



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 & Architecture

N° d'ordre : M..... /GCA/2019

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTERACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Construction

Thème

ETUDE D'UNE TOUR (R+5) EN BETON ARME

Présenté par :

BENZAÏT AMINA

Soutenu le : 08/07/2019 devant le jury composé de :

Président : M^{me} MOSTEFA FOUZIA

Examineur : M^r SABEUR BENDEHIBA

Encadrant : M^{me} DJILALI NASSIRA

Année Universitaire : 2018 / 2019

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué d'un rez de chaussée + 5 étages, implanté dans la wilaya de Mostaganem.

Cette étude se compose de quatre parties :

-La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par étabs afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

-La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : bâtiment, béton, étabs, RPA 99/200

DEDICACE

Je tiens à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail, fruit de longues années d'études :

Premièrement a mes chers parents qui mon toujours encouragés et soutenus « Grande Amour et Respect a Vous ».

- ❖ A mes chers frères et sœurs.*
- ❖ A toute ma famille de prés ou de loin.*
- ❖ A toutes mes amis.*
- ❖ toute la promotion « 2018-2019» de Master en GENIE CIVIL*

Et

A tous qui mon a aidé de pré ou de loin d'achevercette tache

Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadrant Mme DJILALI NASSIRA pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

SOMMAIRE

Chapitre I : Introduction et présentation du projet

I-1: Introduction.....	01
I-2: Présentation du projet.....	01
I-3: Caractéristiques géométriques du bâtiment	01
I-4: Caractéristiques techniques du bâtiment.....	02
I-5 : Caractéristiques mécaniques.....	03
I-5-1: béton	03
I-5-2: Acier.....	05
I-6: Hypothèses de calcul et combinaisons d'actions.....	07
I-7 : Caractéristiques géotechniques du sol.....	08
I-8 : Codes et normes.....	08

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II-1: Introduction.....	09
II-2: Planchers.....	09
II-2-1:Planchers à corps creux	09
II-2-2:Poutrelles.....	10
II-2-3: Plancher à dalle pleine.....	11
II-3: Descente des charges.....	12
II-3-1: Plancher terrasse inaccessible.....	12
II-3-2: Plancher étage courant.....	13
II-3-3: Planchers dalle pleine.....	14
II-4 : Poutres.....	15
II-4-1:Poutres principales	15
II-4-2:Poutres secondaires	16
II-5: Poteaux.....	16
II-5-1: Loi de dégression des charges en du nombre d'étages	16
II-5-1-1: Application de la loi de dégression	16
II-6: Voiles.....	20
II-6-1 : Voiles de contreventements.....	20

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III1: Calcul des escaliers.....	23
III-1-1: Type d'escalier.....	24
III-1-2: Pré dimensionnement.....	24
III-2:Etude de l'acrotère.....	38
III-2-1 : Détermination des armatures.....	39
III-2-3-2 : Vérification des contraintes de cisaillement	42
III-3 : Etude de balcon	43
III-3-1:Détermination des sollicitations	43
III-3-2: Calcul du ferrailage.....	44

Chapitre IV : Etude des planchers

IV-1: Introduction.....	47
IV-2: Type de poutrelle	47
IV-3: Ferrailage de dalle de compression.....	47
IV-4: Etude des poutrelles.....	48
IV-4-1: Les chargements à l'ELU et l'ELS.....	48
IV-4-2: Détermination des armatures.....	53
IV-3:La dalle pleine.....	60

Chapitre V : Etude sismique

V-1: Introduction	64
V-2 : Objectif de l'étude dynamique.....	64
V-3 : Méthode de calcul.....	64
V-4 : Présentation de logiciel.....	65
V-5 : Etape de modélisation.....	65
V-6 : Les forces sismiques E.....	67
V-7 : Interprétation des résultats obtenus.....	93
V-8 : justification vis-à-vis de l'effet P - Δ	93

Chapitre VI : Etude des portiques

VI-1: Introduction	73
VI-2: Définition.....	73
VI-2-1: Poteaux.....	73
VI-2-2: Poutres	73
VI-3: Etude des portiques	73
VI-3-1: Combinaisons d'actions.....	73
VI-3-2: Ferrailage des poutres.....	74
VI-3-3: Ferrailage des poteaux	81

Chapitre VII : Etude des voiles

VII-1: Voile de contreventement.....	100
VII-1-1: Introduction.....	100
VII-1-2 : Détermination de ferrailage des voiles de contreventement	102
VII-2 : Voiles périphériques.....	110
VII-2-1: Introduction	110
VII-2-2: Détermination des sollicitations	110
VII-2-3: Calcul des ferrailages.....	112

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII-1: Introduction.....	116
VIII-2: Pré dimensionnement des semelles.....	116
VIII-3: Etude du radier.....	117
VIII- 3-1: Généralité.....	117

VIII-3-2: Pré dimensionnement du radier.....	118
VIII-3-3: Détermination des sollicitations.....	122
VIII-3-4: Ferrailage du radier.....	125
VIII-3-5: Ferrailage du débordement.....	131
VIII-3-6 : Ferrailage des poutres	133
VIII-4 : Etude des longrines.....	142

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : présentation des projets

Fig I-1: Coupe transversale du mur extérieur	2
Fig I- 2 : Diagramme parabole-rectangle (béton).....	4
Fig I-3: Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à (E.L.S).....	5
Fig I-4: Diagramme contrainte déformation pour tous les aciers.....	6

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Fig II-1 : Dalle à corps creux.....	9
Fig II-2 : Disposition des poutrelles.....	10
Fig II-3 : Dimension des poutrelles	11
Fig II-4 : Dimensions d'un panneau de dalle.....	11
Fig II-5 : Plancher terrasse inaccessible.....	13
Fig II-6 : Plancher corps creux (terrasse accessible).....	13
Fig II-7 : Plancher dalle pleine.....	14
Fig II-8: Section d'une poutre.....	15
Fig II-9: schéma représentatif d'un étage courant.....	17
Fig II-10: Surface afférente au poteau le plus sollicité.....	19

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Fig III-1 : schéma d'un escalier	23
Fig III-2 : Vue en plan de la cage d'escalier.....	23
Fig III-3: Schémas statiques des escaliers.....	25
Fig III-4: Dessin de ferrailage de l'escalier.....	34
Fig III-5: Schéma statique de la poutre brisé.....	34
Fig III-6 : Dessin de ferrailage de la poutre brisée en appui et en travée.....	38
Fig III-2-1 : Dimensions de l'acrotère et schéma statique.....	38
Fig III-2-2: Section de calcul.....	39
Fig III-3-1 : coupe sur balcon.....	43

Chapitre IV : Etude des planchers

Fig IV-1 : Schéma de la poutrelle.....	47
Fig IV-2 : Section de calcul.....	53
Fig IV-3 : Section de calcul en travée	53
Fig IV-4 : Section de calcul en appui.....	55

Chapitre V : Etude sismique

Fig V-1 : interface de l'etabs.....	66
-------------------------------------	----

Chapitre VII : Etude des voiles

Fig VII-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	101
Fig VII-2 : Sollicitation sur les voiles.....	102

