9h, 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq 36 \text{ cm}$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t3}} \geq \rho_{t \max} = \frac{1}{f_e} \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa}\right) = \frac{1}{f_e} 0,4 \text{ MPa}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times 30} = 39,136 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t3} = 39,36 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) = 26 \text{ cm}$$

$$\delta_{t4} \leq \min(\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) = 26 \text{ cm}.$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{tRPA}, \delta_{t4}) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ La longueur minimale de recouvrement :

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, nous pouvons prendre

$$L_{\text{rec}} = 50 \cdot 1,6 = 80 \text{ cm. soit } L_r = 80 \text{ cm zone III. Pour : } \phi = 1,6 \text{ cm}$$

➤ **Poutre secondaire (30×35) cm² :**

En travée :

$$M_a = 36270 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{36270}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0,083 \Rightarrow \mu < \mu_r \Rightarrow A' \notin$$

$$\alpha = 0.1086 \Rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{36270}{0,956 \times 32 \times 348} = 3.41 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2$$

Condition imposée par R.P.A 99 :

$$A_{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h = 0,5 \cdot \frac{30 \times 35}{100} = 5.25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{max} = 3.41 \text{ cm}^2 \quad \text{choix : } 3T14 = 4.61 \text{ cm}^2$$

⊗ **Vérification à l'ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier fe E 400} \end{array} \right.$$

$$\text{On vérifie si : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{36270}{25560} = 1.42$$

$$\alpha = 0,108 < 0,46 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

En appui :

⊗ Détermination des armatures à l'E.L.U :

$$M_a = 56630 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{56630}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0,13 \Rightarrow \mu < \mu_r \Rightarrow A' \notin$$

$$\alpha = 0.174 \Rightarrow \beta = 0.93$$

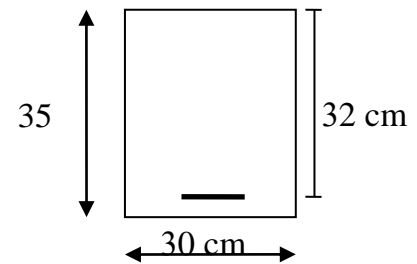


Figure VI.2 : Section de calcul d'une poutre secondaire

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{56630}{0,93 \times 32 \times 348} = 5,47 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$$

Condition imposée par R.P.A 99 :

$$A_{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h = 0,5 \cdot \frac{30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{max} = 5,47 \text{ cm}^2 \quad \text{choix : } 3T12 \text{ FIL} + 2T12 \text{ CHAP} = 5,65 \text{ cm}^2$$

☒ **Vérification à l'E.L.S :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier fe E 400} \end{array} \right.$$

$$\text{On vérifie si : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{56630}{40160} = 1,41$$

$$\alpha = 0,174 < 0,455 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent

❖ **vérification à l'effort tranchant :**

$$T_{u \max} = 93,68 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d} = \frac{93680}{300 \times 320} = 0,975 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ Mpa} \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = 0,975 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales droites } \alpha = 90^\circ.$$

❖ **Armatures transversales :**

a) **Le diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = \min (10; 14; 30) \text{ mm} \quad \text{Selon le B.A.E.L 91}$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm,}$$

$$\text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

b) Section des armatures transversales :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \text{Selon le R.P.A 99}$$

$$\text{Soit : } A = 4\text{Ø}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

c) Espacement des armatures transversales

$$S_t = 15 \text{ cm en zone courante.}$$

Selon le R.P.A 99

$$S_t = 10 \text{ cm en zone nodale.}$$

d) Vérification des espacements (S_t) :

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(32; 40 \text{ cm}) = 32 \text{ cm} \quad \text{Selon le B.A.E.L 91}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_t}{0,4 \times b_0} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm} \rightarrow S_{t2} \leq 39,36 \text{ cm} \quad \text{Selon le B.A.E.L 91}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_{et}}{b \times (\tau_u - 0,3 \times K \times f_{ij}^*)} \quad \text{Selon le B.A.E.L 91}$$

$$K = 1 \begin{cases} \text{flexion simple;} \\ \text{fissuration peu nuisible;} \\ \text{pas de reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

$$f_{ij}^* = \min(3; 3,5; f_{ij}) = \min(3; 3,5; 2,1) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,9 \times 2,01 \times 235}{30 \times (0,97 - 0,3 \times 2,1)} = 41,9$$

$$\delta_{t4} \leq \min(\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) = 32 \text{ cm.}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{tRPA}, \delta_{t4}) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

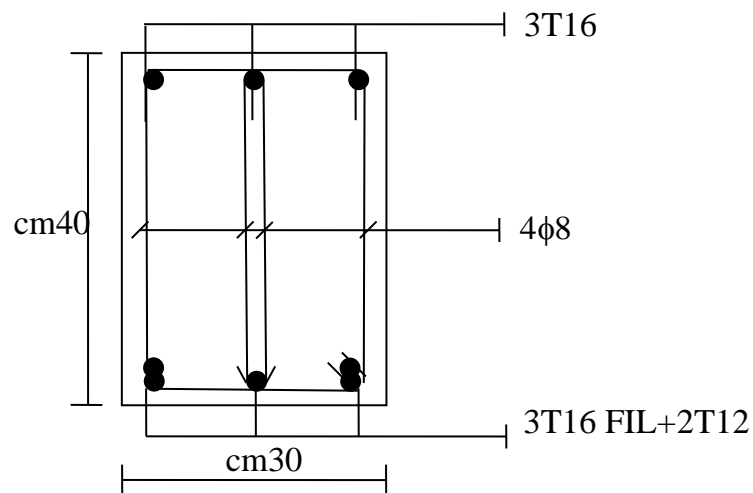
❖ Recouvrement des barres longitudinales :

$$L_r = 50\phi \quad \text{en zone III}$$

$$L_r = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm} \quad \text{soit } L_r = 70 \text{ cm}$$

Tableau VI.3 : récapitulatif du ferrailage des poutres principales

Type		A_{calcul} (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	$A_{adobtere}$ (cm) ²	Q_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres principales	Travée	7.12	3T16 FIL + 2T12 CHAP	8,29	$\phi 8$	15	10
	Appui	12,02	3T16 FIL + 3T16 CHAP	12,06	$\phi 8$	15	10

**Figure VI.3** : Schéma de ferrailage de la poutre principale (en travée)

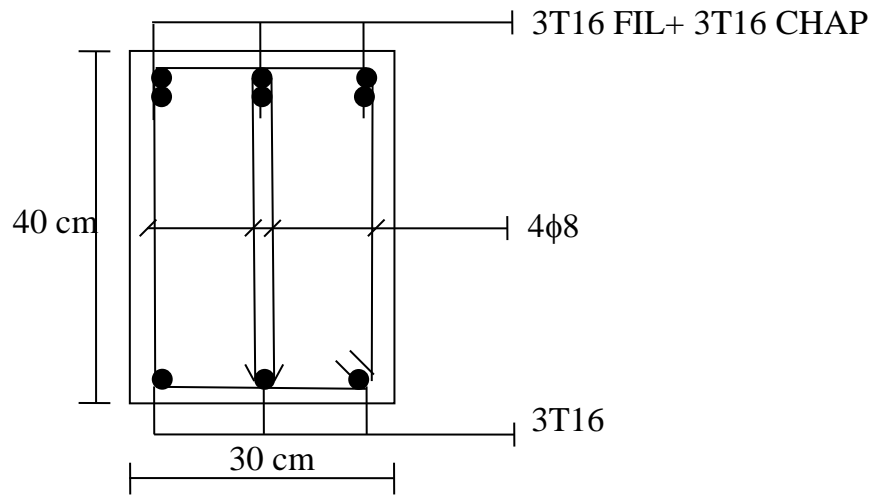


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la poutre principale (en appui)

Tableau VI.4 : récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires

Type		A_{calcul} (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	$A_{adobtere}$ (cm) ²	Q_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
Poutres secondaires	Travée	3.41	3T14	4,61	φ8	15	10
	Appui	5.47	3T12 FIL + 2T12 CHAP	5,65	φ8	15	10

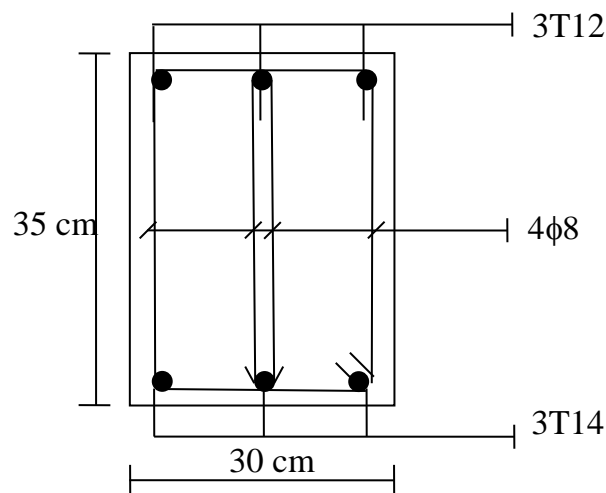


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (en travée)