Fig VII-3: Position du point d'application de l'effort normal de compression (N').....	104
Fig VII-4 : Position du point d'application de l'effort normal de compression (N').....	105
Fig VII-5 : Armatures de linteaux.....	108
Fig VII-6: contrainte du voile.....	110
Fig VII-7: Panneau de dalle appuie sur 4 coté.....	111
FigVII-8: Section de calcul en travée (x-x).....	113
Fig VII-9: Section de calcul en travée (y-y).....	114

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Fig VIII-1 : Dimension d'une semelle isolée.....	116
Fig VIII-2 : Schéma du radier général.....	118
Fig VIII-3 : Dimensions du panneau de dalle le plus.....	118
Fig VIII-4 : Dimensionnement du feuillet moyen.....	120
Fig VIII-5 : Dimension du radier.....	121
Fig VIII-6: Dimensions des poutres.....	121
Fig VIII-7: Schéma des contraintes du sol.....	123
Fig VIII-8: Encrage de la structure.....	125
Fig VIII-9: Enrobage.....	126
Fig VIII-10: Section de calcul dans le sens xx.....	129
Fig VIII-11: Section de calcul dans le sens yy.....	129
Fig VIII-12 : Schéma statique et section de calcul du débordement.....	131
Fig VIII-13: Schéma statique de la poutre principale.....	134
Fig-VIII-14 : Schéma statique de la poutre secondaire.....	134
Fig VIII-15 : schéma de ferrailage des poutres principales.....	141
Fig VIII-16 : schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	142
Fig VIII-17 : schéma de ferrailage de la longrine.....	143

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Introduction et présentation du projet

Tableau I-1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie.....	7
---	---

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II- 1: Charges et combinaisons des charges.....	14
Tableau II-2 : dimensions des poutres.....	16
Tableau II-3 : tableau récapitulatif des charges.....	17
Tableau II-4 : récapitulatif des sections des poteaux.....	22

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

Tableau III-1: Récapitulatif des moments et des ferrailages des escaliers.....	34
Tableau III-2: Ferrailage du Balcon.....	45

Chapitre IV: Etude des planchers

Tableau IV-1 : Dimensions de la poutrelle.....	47
Tableau IV-2: Récapitulatif des moments fléchissant et les efforts tranchants maximaux.....	53
Tableau IV-3 : Ferrailage de la poutrelle.....	60
Tableau IV-4: Ferrailage de dalle pleine.....	62

CHAPITRE V:Etude sismique

Tableau V-1 : Valeurs des pénalités P_q	67
Tableau V-2 : Période et facteur de participation massique.....	69
Tableau V-2: Vérification du déplacement de tous les niveaux.....	71
Tableau V-3 : Récapitulatif pour la vérification de l'effet P- Δ	72

Chapitre VI: Etude des portiques

Tableau VI- 1 : Récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.....	75
Tableau VI-2 : Récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	80
Tableau VI-3 : Récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.....	80
Tableau VI- 4: Récapitulatif des sollicitations.....	86
Tableau VI-5 : Récapitulatif de ferrailage des poteaux.....	98

Chapitre VII: Etude des voiles

Tableau VII-1 : Récapitulatif des sollicitations.....	112
--	------------

Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure

Tableau VIII-1: Dimensions des poutres.....	121
Tableau VIII-2: Récapitulatif des sollicitations maximales.....	126
Tableau VIII-3: Ferrailage de la dalle.....	130
Tableau VIII-4 : Récapitulatif des sollicitations des poutres.....	135
Tableau VIII-5 : Récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	140
Tableau VIII-6 : Récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.....	141

NOTATIONS

A'	Aire d'une section d'acier comprimée
A	Aire d'une section d'acier tendue.
A_t	Aire d'une section d'acier transversale.
B	Aire d'une section de béton comprimée.
B_o	Aire d'une section homogène.
E_i	Module de déformation instantané du béton.
E_v	Module de déformation différé du béton.
E_s	Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
M_u	Moment ultime.
M_{ser}	Moment de service.
T_u	Effort tranchant ultime.
a, b	Dimensions transversales d'un poteau.
b, h	Dimensions transversales d'une poutre.
h_o	Hauteur de la table de compression
d	Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.
f_{c28}	Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.
f_{t28}	Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.
f_e	Limite élastique de l'acier.
L_f	Longueur de flambement.
N	Coefficient d'équivalence acier – béton.
L_x	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.
L_y	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.
B_r	Section réduite du poteau.
M	Moment résistant de la table (section en T _é).
M_o	Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.
M_t	Moment fléchissant maximal en travée
M_a	Moment fléchissant maximal en appui.
N_u	Effort normal ultime
N_{ser}	Effort normal de service
I_o	Moment d'inertie de la section totale rendue homogène
I_f	Moment d'inertie fictif
F	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G	Charge permanente
P	Surcharge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u	Chargement ultime
q_{ser}	Chargement de service
Δf_t	Flèche totale
L	Portée de la travée
δ_t	Espacement des armatures transversales
α	Coefficient sans dimension rapport $\frac{y}{d}$
γ_b	Coefficient partiel de sécurité sur le béton
γ_s	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
η	Coefficient de fissuration relatif à une armature
λ	Elancement mécanique d'une pièce.
μ	Moment réduit ultime (sans dimensions)
ρ	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y} \right)$
σ_b	Contrainte de compression du béton

σ_s	Contrainte de traction de l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle.
ν	Coefficient de poisson

CHAPITRE I

Introduction et Présentation du projet

I-1/Introduction :

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 se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Dans le cadre de cette étude, on utilisera le logiciel de calcul par éléments finis ETABS pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux.

I -2/Présentation du projet :

Le bâtiment sujet de cette étude est une tour de 48 logements promotionnels en béton armé. Il est composé, d'un RDC (parking et locaux commerciaux), et les 5 étages sont à usage d'habitation.

Ce projet est situé à la commune de KHEIR EDDINE, wilaya de MOSTAGANEM, cette région est classée comme une zone de sismicité moyenne (Zone II_a) et de groupe d'usage 2 selon la classification des zones établie par le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

I -3/Caractéristiques géométriques du bâtiment :

a) Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....H=24,14m
- Hauteur de RDC.....H=4,08m
- Hauteur d'étage courant.....H=3,40m

b) Dimensions en plans :

- Longueur totale.....L=34,00m
- Largeur totale.....L=23,45m

I -4/Caractéristiques techniques du bâtiment :

a. Ossature :

La structure que l'on propose correspond à une solution traditionnelle en béton armé par un système des voiles porteurs, et tous les éléments du bâtiment coulé sur place, en assurant ainsi le monolithisme entre eux.

b. Planchers :

On adopte deux types de plancher :

- Plancher à dalle pleine.
- Plancher à corps creux.

c. Balcons :

Les balcons sont représentés par une forme rectangulaire et ils sont réalisés en console par dalle pleine en béton armé.

d. Escaliers :

Dans notre structure on a un seul type d'escalier droit de passage possède trois volées et deux paliers de repos.

e. Acrotère :

Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité au niveau de la terrasse. Le bâtiment est entouré d'un conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

f. Maçonneries :

- **Murs extérieurs** : ils seront composés en double parois

-Briques creuses extérieures d'épaisseur 15 cm ;

-L'âme d'air d'épaisseur 5 cm qui joue un rôle d'isolant thermique et acoustique et

-Briques creuses intérieur d'épaisseur 10 cm.

- **Murs intérieurs** : seront composés de briques creuses d'épaisseur de 10 cm, les parois seront couvertes d'une couche d'enduit à l'intérieur

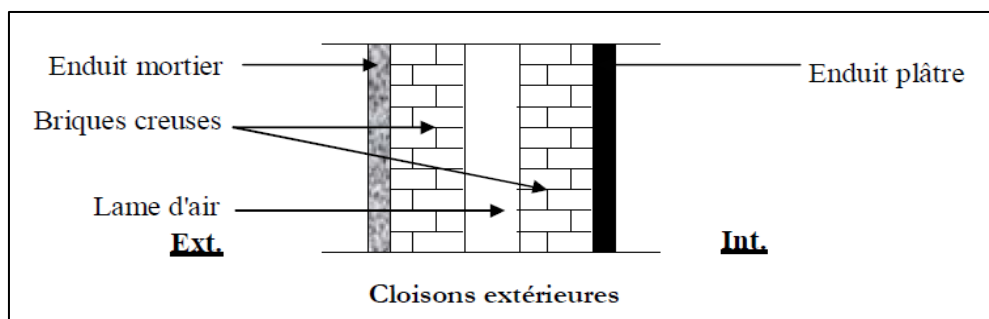


Fig I-1 : Coupe transversale du mur extérieur.

I -5/Caractéristiques mécaniques :**I-5-1/Béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange, le gravier le sable, les liants et l'eau. Grâce à l'action du ciment, le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

- ✓ La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- ✓ La résistance à l'agent agressif, eau de mer, acides, etc.
- ✓ Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.
- ✓ La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le module qui lui est offert sans ségrégation.
- ✓ On peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

Béton = Ciment + Gravier + Sable + eau de gâchage

- **Dosage du béton :**

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les Normes prescrites par le règlement BAEL, et tous les règlements applicables en Algérie

- ciment utilisé →	CPA ou CPJ45 (dosage 350 kg / m ³)
- sable →	400 litres / m ³
- gravier →	800 litres / m ³
- l'eau de gâchage →	175 litres / m ³

❖ **Résistance à la compression:**

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à 28 jours dite f_{c28} .

$$f_{c28} = 25\text{MPa (béton à usage courant)}$$

❖ **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction d'un béton est donnée par la formule : $f_{t28} = 0,6 + 0,06$

$$f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

Le module de déformation longitudinale instantanée :

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par :

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale différée :

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on utilisera le module différé pour des chargements de longue durée, qui est donné par la formule :

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

- **Coefficient de poisson: (Art A-2.1.3 BAEL91).**

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques,...), on prendra :

* $\nu = 0 \Rightarrow$ états limites ultimes (béton fissuré).

* $\nu = 0,2 \Rightarrow$ états limites de service (béton non fissuré).

- **Contraintes limites:**

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

ELU :

a.La contrainte ultime du béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28}$$

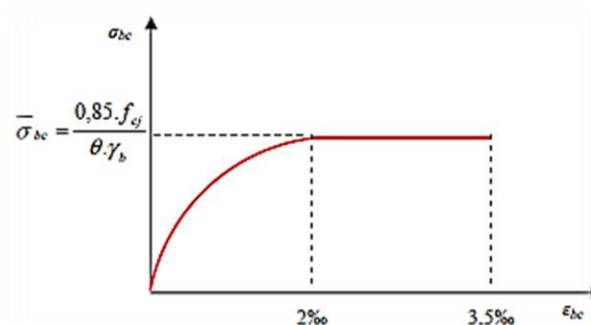


Fig I- 2 : Diagramme parabolique-rectangle (béton)

Avec :

$\gamma_b = 1,15$ en cas de situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 0,85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 24h.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

b. La contrainte ultime du béton en cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau \leq \bar{\tau}$

$\bar{\tau} = \min (0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{MPa})$; si la fissuration est non préjudiciable.

$\bar{\tau} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{MPa})$; si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

ELS :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles.

On suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte la loi de Hooke pour d'écrire le comportement du béton à l'ELS, pour des charge de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$

$$\sigma_b = 0,60 * f_{c28} = 15,00\text{MPa}$$

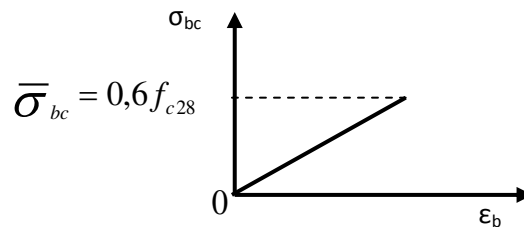


Fig I-3: Diagramme contraintes –déformations du calcul du béton à (E.L.S)

I-5-2/Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

• **Caractéristiques de l'acier :**

Le module de déformation longitudinal de l'acier: (C.B.A 93)

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} = 2 \times 10^6 \text{ bars.}$$

Contraintes limites

Etat limite ultime de résistance (E.L.U.) :

Le diagramme contrainte (σ_s)-déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini ci après :

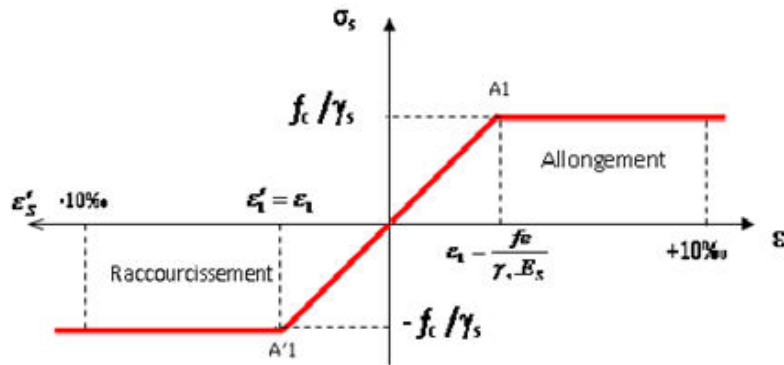


Fig I-2: Diagramme contrainte déformation pour tous les aciers

Avec :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\epsilon_s = \Delta L / L$$

σ_s : Contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité

$$\gamma_s = 1,00 \text{ pour la situation accidentelle.}$$

$$\text{Et : } \gamma_s = 1,15 \text{ pour la situation durable et transitoire.}$$

Etat limite de service (E.L.S) :(CBA93)

- **Fissuration peu nuisible :**

L'élément situé dans un endroit clos et couvert \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ;

- **Fissuration préjudiciable :**

L'élément exposé aux intempéries $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{ij}})$ et

- **Fissuration très préjudiciable :**

L'élément exposé à un milieu agressif $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{ij}})$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence.

σ_s et f_{t28} (en MPa).

Coefficient de scellement Ψ : « Art A-6.1.21 BAEL91 »

Ψ_s : Coefficient de scellement.

$\Psi_s = 1$; Pour les ronds lisses.

$\Psi_s = 1.5$; Pour les hautes adhérences.