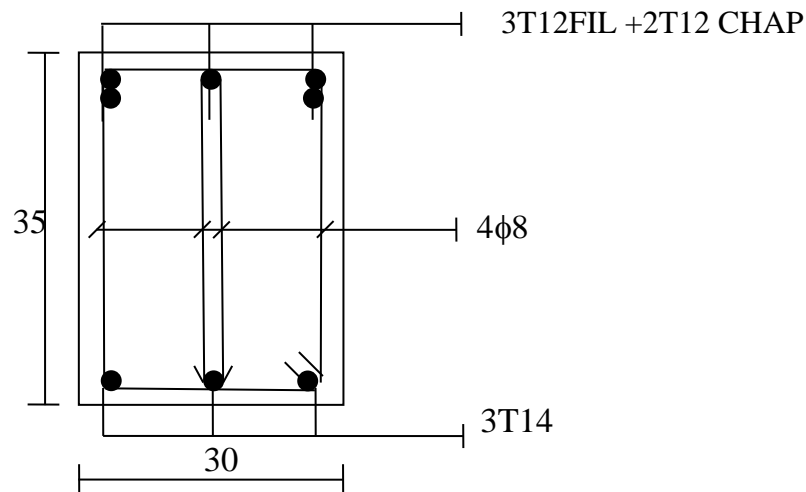


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (en appui)

VI.2 .2. Etude des poteaux:

On a 4 types des poteaux à étudier:

$$A_{\min} = 0,9\% \ b \times h$$

- Type 1 $(65 \times 65) \text{ cm}^2$. $A_{\min} = 0,9\% \ 65 \times 65 = 38,02 \text{ cm}^2$
- Type 2 $(55 \times 55) \text{ cm}^2$. $A_{\min} = 0,9\% \ 55 \times 55 = 27,22 \text{ cm}^2$.
- Type 3 $(45 \times 45) \text{ cm}^2$. $A_{\min} = 0,9\% \ 45 \times 45 = 18,22 \text{ cm}^2$.
- Type 4 $(40 \times 40) \text{ cm}^2$. $A_{\min} = 0,9\% \ 40 \times 40 = 14,40 \text{ cm}^2$

a) Armatures longitudinales proposée par le RPA:

Les armatures doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets.

Le pourcentage minimum imposé par le RPA 99 est:

$$A_{\min} = 0,9\% \ \text{de la section totale; en zone III}$$

Le pourcentage maximum imposé par le RPA99 est:

$$A_{\max} = 4\% \ \text{de la section totale; en zone courante}$$

$$A_{\max} = 6\% \ \text{de la section totale; en zone recouvrement.}$$

Le diamètre minimum de l'acier est: $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$

La longueur de recouvrement est: 50ϕ .

La distance entre les barres verticales doit être $\leq 25 \text{ cm}$

b) Armatures transversales

t : l'espacement des armatures transversales :

$$\begin{aligned} \text{Dans la zone nodale : } & \begin{cases} t \leq \min(10.\phi_l; 115\text{cm}) & \longrightarrow \text{en zone I et II.} \\ t \leq 10\text{cm.} & \longrightarrow \text{en zone III.} \end{cases} \\ \text{Dans la zone courante : } & \begin{cases} t' \leq 15.\phi_l & \longrightarrow \text{en zone I et II.} \\ t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right) & \longrightarrow \text{en zone III.} \end{cases} \end{aligned}$$

la quantité d'armatures transversales minimale donnée comme suit :

Si - $\lambda_g \geq 5$ 0,3 %.

Si - $\lambda_g \leq 3$ 0,8 %.

Si - $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limite précédents.

$$\lambda_g : \text{ est l'élançement géométrique du poteau.} = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

c) Détermination de la zone nodale:

La zone nodale est considérée par le nœud poteau poutre proprement dit; la détermination de cette zone est nécessaire parce que c'est à ce niveau qu'on va disposer les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit, donc, les jonctions par recouvrement doivent être faibles si possible, à l'extérieur des zones nodales les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figures ci-dessous.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{he}{6}, b_1, h_1, 60\text{ cm}\right)$$

$$L' = 2h$$

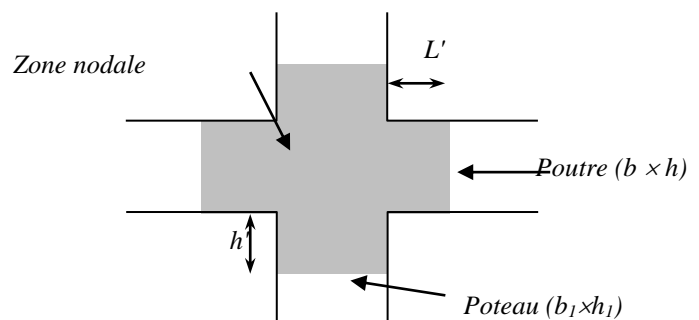


Figure VI.7 : Schéma de la zone nodale

Tableau VI.5: Armatures longitudinales minimales et maximales exigées par le RPA

Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A max (cm ²) ; zone de recouvrement	A max (cm ²) ; zone courante
65 × 65	38.02	253.50	169
55 × 55	27.22	181.50	121
45 × 45	18.22	121.50	81
40 × 40	14.40	96.00	64

Condition du BAEL :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{8 \times (b + h)}{100} \right]$$

Poteau (65×65) cm²A_{min} =10.40 cm².

Poteau (55×55) cm²A_{min} =8.80 cm².

Poteau (45×45) cm²A_{max} = 7.20 cm².

Poteau (40×40) cm²A_{min} = 6.40 cm².

➤ **Les sollicitations**

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et les moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaison d'action, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires

- **Combinaison des charges** : Les combinaisons prises en compte sont:

- **Combinaisons fondamentales:** $\begin{cases} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{cases}$ (BAEL 91)

- **Combinaisons accidentelles.** D'après le RPA99 (Art5.2) on a les cas suivants :

$$G + Q \pm E \dots\dots (1)$$

$$0.8 G \pm E \dots\dots (2)$$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

- 1) 1.35G+1.5Q
- 2) G+Q
- 3) G+Q+E
- 4) G+Q-E RPA99 (Article 5.2)
- 5) 0.8G+E
- 6) 0.8G-E

Remarque :

Les sollicitations M, N et T dans les poteaux sont donnés par le logiciel "ETABS v19"

Tableau VI.6: Sollicitations pour les différents poteaux.

		Poteau (65x65)	Poteau (55x55)	Poteau (45x45)	Poteau (40x40)
ELU	N_{max}	2865	2223	1571	910
	M_{22}^{corr}	10.86	13.11	10.48	6.65
	M_{33}^{corr}	10.85	2.81	21.50	8.22
	T_{max}	24.30	27.86	24.68	23.75
ELS	N_{max}	2380	1923	1571	750
	M_{22}^{corr}	8.20	10.11	8.78	6.15
	M_{33}^{corr}	8.13	2.50	17.50	6.95
	T_{max}	11.18	25.66	21.67	19.88
G + Q ± E 0,8G ± E	M_{22}^{max}	212	2234	1191	755
	N_{corr}	3980	208	104	23.96
	M_{22}^{min}	93.65	118	373	315
	N_{corr}	1588	63.78	52.66	37
	M_{33}^{max}	375	318	454	407
	N_{corr}	13.11	208.36	75	28
	M_{33}^{min}	13.24	23.77	15.22	8.43
	N_{corr}	26.43	101	70	14.87
	T_{max}	91.30	95.50	74.22	71.54

Exemple de calcul.

❖ **Poteaux (Sous sol et RDC) :** $S = (65 \times 65) \text{ cm}^2$

On calcule le ferrailage par rapport à l'axe 2-2 et l'axe 3-3, car il existe deux moments M_{22} et M_{33} , on obtient donc, un ferrailage total symétrique par rapport à ces deux axes.

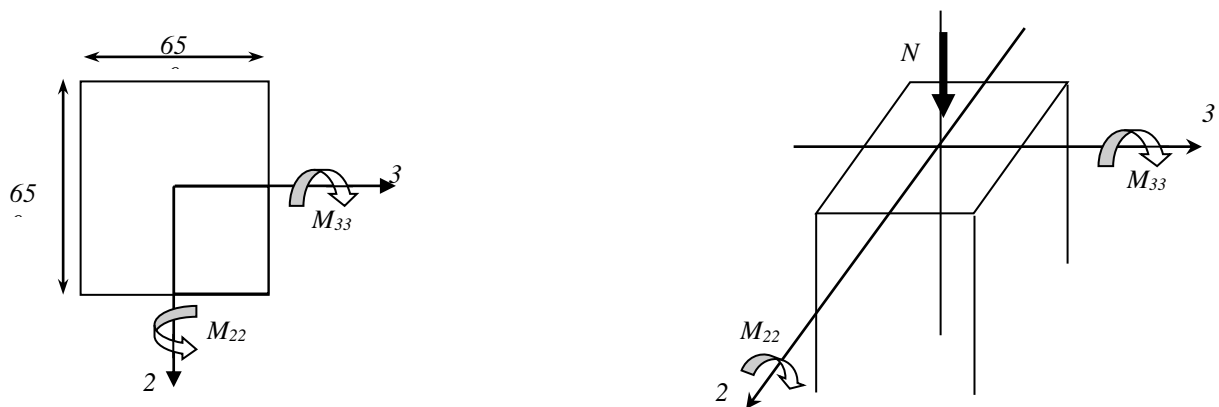


Figure VI.8 : Directions des moments et Efforts normal dans un poteau

☒ **ELU :**

• **1^{er} cas :**

$$N_{\max} = 2865 \text{ KN.} \quad M_{\text{corr}} = 10,86 \text{ KN.m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{10,86}{2865} = 0,004 \text{ m} = 0,4 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{12} = \frac{65}{12} = 5,41 \text{ cm.}$$