• **Les aciers utilisés :**

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité	Diamètres nominaux normalisés en (mm)	utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	6-8	Armatures transversales cadres ; épingles ; des poutres ; des poteaux
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	10-12-14-16-18-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés(TS)	FeE500	500	$\emptyset \leq 6$ mm	Emplois courants pour : radiers, voiles, planchers et dalles

Tableau I-1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie.

I -6/Hypothèses de calcul et combinaisons d'actions :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

✓ **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

1. Pour les situations durables : $1,35 G + 1,5 Q$.

2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

- $G+Q+E$
- $G+Q+ 1,2 E$
- $0,8 G+E$

✓ **Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

Avec : G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

I -7/Caractéristiques géotechniques du sol :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré meuble (S3).
- La contrainte admissible du sol est = 2 bars.

I-8/Codes et normes :

L'étude cet ouvrage est effectué conformément aux règlements ci-après

- Codes applicables à la conception parasismique du Béton Armé (BA).
- Règles parasismiques Algérienne **RPA99/2003**.
- Travaux de conception, et d'exécution en Béton Armé (B.A). Règles **CBA93**.
- Charges permanentes et charges variables, **DTR B.C.2.2**.
- Règles **BAEL91**.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II-1/Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments résistants.

Il doit respecter le **RPA99 (version 2003)** ainsi que le règle **CBA93**.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II-2/Planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur ; il sépare les différents niveaux d'un bâtiment et a deux fonctions principales, l'une de résister car ils supportent la totalité des charges permanentes et d'exploitation ; et l'autre d'isolation en isolant thermiquement et acoustiquement les différents étages.

II-2-1/Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de remplissage (corps creux), ce dernier ils utilisent un coffrage perdu, qui sont économique et présente une bonne isolation thermique et acoustique.

Le plancher à corps creux se compose d'une dalle de compression et du corps creux.

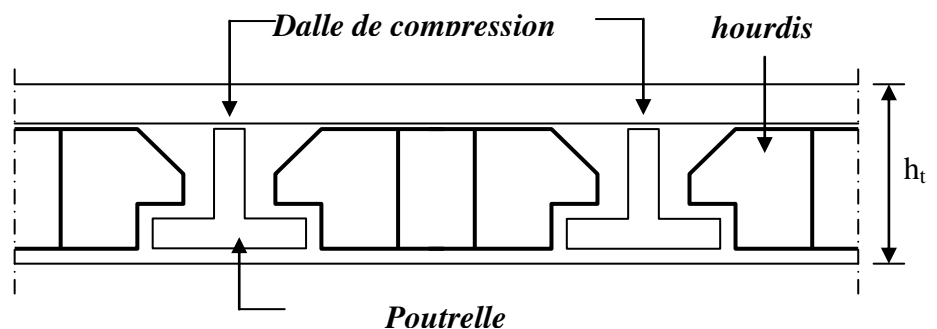


Fig II-1 : Dalle à corps creux

Avec :

- h_t : épaisseur total du plancher.
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression.
- h_1 : épaisseur de corps creux.

L'épaisseur h_t est obtenue par la formule empirique suivante qui limite la flèche (**BAEL91**) :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \text{ [BAEL 91/7.6.8,424]}$$

Avec:

L : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la disposition des solives.

$$\frac{345}{25} \leq h_t \leq \frac{345}{20}$$

$$13,8 \leq h_t \leq 17,25$$

$L_{\max}=345\text{cm}$, On opte pour une hauteur de plancher de (20 cm) soit (16+4) qui sera valable pour tous les étages.

II-2-2/Poutrelles :

Les poutrelles sont disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche. La section transversale de la poutrelle est assimilée à une section en (T).

D'après les règles « **BAEL91** », la largeur de la dalle de compression est calculée à partir de la plus petite valeur obtenue des formules suivantes :

- $b_1 \leq L/10$.
- $b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2}$ « **Art. 4.1.3 du BAEL91** »
- $b \leq 2b_1 + b_o$.

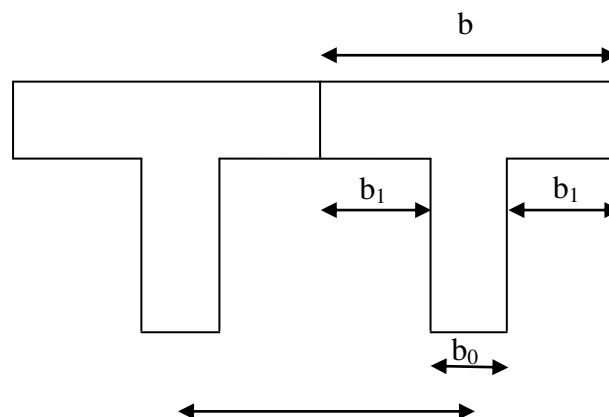


Fig II-2 : Disposition des poutrelles.

Avec :

L_n est la distance entre axes de nervures ($L_n = 60\text{ cm}$ (**DTR-B.C.2.2**)), L est la portée entre axe d'appuis ($L = 345\text{cm}$), h_o est la hauteur de la nervure et b_o est l'épaisseur de la nervure.

$$0,3d \leq b_0 \leq 0,5d$$

$$d = 0,9h_t$$

$$0,3 \times 0,9 \times 20 \leq b_0 \leq 0,5 \times 0,9 \times 20$$

$$5,4\text{cm} \leq b_0 \leq 9,00\text{cm}.$$

Pour des raisons de construction, on prendra une épaisseur de 10 cm. On aura donc :

- $b_1 \leq 345/10 = 34,5\text{cm}$.
- $b_1 \leq \frac{60-10}{2} = 25\text{cm}$.
- $b \leq 2 \times 25 + 10 = 60\text{cm}$

On prend alors $b_1=25\text{cm}$, et la largeur b est égale à 60 cm ($b = 2 \times 25 + 10 = 60\text{cm}$).

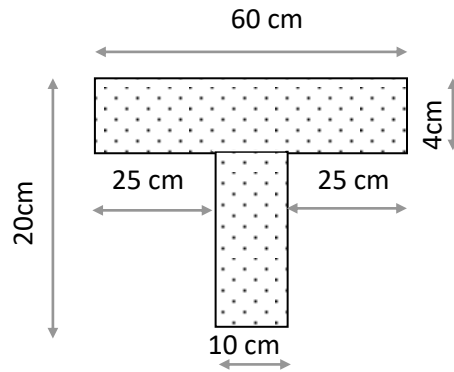


Fig II-3 : Dimension des poutrelles

II-2-3/Plancher dalle pleine :

Les plancher du sous-sol est de dalle pleine mince qui repose sur 3 appuis ou 4 appuis. L'épaisseur de la dalle pleine mince dépend aussi bien des conditions d'utilisation (résistance au feu et isolation phonique) que des vérifications de résistance.

a) Résistance à la flexion (BAEL) :

Dalle porte suivant un seul sens (dalle pleine sur 2 appuis) : $\rho = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$

Dalle porte suivant deux directions (dalle pleine sur 4 appuis) : $0,4 \leq \rho \leq 1$

Avec :

l_x : la plus petite dimension de la dalle.

l_y : la plus grande dimension de la dalle.