$$e_G = 0,4 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5,41 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{i} \text{ Avec: } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{214,2}{18,76} \Rightarrow \lambda = 39,50 < 50$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = 0,85/1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

$$\alpha = 0,68$$

$$A' \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \theta \times \gamma_b}$$

$$Br = (65 - 2) \times (65 - 2) = 3969 \text{ cm}^2$$

$$N_u : \text{Donnée par combinaison fondamentale} \Rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

$$A' = \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \theta \times \gamma_b} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = -199,20 \text{ m}^2 \Rightarrow A' < 0$$

$$A_u = 0 \text{ cm}^2.$$

• **2^{ème} cas :**

$$\begin{cases} M_{\max} = 212 \text{ KN.m.} \\ N_{\text{corr}} = 3980 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{212}{3980} = 0,053 \text{ m} = 5,3 \text{ cm.}$$

$$e_G = 5,3 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5,41 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Excentricité du 1^{er} ordre à l'E.L.U.R :

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 214,2 \text{ cm.}$$

$$\frac{l_f}{h} = 3,57 \text{ cm} \leq \max\left(15; \frac{20 \times e_G}{h}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h} = 3,57 \text{ cm} \leq \max(15; 1,56) = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{Calcul en flexion}$$

composée en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité du second ordre.

Excentricité du 2^{ème} ordre :

$$e_2 = \frac{3 \cdot L^2}{10000 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \Phi) \quad . \quad L_f = 2,142 \text{ m.} \quad \text{et} \quad \Phi = 2.$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{Mu}{1,5 M_{ser}}\right) = 10 \cdot \left(1 - \frac{10,86}{1,5 \cdot 8,20}\right) = 1,17$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,142^2}{10000 \times 0,65} (2 + (2 \times 1,17)) = 0,0092 \text{ m}$$

$$e_2 = 0,92 \text{ cm}$$

Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{306}{250}\right\} = \max\{2 \text{ cm}; 1,22 \text{ cm}\} = 2 \text{ cm.}$$

L'excentricité totale de calcul : $e_t = e_1 + e_a + e_2$.

$$e_1 = e_G + e_a + e_2 = 0.4 + 2 + 0.92 \Rightarrow e_1 = 3.32 \text{ cm}$$

$$M_u = N_u' \times e_1 = 2865 \times 0.033 = 94.54 \text{ KN.m.}$$

Le calcul de la section se fait avec les nouvelles sollicitations suivantes :

$$e_1 = 3.32 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 29.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Effort de compression appliqué entre le segment limite par les armatures.}$$

$$M_A = N \times \left(e_1 + \frac{h}{2} - d \right)$$

$$M_A = 2865 \times (0.033 + 0.32 - 0.03) \Rightarrow M_A = 925.39 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \left(0.8 \frac{h}{d} \right) \times \left(1 - \frac{0.4h}{d} \right) = 0.48$$

$$\mu = \frac{925 \times 10^3}{65 \times (62)^2 \times 14.2} = 0.26 < \mu_{bc} = 0.48$$

$$\mu_{AB} = 0.186 < \mu = 0.30 < \mu_l = 0.392$$

$$\text{pivot : B} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pivot B $\Rightarrow (\xi = 3, 5 \text{ ‰})$

$$\xi_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.739$$

$$\alpha_u = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \xi_{sl}} = 0.668$$

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_u \times (1 - 0.4 \times \alpha_u) = 0.392$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.459 ; \beta = 0.81$$

Détermination des armatures

$$A_{sFictif} = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{94540}{348 \times 0.81 \times 62} = 5.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{sFictif} = 5.40 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A_{FC} = A_{sFictif} - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 5.40 - \frac{3980 \times 10^3}{100 \times 348} = -108.97 < 0$$

$$\Rightarrow A_{calculé} = 0$$

Choix des armatures :

$$A = \max [A_{cal}; A_{\min(BAEL)}; A_{\min(RPA)}] = 38.02 \text{ cm}^2$$

$$12T20 + 4T12 \longrightarrow A = 42.20 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$T_{u \max} = 9130 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b.d} = \frac{95.50 \times 10^3}{650 \times 620} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales seront perpendiculaires aux armatures longitudinales.

❖ **Armatures transversales :**

a) **Espacement des armatures transversales :**

➤ **En Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\phi_{l \min}; 15 \text{ cm}) = \min (12; 15 \text{ cm})$$

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

➤ **En Zone courante :**

$$S_t \leq 15 \times \phi_{l \min} = 15 \times 1.2 = 18$$

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

b) **Calcul des armatures transversales :**

$$A_t \geq 0.4 \times \frac{b_0 \times S_t}{f_e} = 0.4 \times \frac{60 \times 15}{235} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{l \min}; \frac{b}{10} \right) = \min (1.71; 1.6; 6) = 1.6 \text{ cm}$$

$$\text{En prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_{t \min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.3\% \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 6\phi 8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

c) **Détermination de la zone nodale :**

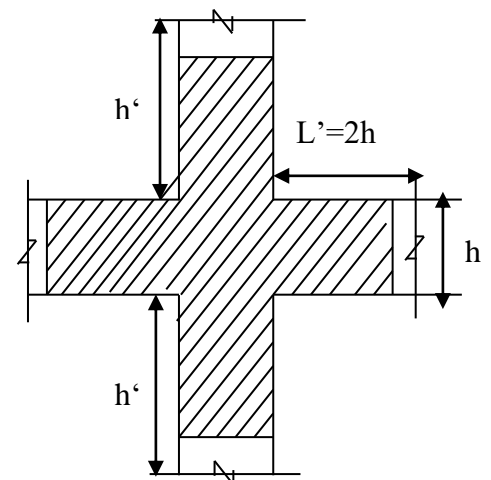


Figure VI.9 : Schéma de la zone nodale

$$\begin{cases} h' = \max(h_e / 6; b_1; h_1; 55\text{cm}) \text{ au niveau des poteaux} \\ L' = 2 \times h \quad \text{au niveau des poutres} \\ h' = \max(306 / 6; 60; 60; 55) = 60\text{cm} \\ L' = 2 \times 60 = 120\text{cm} \end{cases}$$

a) Longueur minimale de recouvrement :

$$L_r = 50 \times \phi = 40 \times 2 = 100\text{cm} \text{ zone III. Pour : } \phi = 2,0\text{cm.}$$

Remarque :

Le calcul des armatures des autres type de poteaux s'effectuera à l'aide de logiciel (Robot Expert), et selon les règlements utilisés B.A.E.L 91 et le R.P.A 99. le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant:

Tableau VI.7: Récapitulation du ferrailage des poteaux

Poteau (cm^2)	A_{calcul}	$A_{\text{adoptée}}$ (cm^2)	Section corresp (cm^2)	A_{trans} (cm^2)	Section corresp (cm^2)	δ_t (cm)	δ'_t (cm)
65×65	38.02	12T20+4T12	42.20	6φ8	3.02	10	15
55×55	27.22	4T20+8T16	28.64	6φ8	3,02	10	15
45×45	20.00	4T16+8T14	20.36	6φ8	3,02	10	15
40×40	14.40	8T16	16.08	6φ8	3,02	10	15

VI .3. Etude des voiles de contreventement :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) , ainsi sous l'action des sollicitations verticales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales ;

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux ;

Zone I
Zone II
Zone III

- Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91} \\ \text{Selon le RPA version 2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

VI .2.-1 Ferrailage des trumeaux

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande largeur (d).

-Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N,M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} &= \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{aligned}$$

Avec :

B : section du béton
I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré
 L_c : la longueur de la zone comprimée

$$\begin{aligned} L_c &= \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L \\ L_t &= L - L_c \\ L_t & : \text{longueur tendue} \end{aligned}$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

a) Section entièrement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e: épaisseur du voile

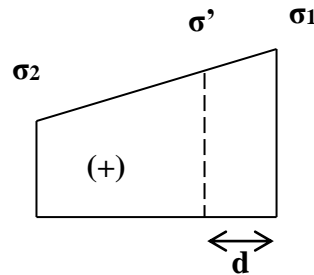


Fig.1 : diagramme d'une section entièrement comprimée

b) Section partiellement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

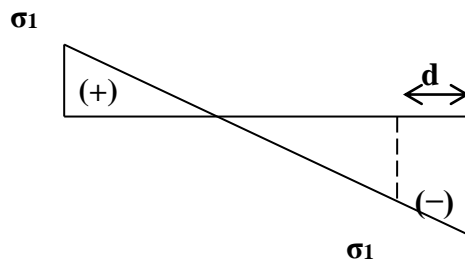


Fig 2 : diagramme d'une section partiellement comprimée

c) Section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

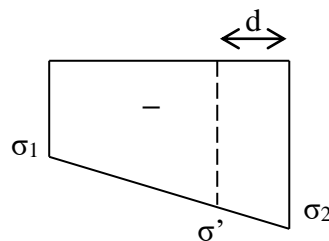


Fig.3 : diagramme d'une section entièrement tendue

2-1) Armatures verticales

a) Section entièrement comprimée

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

b) Section partiellement comprimée

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

c) Section entièrement tendue

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

2-2) Armatures minimales

a) Compression du béton

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures
- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée

b) Traction simple

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}$$

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

2-3) Exigences de RPA 2003

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donnée comme suit :

Globalement dans la section du voile 15 %

En zone courantes 0.10 %

2-3-1) Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

$$\text{D'après le BEAL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4}$$

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_H \geq 0.15 \% \cdot B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

2-3-2) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

2-3-3) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_c}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 L V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

2-3-4) Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

2-3-5) Espacement

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm) .

2-3-5) Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

2-3-6) Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

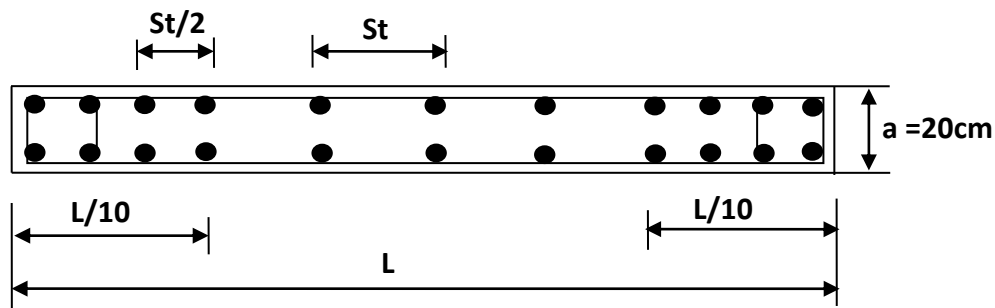


Figure VI.10 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

2-4) Vérification

2-4-1) Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

2-4-2) Vérification de la contrainte de cisaillement

a) D'après le RPA 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

b) D'après le BAEL

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) ;$$

Pour la fissuration pré-judiciable

2-5) Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile V3 de la zone I :

$$L = 4.2 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$V = 620 \text{ KN (ETABS)}$$

$$\sigma_1 = -2606 \text{ KN/m}^2 = -2.61 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = +3175 \text{ KN/m}^2 = +3.18 \text{ MPA (ETABS)}$$

a) Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = -2606 \text{ KN/m}^2 = -2.61 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = +3175 \text{ KN/m}^2 = +3.18 \text{ MPA}$$

⇒ La section est partiellement comprimée

$$L_T = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = 2606 / (2606 + 3175) \cdot 4.2$$

$$\text{Avec : } L_T = 1.89 \text{ m}$$

$$L_C = L - L_T = 4.2 - 1.89 = 2.31 \text{ m}$$

Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\frac{\sigma_1}{L_T} = \frac{\sigma_3}{(L_T - b)} \quad \sigma_3 = \frac{2,61 \times 124}{189} = 1,71 \text{ MPa}$$

b) Détermination des armatures verticales

Partie Poteau :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = 912,6 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_{s2}} \cdot 10 = 26,22 \text{ cm}^2$$

Partie Rectangulaire :

La force résultante est donnée par :

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (L_T - b) \times e}{2} = \frac{1,71(189 - 65) \times 20}{2} \cdot 10^{-1} = 212 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_{s2}} \cdot 10 = 6,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{L_t}{L} = 1,1 \frac{1,4V}{f_e L} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 620 \times 10}{400} \times \frac{189,00}{420} = 10,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{poteau}} = A_{v1} + A_{vj} = 26,22 + 10,74 = 36,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{voile}} = A_{v2} + A_{vj} = 6,09 + 10,74 = 16,83 \text{ cm}^2$$

c) Vérification vis à vis à RPA99/V2003:

$$A_{\min} = 0,2\% b h = 0,002 \cdot ((L_T - b) \cdot a + b \cdot h) = 0,002 \times ((189 - 65) \times 65 + 65 \times 65) = 24,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{poteau}} = 36,96 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 24,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{VOILE}} = 16,83 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 24,57 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$\text{poteau} = (12\text{T}20 + 4\text{T}12) \dots\dots\dots A_{\text{adop}} = 42,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{voile} = 2 \times (9\text{T}14) \dots\dots\dots A_{\text{adop}} = 27,70 \text{ cm}^2$$

Espacement exigé par R.P.A 99 :

D'après R.P.A 99/version2003 article 7.7.4.3 :

$$S \leq (1,5a; 30cm) \Rightarrow S \leq (1,5a = 30cm, 30cm) = 30cm$$

On prend : **$S_t = 15cm$**

Détermination des armatures horizontales :

Vérification des Armatures transversales RPA99/V2003:

$$\frac{A_t}{h_t \cdot f_e} = \rho \cdot V$$

On choisie $\phi_t = 10mm \rightarrow A_t = 2 \times \frac{\Pi \cdot \phi^2}{4} = 1,57cm^2$

$$t \leq \frac{f_e \cdot h \cdot A_t}{\rho \cdot V} = 15cm \quad \text{On prend } t = 15cm$$

Armatures courantes :

$$A_c \geq 0,2\% \times (l - 2L_T) a = 0,002 \times (420 - 2 \times 189) \times 20 = 1,68cm^2 \quad \text{On prend : } A_c = 2(2T12)$$

L'espacement :

$$S_t \leq \min(1,5 \times a = 30cm ; 30cm) = 30cm$$

On prend : **$S_t = 25cm$**

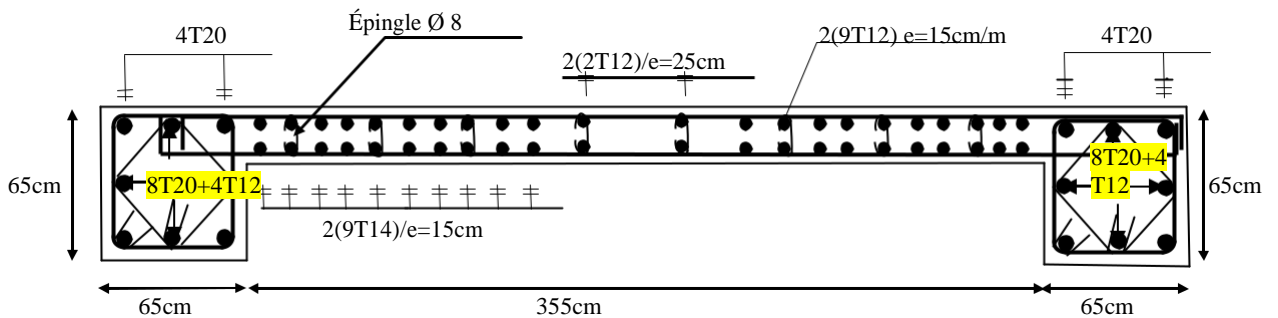


Figure VI.11: Schéma de ferrailage du voile V4.



Chapitre VI

Etude de l'infrastructure



VII.1.Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure.

VII.2.Etude des fondations :

Les fondations sont des éléments qui assurent la transmission des charges de la superstructure vers le sol ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage. Une fondation sert à :

- réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges.
- Limiter les tassements du sol.

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

❖ Choix du type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du soi d'assise qui est égal à 2bar , il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolée.
- Radier général.

On doit vérifier ces types pour le choix de fondation.

❖ Vérification des semelles isolées :

Notre bâtiment a une structure de grande hauteur avec une rigidité importante, elle applique sur le sol d'assise des charges élevées, les semelles isolées deviennent très larges donc elles se chevauchent. On doit donc, fonder le bâtiment sur une semelle unique.

❖ **Vérification des semelles filantes :**

Nous proposons dans un premier cas des semelles filantes pour cela, il faut vérifier que :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} < 50\%$$

$$S_{batiment} = 570.75m^2$$

La surface de la semelle est donnée par la formule suivante : $S_{semelles} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{71612}{200} = 358.06 m^2$

$N_s = 71612$ KN (le Poids totale transmise par la superstructure tirée à partir de ETABS V19).

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = 62.73\% < 50\%$$

Conclusion : la surface totale des semelles dépasse le 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit la possibilité d'avoir un chevauchement entre les semelles. Et qui nous mène de choisir un radier général.