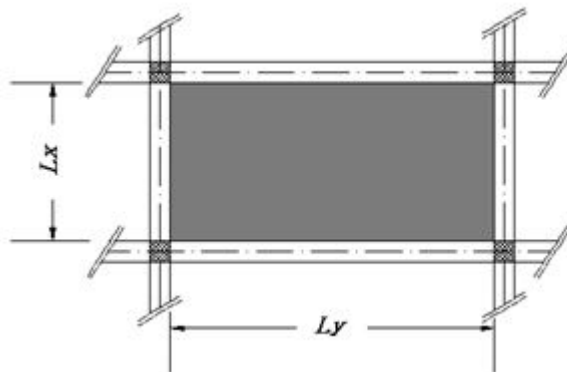


Fig II-4:Dimensions d'un panneau de dalle.

✓ **Vérification si la dalle porte dans un seul sens :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{345}{495} = 0,70 \quad \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

- Dalle reposant sur deux appuis : $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$

Dans notre cas les dalles reposant sur 4 appuis ont une portée $L_x = 3.45\text{m}$.

On aura donc : $(345/50) \text{ m} \leq e \leq (345/40) \text{ m}$

Soit : $6,9 \text{ cm} \leq e \leq 8,62 \text{ cm} \rightarrow$ donc : On prend **$e = 10\text{cm}$**

b) Condition d'isolation acoustique :

- Contre les bruits aériens ; $2500 \times h_d \geq 350\text{kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14\text{cm}$;
- Contre les bruits impacts ; $2500 \times h_d \geq 400\text{kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16\text{cm}$

c) Résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de feu.
- $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de feu.

On adopte : **$e = 11 \text{ cm}$**

Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend l'épaisseur de la dalle pleine $e = 15\text{cm}$ non seulement pour des raisons de résistance mais surtout des raisons d'isolation phonique.

II-3/Descente de charge (DTR B.C.2.2-7.2.4) :

La descente de charge à pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Les différentes charges sont en général :

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

II-3-1/Plancher terrasse inaccessible :

Charges permanentes

1-Gravier roulé de protection $e=5\text{cm}$	85Kg/m ²
2-Etanchéité multicouche $e=5\text{cm}$	30Kg/m ²
3-Forme de pente $e=8\text{cm}$	176Kg/m ²
4-Isolation thermique $e=4\text{cm}$	10Kg/m ²
5-Dalle a corps creux $e= (20) \text{ cm}$	280Kg/m ²
6-Enduit au ciment $e=1,5\text{cm}$	27Kg/m ²
- Totale.....	G=608kg/m²

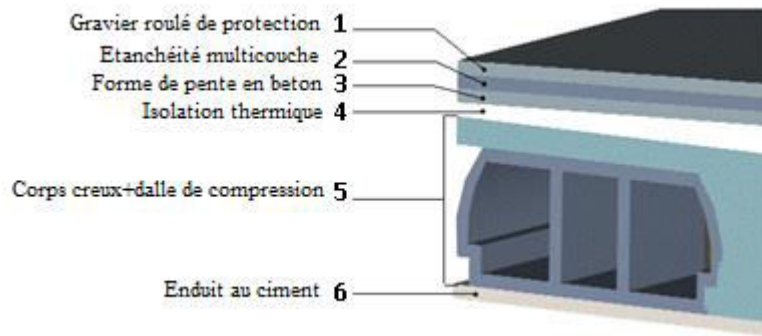


Fig II-5 : Plancher terrasse inaccessible

Les charges d’exploitations :

Terrasse inaccessible..... $Q = 100\text{kg/m}^2$

Combinaison fondamentale :

ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 608 + 1,5 \times 100 = 970,8\text{Kg/m}^2$

ELS: $q_s = G + Q = 608 + 100 = 708\text{Kg/m}^2$

II-3-2/Plancher étage courant :

- 1-Carrelage+mortier+sable104Kg/m²
- 2-Dalle a corps creux(e=20cm).....280kg/m²
- 3-Enduit au ciment.....27Kg/m²
- 4-Cloison légères75Kg/m²
- TotaleG=486Kg/m²

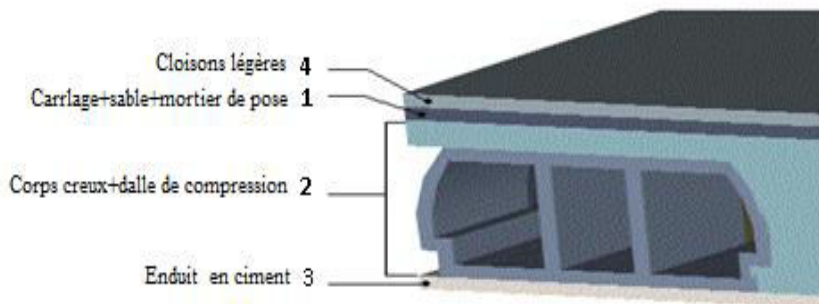


Fig II-6 : Plancher corps creux (terrasse accessible).

Les charges d’exploitations :

✓ Habitation..... $Q = 150\text{Kg/m}^2$

Combinaison fondamentale :

ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 486 + 1,5 \times 150 = 881,1\text{Kg/m}^2$

ELS: $q_s = G + Q = 486 + 150 = 636 \text{ Kg/m}^2$

II-3-3/Plancher dalle pleine :

- Carrelage+mortier+sable104Kg/m²
- Dalle pleine(e=15cm).....375kg/m²
- Enduit au ciment.....27Kg/m²
- Cloison légères75Kg/m²
- TotalG=581Kg/m²

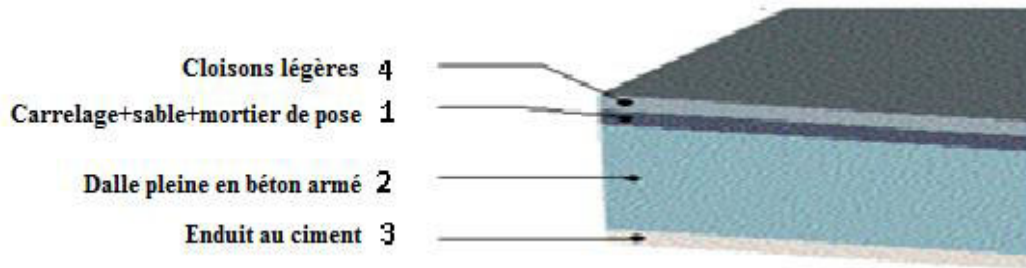


Fig II-7 : Plancher dalle pleine

Les charges d'exploitations :

- ✓ Parking de véhicule.....Q =250 Kg/m²
- ✓ Equipement de commerces.....Q =250Kg/m²

Combinaison fondamentale :

ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 581 + 1,5 \times 250 = 1159,35 \text{ Kg/m}^2$

ELS: $q_s = G + Q = 581 + 250 = 831 \text{ Kg/m}^2$

Charge Etage	destination	G (Kg/m ²)	Q (Kg/m ²)	EL S $q_s = G+Q$ (Kg/m ²)	EL U $q_u = 1.35G+1.5Q$ (Kg/m ²)
Plancher terrasse	Terrasse inaccessible	608	100	708	970,8
1 ^{er} _5 ^{ème} Etage	habitation	486	150	636	881,1
RDC	Commerce Parking de véhicule	581	250	831	1159,35

Tableau II- 1: Charges et combinaisons des charges.