VII.2.1. Etude du radier :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol. Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

Remarque : Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

- **L'état limite ultime (Situation durable et transitoire) :**

$$1.35G + 1.5Q$$

- **L'état limite de service :**

$$G+Q$$

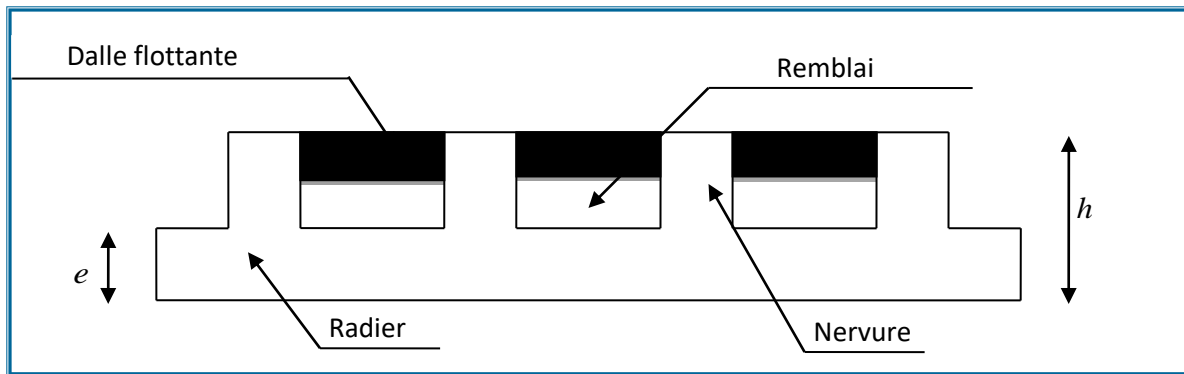


Figure VII.1 : Radier général nervuré.

VII.2.1.1. Pré-dimensionnement du radier :

Le pré-dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- Condition forfaitaire
- Condition de rigidité
- Condition de non cisaillement
- Condition de non poinçonnement

a).Condition forfaitaire :

$L = 490$ cm (plus grande distance entre deux points d'appuis)

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5} \Rightarrow \frac{490}{8} \leq h \leq \frac{490}{5} \Rightarrow 61.25 \text{ cm} \leq h \leq 98 \text{ cm}$$

b).Condition de rigidité :

$$L \leq \frac{\pi \cdot L_e}{2}$$

$$L_e : \text{longueur élastique} \quad L_e = \sqrt[3]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

$$I : \text{Inertie du radier} \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^4$ MPa

B : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface ; pour un sol moyen $K = 40 \text{ MN/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L^4}{E \cdot \pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (4.9)^4}{3.216 \times 10^4 \times (3.14)^4}} \Rightarrow h_r \geq 70.74 \text{ cm}$$

c).Condition de non cisaillement :

$$\tau_u \leq \tau_{adm} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{T_{\max}}{b \times 0.9h} \leq \tau_{adm}$$

$$h \geq \frac{T_{\max}}{0.9 \times b \times \tau_{adm}} \quad \text{Avec : } T_{\max} = \max(T_x; T_y)$$

$$T_{\max} = \max(T_x; T_y)$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{470}{490} = 0.96 \Rightarrow \text{le panneau travaille suivant deux directions}$$

$$N = 71612 \text{ KN} \quad ; \quad S_{\text{radier}} = 570.75 \text{ m}^2$$

$$q = \frac{N}{S_{\text{radier}}} = 125.47 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = q \frac{l_x \cdot l_y}{(2l_x + l_y)} = 202.07 \text{ KN} \quad ; \quad T_y = q \frac{l_x}{3} = 196.57 \text{ KN}$$

On considère une bande de largeur : $b = 1 \text{ m}$.

$$T_{\max} = 202.07 \text{ KN}$$

$$h \geq \frac{T_{\max}}{0.9 \times b \times \tau_{adm}} = \frac{202.07}{0.9 \times 1 \times 3.33}$$

$$h \geq 67.42 \text{ cm}$$

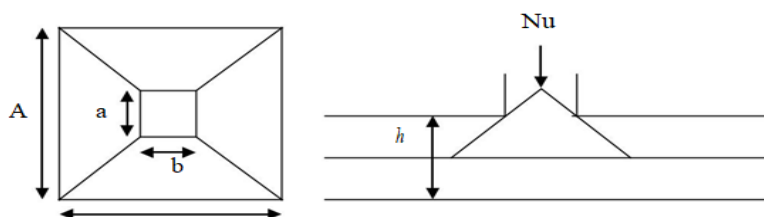
d).Condition de non poinçonnement :

Figure VII.2 : Zone de contact poteau-radier.

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

N_u : La charge revenant au poteau le plus chargé à l'ELU

U_c : Le périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2(A + B) = 2(0.6 + h + 0.6 + h) = 2.4 + 4h$$

$$A = a + h \Rightarrow A = 0.6 + h$$

$$B = b + h \Rightarrow A = 0.6 + h$$

$$N_u = 3051.04 \text{ KN} \leq 0,045 \times (2.4 + 4h) \times h \times 25$$

$$4.5h^2 + 27h - 3051.04 \geq 0$$

$$h \geq 81 \text{ cm}$$

Conclusion:

Pour satisfaire les quatre conditions précédemment, soit $h=110\text{cm}$.

Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{490}{20} = 24.5$$

On prend : $e = 40 \text{ cm}$

La hauteur des nervures :

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{490}{10} = 49$$

On prend : $h_n = 110 \text{ cm}$

Largeur de nervure :

$$0.5 h \leq b_0 \Rightarrow 55 \leq b_0$$

On prend : $b_0 = 65 \text{ cm}$

$$b = b_0 + \frac{2.L}{10} = 165 \text{ cm.}$$

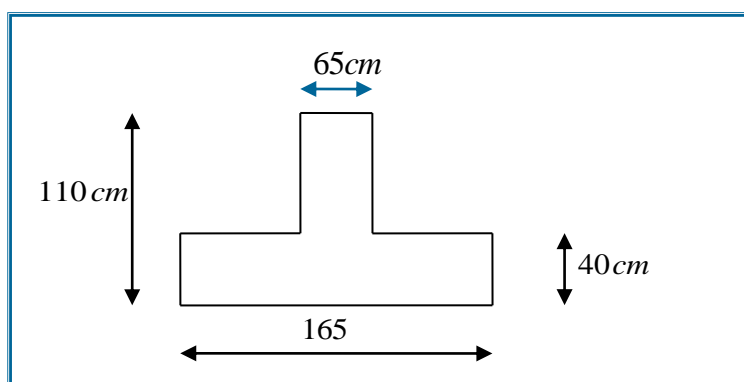


Figure VII.3 : Dimensionnement de la nervure.

❖ Caractéristiques du radier :

• Le débordement :

Pour des raisons de coffrage on adoptera un débord sur la périphérie du bâtiment.

$$D = \max\left(\frac{h}{2}; 30\right) = 55 \text{ cm}$$

- **Surface du radier :**

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + 2D(lx + ly) = 623.71 \text{ m}^2$$

- **Centre de gravité :**

$$X_G = 13.1434 \text{ m}$$

$$Y_G = 10.2309 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I_x = 24775.243 \text{ m}^4$$

$$I_y = 42150.698 \text{ m}^4$$

- ❖ **Détermination des sollicitations :**

- **Poids du radier (Pr) :**

Poids du radier sans poutre:

$$G_r = S_{\text{radier}} \times e \times \gamma_b = 623.71 \times 0.4 \times 25 = 6237.10 \text{ KN}$$

Poids des poutres principales :

La longueur totale des poutres principales : $L_{PP} = 166 \text{ m}$

$$G_{PP} = h_n \times b \times L_{PP} \times \gamma_b = 0.7 \times 0.65 \times 166 \times 25 = 1888.25 \text{ KN}$$

Poids des poutres secondaires :

La longueur totale des poutres secondaires : $L_{PS} = 164.4 \text{ m}$

$$G_{PS} = h_n \times b \times L_{PS} \times \gamma_b = 0.7 \times 0.65 \times 164.4 \times 25 = 1870.05 \text{ KN}$$

Le poids totale du radier : $G = G_r + G_{PP} + G_{PS} = 9995.40 \text{ KN}$

- **Surcharges d'exploitation :**

$$Q = 5 \times S_{\text{radier}} = 5 \times 623.71 = 3118.55 \text{ KN}$$

- ❖ **Combinaisons d'actions :**

$$\text{ELU} : N_u = N_u^1 + N_u^2$$

N_u^1 : Le poids total transmis par la superstructure tirée à partir de ETABS v19 sous la combinaison ELU.

$$N_u^1 = 100814.095 \text{ KN}$$

N_u^2 : Poids du radier en tenant compte le poids des nervures et surcharges d'exploitation.

$$N_u^2 = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 9995.40 + 1.5 \times 3118.55 = 18171.61 \text{ KN}$$

$$N_u = 118985.70 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_{\text{ser}} = N_{\text{ser}}^1 + N_{\text{ser}}^2$$

$N_{\text{ser}}^1 = 71612.26 \text{ KN}$ (Le poids total transmis par la superstructure tirée à partir de ETABS v19 sous la combinaison ELS).

$$N_{\text{ser}}^2 = G + Q = 13113.95 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 84726.21 \text{ KN}$$

❖ Les vérifications nécessaires:

• Vérification de l'effet de sous-pression :

On doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique, le bâtiment ne soulève pas.

$$P \geq \alpha \cdot S \cdot \gamma_w \cdot Z$$

P : Poids du bâtiment.

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

S : Surface du radier.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

Z : l'ancrage

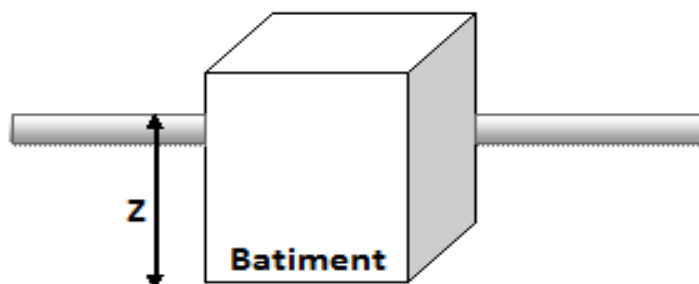


Figure VII.4 : Ancrage de bâtiment

$$1.5 \times S \times \gamma_w \times Z = 1.5 \times 623.71 \times 10 \times 4 = 37422,60 \text{ kN}$$

$$P = 84726.21\text{kN} > 37422,60\text{kN}$$

Donc il n'y a aucun risque de soulèvement de l'ensemble

- **Vérification de la contrainte du sol :**
- Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.
- La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5\sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}.V \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}.V$$

Avec :

N : effort normale appliqué la surface de radier.

M : moment fléchissant appliqué la surface de radier.

B : surface total de radier $B=623.71 \text{ m}^2$.

V : distance entre le centre de gravité du radier et extrémité de la structure.

I : moment d'inertie du radier.

A cette effet les extrémités du radier doivent être vérifier :

Aux contraintes de la traction (soulèvement) avec la combinaison 0.8G+E ET 0.8G-E.

Aux contraintes de la compression (tassement) avec la combinaison G+P+E.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : vérification de la contrainte du sol

	0.8G + E		0.8G - E		G + Q + E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (KN)	44602.59	44602.59	44602.59	44602.59	64701.16	64701.16
M _{rad} (KN.m)	103444.11	81389.70	65921.48	95411.25	114326,16	78014.18
V (m)	13.86	13.45	13.86	13.45	13.86	13.45
I (m ⁴)	85731,80	39975,68	85731,80	39975,68	85731,80	39975,68
σ_1 (KN/m ²)	104.99	115.65	98.92	120.37	146.52	154.29
σ_2 (KN/m ²)	71.54	60.88	77.61	56.16	109.56	101.79
σ_{moy} (KN/m ²)	96.63	101,96	93.59	104.32	137.28	141.16
σ_{ad} (KN/m ²)	200	200	200	200	200	200
Observation	$\sigma_m < 1.5\sigma_a$ ⇒ CV	$\sigma_m < 1.5\sigma_a$ ⇒ CV	$\sigma_m < 1.5\sigma_a$ ⇒ CV	$\sigma_m < 1.5\sigma_a$ ⇒ CV	$\sigma_m < 1.5\sigma_a$ ⇒ CV	$\sigma_m < 1.5\sigma_a$ ⇒ CV

VII.2.1.2. Ferrailage du radier :

a).Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

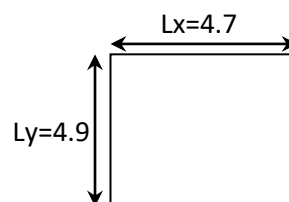
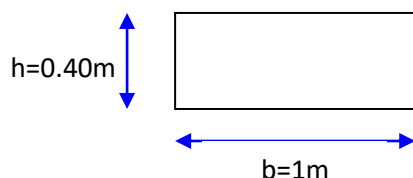


Figure VII.5 : Section de calcul du radier

FigureVII.6 : le panneau le plus sollicité

❖ Evaluation du moment :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} \times 1m = \frac{118985.70}{623.71} = 190.77 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} \times 1m = \frac{84726.21}{623.71} = 135.84 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.90}{5.00} = 0,98 \geq 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$ELU : \nu = 0 \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases} \begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 123.73 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 118.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS : \nu = 0.2 \begin{cases} \mu_x = 0.0457 \\ \mu_y = 0.9694 \end{cases} \begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 106.12 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 102.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée:

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y$$

En appui:

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_y$$

Tableau VII.2 :récapitulatif des moments fléchissant.

	Moment (N .m)			
	en travée		en appuie	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Sens X-X	92797.5	79590	61865	53060
Sens Y-Y	88567.5	77152.5	59045	51435

- **Sens X-X :**

En travée :

☞ **ELU :**

$$M_{tx}^u = 92797.5 N.m, d = 0.9 h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{92797.5}{14,2 \times 100 \times (36)^2} = 0,0504$$

$$\mu = 0.0504 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' = 0 ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0647$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,974$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{92797.5}{348 \times 0,974 \times 36} = 7.60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armatures minimales :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 4.35 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Condition RPA 99 :

$$A_{\min RPA} = 0.5\% b.e = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\text{adopte}} = \max(A_{tx}^u ; A_{\min} ; A_{\min RPA}) = 7.60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$5T14/\text{ml} \rightarrow A = 7.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow e = 20\text{cm}.$$

☞ **ELS :**

Fissuration préjudiciable :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$M_{tx}^{ser} = 79590 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 1.617$$

$$E = 2.d.D = 87.318 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 7.87 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15.A(d - y_1)^2 = 59931.61 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{lx}^{ser}}{I} = 0.32$$

$$\sigma_{bc} = K.y_1 = 2.52 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15.K(d - y_1) = 91.824 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = \min(2/3f_e ; 110.\sqrt{\eta.f_{tj}}) = 266.66 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

✓ Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

En appui :

✍ **ELU :**

$$M_{ax}^u = 61865 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d_x^2} = \frac{61865}{14,2 \times 100 \times (36)^2} = 0,0336$$

$$\mu = 0,0336 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' = 0 ; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0427 ; \beta = 0,983$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{61865}{348 \times 0,983 \times 36} = 5.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{adopte} = \max(A_{ax}^u ; A_{\min} ; A_{\min RPA}) = 5.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$5T12/\text{ml} \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

✍ **ELS :**

$$M_{ax}^{ser} = 61865 \text{ N.m}$$

$$D = 1.02 \text{ cm}$$

$$E = 55 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = 6.47 \text{ cm}$$

$$I = 51955.84 \text{ cm}^4$$

$$K = 0.19$$

$$\sigma_{bc} = 1.23 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 58.52 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 266.66 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Les armatures calculées à ELU sont convenables.

- Sens Y-Y :

En travée☞ **ELU :**

$$M_{ty}^u = 88567.5 N.m$$

$$\mu = 0.0481$$

$$\mu = 0.086 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' = 0 ; \sigma_s = 348 MPa$$

$$\alpha = 0.06161$$

$$\beta = 0,975$$

$$A_{ty}^u = 7.25 cm^2/ml$$

$$A_{adopte} = \max(A_{ty}^u ; A_{min} ; A_{min RPA}) = 7.25 cm^2 / ml$$

$$5T14/ml \rightarrow A = 7.69 cm^2/ml \rightarrow e = 20cm.$$

☞ **ELS :**

$$M_{ty}^{ser} = 77152.5 N.m$$

$$D = 1.617 cm$$

$$E = 87.318 cm^2$$

$$y_1 = 7.87 cm$$

$$I = 59931.61 cm^4$$

$$K = 0.28$$

$$\sigma_{bc} = 2.21 MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 80.35 \leq \overline{\sigma_s} = 266.66 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à ELU sont convenables.

En appuis :☞ **ELU :**

$$M_{ay}^u = 59045 N.m$$

$$\mu = 0.058$$

$$\mu = 0.058 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' = 0 ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.0407$$

$$\beta = 0,984$$

$$A_{ay}^u = 4.80 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{adopte} = \max(A_{ay}^u ; A_{\min} ; A_{\min RPA}) = 4.80 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$5T12 / \text{ml} \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

☞ **ELS :**

$$M_{ay}^{ser} = 51435 \text{ N.m}$$

$$D = 1.02 \text{ cm}$$

$$E = 55 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = 6.47 \text{ cm}$$

$$I = 51955.84 \text{ cm}^4$$

$$K = 0.98$$

$$\sigma_{bc} = 6.40 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 201.79 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 266.66 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

• **Sens X-X :**

$$T_{\max} = \frac{q_u \times L_x}{2} = \frac{190770 \times 4.7}{2} = 448309.50 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{448309.31}{1000 \times 360} = 1.24 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \frac{f_c}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}.$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens Y-Y :**

$$T_{\max} = \frac{q_u \times L_y}{2} = \frac{190770 \times 4.90}{2} = 467386.5 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{467386.5}{1000 \times 360} = 1.30 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

Figure VII.3 : Tableau récapitulatif du ferrailage du radier.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Choix	5T14	5T12	5T14	5T12
A (cm²/ml)	7.69	5.65	7.69	5.65

b).Ferrailage du débordement :

Le débord est assimilé à une console soumise à la flexion simple.