II-4/Poutres :

En construction, il existe plusieurs types de poutres qui sont des éléments structuraux qui servent à transmettre les charges verticales et horizontales aux poteaux, et assurent par le chaînage entre les poteaux la stabilité de l'ouvrage.

La hauteur d'une poutre continue doit respecter la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Au plus de cette vérification, les dimensions de la poutre doivent respecter les règles données par l'article 7.5.1 du **RPA 99**(version 2003).

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h / b \leq 4$

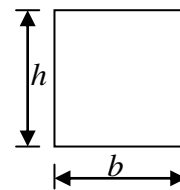


Fig II-8: Section d'une poutre.

Avec :

L : la plus grande portée de la poutre ;

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre ;

b₁ : longueur du poteau ;

b_{max} : largeur max de la poutre.

II-4-1/Poutres principales :

$$L_{y \text{ max}} = 4,95\text{m} = 495\text{cm} \Rightarrow \frac{495}{15} \leq h \leq \frac{495}{10} \Rightarrow 33,00\text{cm} \leq h \leq 49,5\text{cm}$$

$$0,3 \times h \leq b \leq 0,6 \times h \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 24\text{cm}$$

On prendra : h=40cm ; b=30cm

Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :

- b=30cm >20cm.....Condition vérifiée
- h=40cm >30cm.....Condition vérifiée
- h/b=1,33 <4.....Condition vérifiée

Donc; la section de la poutre principale est de dimensions : (30×40) cm².

II-4-2/Poutres secondaires :

$$L_{x \max} = 3,75\text{m} = 375\text{cm} \Rightarrow \frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \Rightarrow 25,00\text{cm} \leq h \leq 37,5\text{cm}$$

$$0,3 \times h \leq b \leq 0,6 \times h \Rightarrow 10,5\text{cm} \leq b \leq 21,00\text{cm}$$

On prendra : h=35cm ; b=30cm

Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :

- b=30cm >20cm.....Condition vérifiée
- h=35cm >30cm.....Condition vérifiée
- h/b=1,16 <4.....Condition vérifiée

Donc; la section de la poutre principale est de dimensions : (30×35) cm².

Type de poutres	Section adopté (b×h) (cm ²)
Principales	(30 ; 40)
Secondaire	(30 ; 35)

Tableau II-2 : dimensions des poutres

II-5/Poteaux :

Les dimensions de poteau doivent satisfait aux trois conditions suivantes :

- a. condition de résistance.
- b. condition de stabilité.
- c. condition imposé par le RPA.

II-5-1/Loi de dégression des charges en du nombre d'étages :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de(05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Puisque les surcharges d'exploitations des plancher des étages courants sont identiques

Q=150 kg/m². On adopte la dégression suivante :

Pour la charge d'exploitation :

-soit Q₀ la surcharge d'exploitation sur l'étage 12 du bâtiment.

Q₀, Q₂,.....,Q_{n-1},Q_n les surcharge relatives aux plancher 1,2,.....,n-1,n a partir du sommet du bâtiment.

II-5-1-1/ Application de la loi de dégression :

Terrasse..... $Q_0 = 100 \text{Kg/m}^2$

4^{ème} étage : $Q_1 + Q_0 = 150 + 100 = 250 \text{Kg/m}^2$

3^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 100 + 0,95(2 \times 150) = 385 \text{Kg/m}^2$

2^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 100 + 0,90(3 \times 150) = 505 \text{Kg/m}^2$

1^{er} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 100 + 0,85(4 \times 150) = 610 \text{Kg/m}^2$

RDC : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + 250) = 100 + 0,80(4 \times 150 + 250) = 780 \text{Kg/m}^2$

CHARGE PLANCHE	G [Kg/m ²]	Q [Kg/m ²]
Terrasse	608	100
04 ^{ème} étage	1094	250
03 ^{ème} étage	1580	385
02 ^{ème} étage	2066	505
01 ^{ème} étage	2552	610
RDC	3133	780

Tableau II-3 : tableau récapitulatif des charges.

Les conditions imposées par le RPA (version 2003) :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire aux conditions suivantes :

Pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a,b)} \geq 25\text{cm} \\ \text{Min (a,b)} \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Coupe A-A

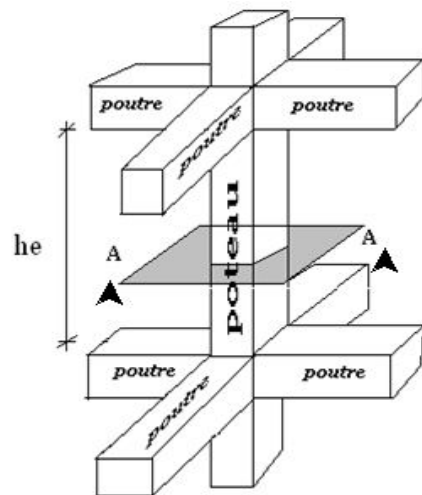
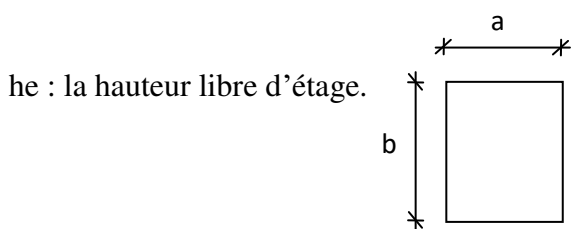


Fig II-9: schéma représentatif d'un étage courant.

D'après les règles BAEL 91 : la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{rés.th} \leq Br f_{bc} + A \sigma_s.$$

Br : section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie :

$$Br = (a - 2) (b - 2).$$

La résistance du béton comprimé : $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$

$$\text{contrainte d'acier : } \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour : } \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{\beta}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

L'effort normal résistant ultime :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{fe}{\gamma_s} \right]$$

- γ_b : coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1,5$;
- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$;
- fe : nuance de l'acier fe = 400 MPa ;
- A : section d'armature longitudinale ;
- α : coefficient dépend de l'élanement .

✓ La formule générale suivant donne :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \left(\frac{A}{Br} \right) \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \right]}$$

$$\text{On prend : } \frac{A}{Br} = 1\% = \frac{1}{100}$$

Suivant les règles BAEL 91 : pour un poteau rectangulaire ($a \leq b$), il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$$

En introduisant les valeurs dans l'inégalité :

$$\beta_r \geq \frac{1,2 N_u}{\left[\frac{14,2}{0,9} + 0,85 \left(\frac{1}{100} \right) \frac{400}{1,15} \right] \times 10} = 0,0064 N_u \qquad B_r \geq 0,0064 N_u$$

On peut tirer «a» et «b» sachant que :

$$Br = (a-2) \times (b-2) \text{ cm}^2$$

D'après le critère de résistance on a :

$$Pu = 1,35 \times Ng + 1,5 \times Nq$$

Ng : Effort normal dus aux charge permanentes ;

Nq : Effort normal dus aux charges d'exploitations ;

$$Nu = 1,15 \times Pu$$

D'après les règles BAEL91

On va dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on va prendre : a = b

Condition de flambement :

Soit : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$; Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $B = a \times b$. (BAEL91/B.8.4.1)

Avec :

L_f : La longueur de flambement ;

i : Le rayon de giration de la section du béton ;

I : Le moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable et

B : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :

$$L_f = 0,7 \times L_0$$

L_0 : Longueur libre du poteau.