Le débordement est de 55 cm de chaque coté

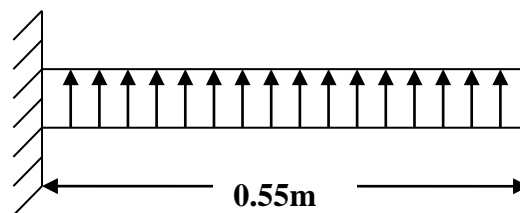


Figure VII.7: schéma statique de débord

✎ **Etat limite ultime :**

$$q_u = 190.77 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 28.85 \text{ KN.ml}$$

Figure VII.4 : Résumé des résultats (ferraillage de débord)

M_u (KN.ml)	μ	α	β	A_u (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Choix
28.85	0.0157	0.0198	0.992	2.32	4.35	5T12

✍ **Etat limite de service (fissuration préjudiciable) :**

$$q_{ser} = 135.84 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = q_{ser} \times \frac{l^2}{2} = 20.55 \text{ KN.ml}$$

Figure VII.5 : Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

M_{ser} (KN.ml)	K	σ_{bc}	σ_s	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
20.55	0.34	1.63	113.42	C.V	C.V

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{max} = q_u \times L = 190770 \times 0.55 = 104923.5 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{104923.5}{1000 \times 360} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_c}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}.$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c).Ferraillage de la nervure :

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles est supporté une charge sous forme trapèze pour L_y (la grande portée) et triangle pour L_x (la petite portée). Pour notre cas on prend le panneau la plus sollicité. $L_x=4,70 \text{ m}$; $L_y=4,90\text{m}$.

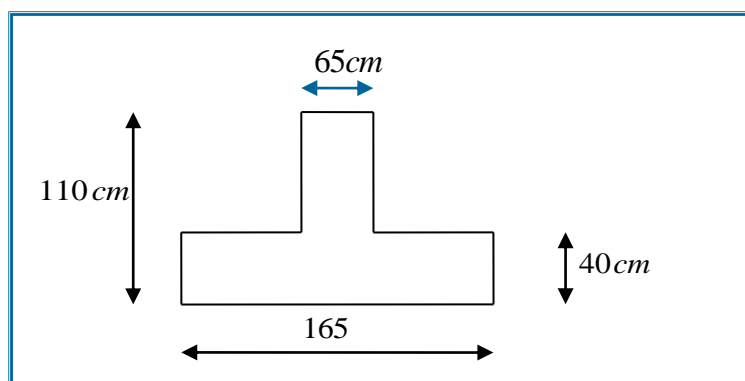


Figure VII.8 : Section de calcul (nervure)

- **Poutres principales :**

$$q_P = q_{LX} \times \frac{(2 \cdot L_y - L_x)}{4L_y}$$

$$\text{ELU : } q_{P_u} = q_u L_x \times \frac{(2 \cdot L_y - L_x)}{4L_y} = 190.77 \times \frac{(2 \times 4.9 - 4.7)}{4 \times 4.9} = 233.30 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_{P_{ser}} = q_{ser} L_x \times \frac{(2 \cdot L_y - L_x)}{4L_y} = 135.84 \times \frac{(2 \times 4.9 - 4.7)}{4 \times 4.9} = 166.13 \text{ KN/ml.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$q_S = q \cdot \frac{L_x}{4}$$

$$\text{ELU : } q_{S_u} = q_u = 224.15 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_{S_{ser}} = q_{ser} = 159.61 \text{ KN/ml.}$$

- **Poutres principales :**

$$M_u = \frac{q_{P_u} \times L_y^2}{8} \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) = \frac{233.30 \times 4.9^2}{8} \left(1 - \frac{0.98^2}{3}\right) = 476 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{P_{ser}} \times L_y^2}{8} \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) = \frac{166.13 \times 4.9^2}{8} \left(1 - \frac{0.93^2}{3}\right) = 354.85 \text{ KN.m}$$

- **Poutres secondaires :**

$$M_u = \frac{q_{Su} \times L_y^2}{8} \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) = \frac{224.15 \times 4.7^2}{8} \left(1 - \frac{0.98^2}{3}\right) = 420.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{Sser} \times L_y^2}{8} \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) = \frac{159.61 \times 4.7^2}{8} \left(1 - \frac{0.93^2}{3}\right) = 313.66 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage des Poutres principales :**

b = 65 cm ; h = 110 cm ; d = 0.9h = 99 cm

On prend : d=105cm

Figure VII.6 : Résumé des résultats de ferraillage des poutres principales.

	Armatures (N .m)			
	en travée		en appuie	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Moment (KN.ml)	357000	266137.5	238000	177425
μ	0.058	0.044	0.039	0.029
α	0.075	0.056	0.049	0.037
β	0.969	0.977	0.980	0.985
$A_{calcul}(\text{cm}^2/\text{ml})$	9.95	7.38	6.59	4.90
$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ (cm^2/ml)	7.85	7.85	7.85	7.85
$A_{RPA} = 0,5\% . b . h$ (cm^2/ml)	35.75	35.75	35.75	35.75
A(cm^2/ml)	35.75		35.75	
Choix	5T20+5T14 =23.40 cm^2		5T20+5T14=23.40	

Vérification au cisaillement:

La fissuration est préjudiciable:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.133 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

$$T_u = q_u L = 224.15 \times 4.9 = 934.77 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{1098.33 \times 10^3}{400 \times 1050} = 2.61 MPa \leq 3 MPa \dots \dots \dots CV$$

❖ **Ferraillage des poutres secondaires :**

Figure VII.7 : Résumé des résultats de ferraillage des poutres secondaires

	Armatures (N .m)			
	en travée		en appuie	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Moment (KN.ml)	315592	235245	210395	156830
μ	0.057	0.043	0.038	0.028
α	0.073	0.055	0.48	0.036
β	0.970	0.977	0.980	0.985
$A_{calculé}(cm^2/ml)$	8.78	6.51	5.82	4.32
$A_{min}(cm^2/ml)$	7.85	7.85	7.85	7.85
$A_{RPA}=0,5\% .b.h$ (cm^2/ml)	35.75	35.75	35.75	35.75
$A(cm^2/ml)$	35.75		35.75	
Choix	5T20+5T14 =23.40cm ²		5T20+5T14=23.40cm ²	

Vérification au cisaillement:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min (0.133 f_{c28}; 3 MPa) = 3 MPa$$

$$T_u = q_u L = 159.61 \times 4.7 = 750.17 KN$$

$$\tau_u = \frac{750.17 \times 10^3}{400 \times 1050} = 1.78 MPa \leq 3 MPa \dots \dots \dots CV$$

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{1 min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{1100}{35}; \frac{400}{10}; 14 \right) = 14 mm$$

On prend $\varnothing_t = 10\text{mm}$ de nuance d'acier FeE400 $\Rightarrow A_t = 6HA10 \rightarrow A_t = 4.71\text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\left[\begin{array}{l} \min(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \\ \delta_t \leq \min \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0 \cdot \sin \alpha} = \frac{4.71 \times 400}{0,4 \times 65 \times 1} = 72.46\text{cm} \\ \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3f_{t28})} = \frac{4.71 \times 0,8 \times 400}{65 \times (2.61 - 0,3 \times 2.1)} = 11.71\text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\delta_t \leq \min(28.35; 19.58; 35.20) = 11.71\text{ cm}$$

On adopte : $\delta_t = 10\text{cm}$

: $\delta_t = 10\text{ cm en zone nodale}$; $\delta_t = 15\text{ cm en zone courante}$.

Armatures de peau :

Il faut ajouter les armatures de peau parallèle à l'axe neutre, leur section d'au moins de $3\text{cm}^2/\text{m}$ de longueur de paroi perpendiculaire à leur direction. Donc on prend 4T12.

VII.3.ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :

D'après le RPA 99/2003 (Art 10.1.2), Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

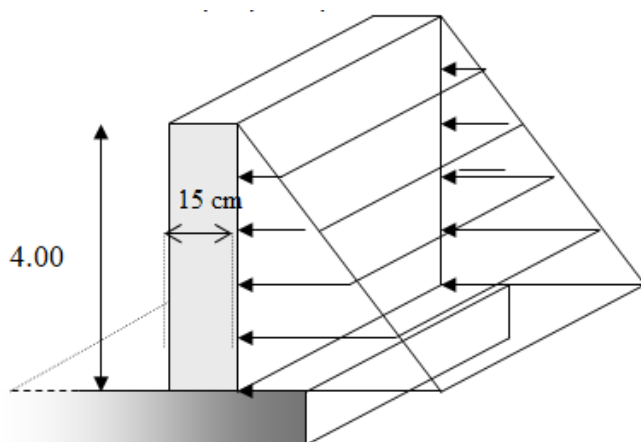


Figure VII.9 : Voile périphérique

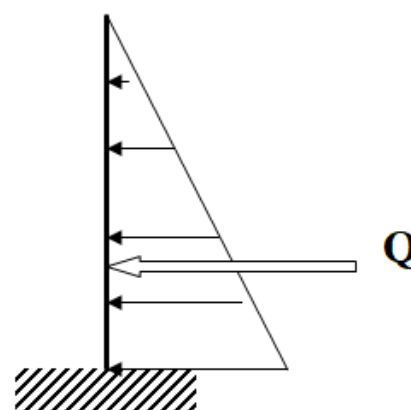


Figure VII.10 : schéma statique du voile

❖ **Dimensionnement du voile :**

- Hauteur : $h = 3.07$ m
- Longueur : $L_x = 26.80$ m
- Largeur : $L_y = 20.85$
- Épaisseur : $e = 15$ cm

❖ **Caractéristiques du sol :**

- Surcharge d'exploitation : $Q = 5.00$ KN/m³
- Poids spécifique : $\gamma_h = 18$ KN /m³
- L'Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$
- La cohésion : $C = 0$
- Coefficient de poussée de terre : $K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,33$

$$- \text{ Coefficient de poussée des surcharges : } K_q = \frac{K_a}{\cos^2(\beta - \lambda)} = 0.270 \quad (\beta = 0; \lambda = 0)$$