Exemple de calcul : 4^{ème} étage :

La surface afférente de plancher :

$$S_{aff} = \left(\frac{3,75}{2} + \frac{3,45}{2} \right) \left(\frac{4,95}{2} + \frac{4,35}{2} \right) = 16,74 \text{ m}^2$$

Longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{aff(pp)} = \frac{3,75 + 3,45}{2} = 3,6 \text{ m}$$

Longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{aff(ps)} = \frac{4,95 + 4,35}{2} = 4,65 \text{ m}$$

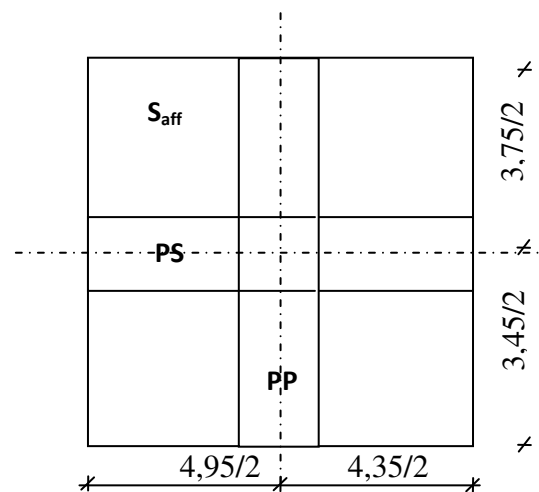


Fig II-10: Surface afférente au poteau le plus sollicité.

Poids propre des poutres principales :

$$P_p = 2500 \times 0,3 \times 0,4 \times 3,6 = 1080 \text{ daN}$$

Poids propre des poutres secondaires :

$$P_s = 2500 \times 0,3 \times 0,35 \times 4,65 = 1220,625 \text{ daN}$$

Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = P_{pp} + P_{ps} = 1080 + 1220,625 \Rightarrow P_t = 2300,625 \text{ daN}$$

$$N_p = 1,35 \times P_t \times n \quad n : \text{nombre d'étage} = 2$$

$$N_p = 1,35 \times 2300,625 \times 2 \Rightarrow N_p = 6211,68 \text{ daN}$$

Poids propre de plancher :

$$G_{cumulé} = 1094 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{cumulé} = 250 \text{ daN/m}^2$$

$$N_{plancher} = (1,35 \times G_{cumulé} + 1,5 \times P_{cumulé}) \times S_{aff}$$

$$N_{plancher} = (1,35 \times 1094 + 1,5 \times 250) \times 16,74 \Rightarrow N_{plancher} = 31000,81 \text{ daN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15(N_{plancher} + N_p = 1,15(31000,81 + 6211,68))$$

$$N_u = 42794,36 \text{ daN}$$

$$N_u \geq 0,0064 N_u \Rightarrow B_r = (a - 2)^2 \geq 273,88 \quad \text{alors } a = 40 \text{ cm}$$

La section du poteau au niveau de 4^{ème} étage est (40x40) cm²

Vérification des conditions imposées par (RPA99 v.2003) :

Min (a, b) = 40cm.....(Zone IIa) ;.....Condition vérifier

Min (a, b) ≥ (h_e/20) = (340/20) = 17 ; 40 > 17.....Condition vérifier

(1/4) < (a/b) (a/b = 1).....Condition vérifier

II-6/Voiles:

II-6-1/Voiles de contreventement :

L'épaisseur du voile doit satisfaire les 3 conditions du RPA99/A7.7.1.

1- $1 \geq 4a \Rightarrow a \leq \frac{1}{4}$

2- $a_{min} = 15 \text{ cm}$

3- Condition de rigidité aux extrémités $a \geq \frac{h_e}{25}$

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition imposée par RPA99 :

$$a_{min} \geq \frac{h_e}{20}$$

RDC:

$h_e = 4,08$

$a \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow a \geq \frac{368}{20} = 18,4cm$

$\Rightarrow a = 20cm$

Etage courant:

$h_e = 3,4$

$a \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow a \geq \frac{300}{20} = 15cm$

$\Rightarrow a = 20cm$

Pour le voile périphérique nous obtenons la même épaisseur.

H 3	Etage	G [KN]	Q [KN]	Npp [KN]	Np [KN]	Npot [KN]	Nplanc [KN]	Nu [KN]	Br [cm ²]	a	choix	Vérification RPA	Vérification flambement
3,4	Haut d'étage 5	5,81	1	14,58	16,478	0	156,410	187,469	121,997	13,045	40	15,81	20,613
3,4	Haut d'étage 4	10,67	2,5	29,16	32,957	15,93	303,906	381,953	248,559	17,765	40	22,567	20,613
3,4	Haut d'étage 3	15,53	3,85	43,74	49,435	31,86	447,636	572,671	372,671	21,304	40	27,633	20,613
3,4	Haut d'étage 2	20,39	5,05	58,32	65,914	47,79	587,599	759,623	494,332	24,233	40	31,825	20,613
3,4	Haut d'étage 1	25,25	6,1	72,9	82,392	63,72	723,795	942,808	613,541	26,769	45	35,455	18,322
4,0 8	Haut du RDC	30,11	7,8	87,48	98,871	83,88	876,313	1146,55	746,126	29,315	50	39,099	19,788

Tableau II-4 : récapitulatif des sections des poteaux

Conclusion :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles de RPA et les différents critères.

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

III-1/Calcul des escaliers :

Définition :

Les escaliers sont des éléments importants, permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à des forces diverses (poids propre, les surcharges dues aux différents accès des personnes, équipements.....)

Ces charges peuvent entrainer des dommages divers dans la structure (déformations, fissurations ou même la ruine de l'escalier), pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillé sur le type de ferrailage adopté.