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**

Le voile périphérique et soumis à :

• **Force due à la surcharge :**

$$P_1 = K_q \times 5.00$$

$$P_1 = 0,270 \times 5.00 = 1.35 \text{ KN} / m^2$$

• **Force due à la poussée des terres :**

$$P_2 = K_a \times \gamma \times H$$

$$P_2 = 0,33 \times 18 \times 3.07 = 18.23 \text{ KN} / m^2$$

✍ **E.L.U :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1,35P_2 + 1,5P_1 = 26.431 \text{ KN} / m$$

✍ **E.L.S :**

$$q_{ser} = G + Q = P_1 + P_2 = 19.58 \text{ KN} / m^2$$

❖ **Evaluation du moment :**

$$\left\{ \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.07}{4.90} = 0,62 \geq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens} \right.$$

Pour l'étude on prend une bande de 1m

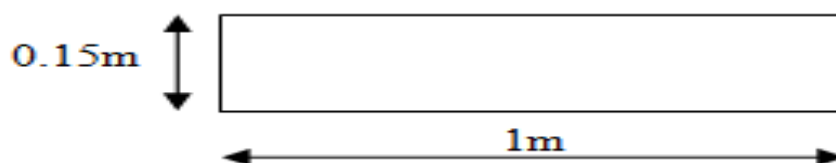


Figure VII.11 : Section de ferrailage du voile

$$q_u = 26.43 \times 1 = 26.43 \text{ KN} / ml$$

$$q_{ser} = 19.58 \times 1 = 19.58 \text{ KN} / ml$$

$$ELU : \nu = 0 \begin{cases} \mu_x = 0.074 \\ \mu_y = 0.369 \end{cases} \begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 18.43 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 6.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS : \nu = 0.2 \begin{cases} \mu_x = 0.080 \\ \mu_y = 0.530 \end{cases} \begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 14.76 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 7.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée:

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y$$

En appui:

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_y$$

Figure VII.8 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant.

	Moment (N .m)			
	en travée		en appuie	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Sens X-X	13822	11070	9210	7380
Sens Y-Y	5100	5860	3400	3910

VII.3.1 Ferrailage du voile périphérique :

- **Sens X-X :**

En travée :

✍ **ELU :**

$$M_{tx}^u = 13822 N.m$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{13822}{14,2 \times 100 \times (13.5)^2} = 0,0534$$

$$\mu = 0.0911 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' = 0 ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 Mpa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0686$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,972$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{13822}{348 \times 0,972 \times 13,5} = 3,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armatures minimales :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Condition RPA 99 :

$$A_{\min RPA} = 0,10\% b.e = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\text{adopte}} = \max(A_{tx}^u; A_{\min}; A_{\min RPA}) = 3,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$4T12 / \text{ml} \quad \rightarrow \quad A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \rightarrow \quad e = 25 \text{ cm}.$$

☞ **ELS :**

Fissuration préjudiciable :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$M_{tx}^{ser} = 11070 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 0,843$$

$$E = 2.d.D = 22,761 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 4,00 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15.A (d - y_1)^2 = 8252,28 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = 1,34$$

$$\sigma_{bc} = K.y_1 = 5,36 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15.K (d - y_1) = 190,95 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta.f_{tj}}) = 202 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

En appui :✍ **ELU :**

$$M_{ax}^u = 9210 N.m$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d_x^2} = \frac{9210}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,0356$$

$$\mu = 0,0356 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' = 0 ; \sigma_s = 348 MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0453 ; \beta = 0,982$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{9210}{348 \times 0,982 \times 13,5} = 2,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{adopte} = \max(A_{ax}^u ; A_{\min} ; A_{\min RPA}) = 2,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$4T12/\text{ml} \rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

✍ **ELS :**

$$M_{ax}^{ser} = 7380 N.m$$

$$D = 0,678 \text{ cm}$$

$$E = 18,31 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = 4,33 \text{ cm}$$

$$I = 8407,32 \text{ cm}^4$$

$$K = 0,878$$

$$\sigma_{bc} = 3,80 MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 120,77 MPa \leq \overline{\sigma_s} = 202 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à ELU sont convenables.

- **Sens Y-Y :**

En travée✍ **ELU :**

$$M_{ly}^u = 5100 N.m$$

$$\mu = 0,0197$$

$$\mu = 0.0197 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' = 0 ; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0.0249$$

$$\beta = 0,99$$

$$A_{ty}^u = 1.09 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{adopte} = \max(A_{ty}^u ; A_{\min} ; A_{\min RPA}) = 1.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$4T12/\text{ml} \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow e = 25 \text{ cm.}$$

✍ **ELS :**

$$M_{ty}^{ser} = 5860 \text{ N.m}$$

$$D = 0.678 \text{ cm}$$

$$E = 18.31 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = 3.65 \text{ cm}$$

$$I = 8199.03 \text{ cm}^4$$

$$K = 0.71$$

$$\sigma_{bc} = 2.61 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 104.90 \leq \overline{\sigma_s} = 202 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Les armatures calculées à ELU sont convenables.

En appuis :

✍ **ELU :**

$$M_{ay}^u = 3400 \text{ N.m}$$

$$\mu = 0.0137$$

$$\mu = 0.0131 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' = 0 ; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0.0393$$

$$\beta = 0,984$$

$$A_{ay}^u = 0.730 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{adopte} = \max(A_{ay}^u; A_{\min}; A_{\min RPA}) = 0.73 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$4T12/\text{ml} \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

☞ **ELS :**

$$M_{ay}^{ser} = 3910 \text{ N.m}$$

$$D = 0.678 \text{ cm}$$

$$E = 18.31 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = 3.65 \text{ cm}$$

$$I = 6578.12 \text{ cm}^4$$

$$K = 0.59$$

$$\sigma_{bc} = 2.16 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 87.17 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Donc les armatures calculées à ELU conviennent à ELS.

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

• **Sens X-X :**

$$T_{\max} = \frac{q_u \times L_x}{2} = \frac{26430 \times 3.07}{2} = 40570 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{40570}{1000 \times 135} = 0.3 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_c^{28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}.$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens Y-Y :**

$$T_{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{26430 \times 4.90}{2} = 64753 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{85252.5}{1000 \times 135} = 0.480 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_c^{28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}.$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Figure VII.9 : Tableau récapitulatif du ferrailage du voile périphérique.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Choix	4HA12	4T12	4T12	4T12
A (cm ² /ml)	4.52	4.52	4.52	4.52



Conclusion générale

Ce Projet de Fin d'Etudes nous a aidé à mieux connaître les étapes de dimensionnement de la structure d'un bâtiment en béton armé, ainsi qu'une parfaite maîtrise des règles de calcul et de conception en vigueur et une bonne prise en main des logiciels de calcul et de dessin utilisés en génie civil.

Il nous a également permis de découvrir les multiples facettes du métier d'ingénieur en bureau d'études, en particulier sa capacité à porter un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires.

Même si le travail effectué lors de ce Projet de Fin d'Etude n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posées, il nous a néanmoins permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et d'engager des échanges avec des ingénieurs de bureaux d'études ou des organismes de contrôle et suivi car c'est par l'échange des connaissances et des expériences que l'on pourra évoluer.

Pour revenir au projet qui nous a été confié par le bureau d'études « ADEN », disons que l'étude a été menée dans le respect strict des plans d'architecture. Le choix du système de contreventement est fait de telle sorte à minimiser les effets de torsion et d'éliminer les zones de concentration de contrainte. Les plans de ferrailage (plans GC), ont été établis dans le respect des dispositions constructives et des recommandations des règles en vigueur tout en essayant de garantir un compromis entre les exigences économiques et de sécurité.

On souhaite que ce modeste travail soit à la hauteur et qu'il servira les promotions futures.



BIBLIOGRAPHIE



BIBLIOGRAPHIES

Règlements

- ✚ Béton Armé (BAEL 91/ Modifier 99).
- ✚ DTR Charges Et Surcharges.
- ✚ Règles De Conception Et De Calcul Des Structures En Béton Armé(CBA93).
- ✚ Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A99/2003).

Livre :

- ✚ Alain Capra & Victor Davidovici, Calcul Dynamique Des Structures En Zone Sismique,
- ✚ M.Belazougui, Calcul Des Ouvrages En Béton Armé, office des publications universitaires, Alger 2004.
- ✚ Cherait. Y, Calcul Des Ouvrages en béton armé, office des publications universitaires, Alger 2015.
- ✚ Cherait. Y, Conception Des Bâtiments En Zone Sismique, office des publications universitaires,ALGER 2012.
- ✚ Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 1), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1992.
- ✚ Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 2), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1993.
- ✚ Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 3), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1995.
- ✚ Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 4), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1996.
- ✚ Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 5), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1998.
- ✚ Henry. Thonier, Conception Et Calcul Des Structures De Bâtiment (Tome 6), Editions Presses De l'école Nationale Des Ponts Et Chaussées, PARIS 1999.
- ✚ Jean-Pierre Mougin ,Béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associée