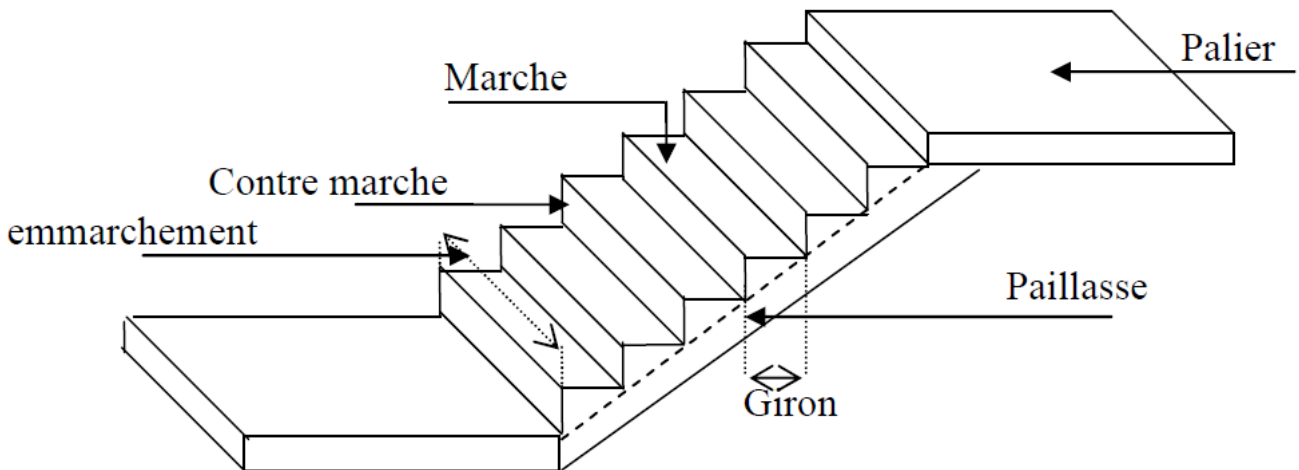


Fig III-1 : schéma d'un escalier.

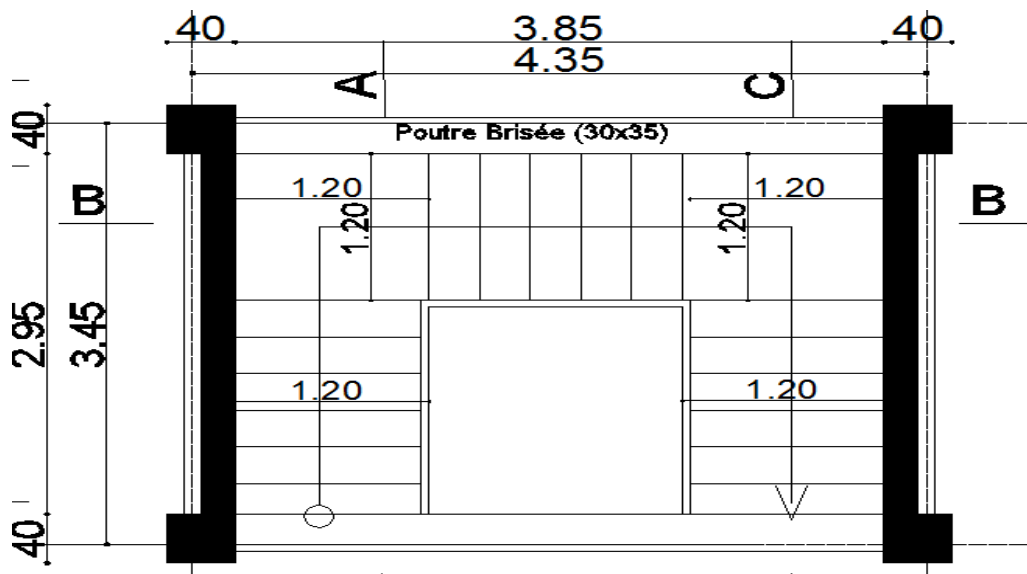


Fig III-2 : Vue en plan de la cage d'escalier.

III-1-1/Type d'escalier :

Notre construction comporte un seul type d'escalier droit de passage possède trois volées et deux paliers de repos.

III-1-2/Pré dimensionnement :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

Avec : h : hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche.

$$H = n \times h \rightarrow h = H/n.$$

$$L = (n-1)g \rightarrow g = L / (n-1).$$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n: nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

1. Escalier de l'étage courant :

On a :

$$h_e = 3,40 \text{ m}$$

$$G=30 \quad h=17$$

On a : 6 marches par volées 1 et 3, 5 marches par volées 2.

$$59 \leq G+2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \rightarrow \text{La formule de BLONDEL est vérifiée}$$

• Le 2eme volé :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{102}{145} = 0,703 \rightarrow \alpha = 35,12^\circ$$

Emmarchement = largeur du palier = 1,2 m

$$LR = \sqrt{1,02^2 + 1,45^2} = 1,77 \text{ m}$$

$$\frac{LR}{30} \leq ep \leq \frac{LR}{20} \rightarrow 5,9 \text{ cm} \leq ep \leq 8,85 \text{ cm} \rightarrow \text{l'épaisseur de la paillasse} = \text{l'épaisseur du palier}$$

$$\rightarrow : ep = 8 \text{ cm}$$

• Le 1^{er} et 3eme volés :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{119}{175} = 0,68 \rightarrow \alpha = 34,21^\circ$$

Emmarchement = largeur du palier = 1,2 m

$$LR = \sqrt{1,19^2 + 1,75^2} = 2,11 \text{ m}$$

$$\frac{LR}{30} \leq ep \leq \frac{LR}{20} \rightarrow 7,03 \text{ cm} \leq ep \leq 10,55 \text{ cm} \rightarrow \text{l'épaisseur de la paillasse} = \text{l'épaisseur du palier}$$

$$\rightarrow : ep = 9 \text{ cm}$$

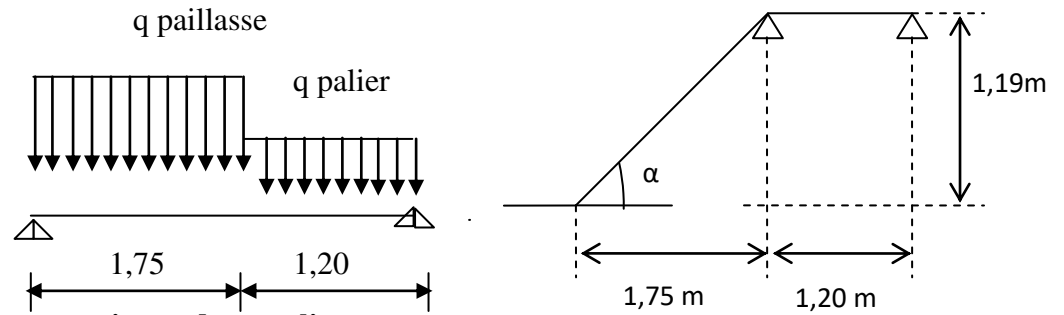


Fig III-3: Schémas statiques des escaliers

Conclusion :

En prend $e_{palier} = e_{paillasse} = 15\text{cm}$

Descente de charge:

Paillasse :

Charges permanentes :

- Poids propre de la paillasse ($2500 \times e_p / \cos\alpha$).....431,02daN/m²
- Poids propre des marches ($2200 \times h/2$).....187daN/m²
- Revêtement horizontale104 daN/m²
- Revêtement verticale ($104 \times h/g$).....58,93daN/m²
- Enduit au ciment ($18 \times 1,5 / \cos\alpha$).....31,03daN/m²

G₁ = 811,98daN/m²

Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation $\Rightarrow P_1 = 250 \text{ daN / m}^2$.

Combinaisons fondamentales :

ELU : $\bar{Q}_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5P_1 = 1,35 (811,98) + 1,5 (250) \Rightarrow \bar{Q}_{u1} = 1471,17 \text{ daN/m}^2$

ELS : $\bar{Q}_{s1} = G_1 + P_1 = 811,98 + 250 \Rightarrow \bar{Q}_{s1} = 1061,98 \text{ daN / m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur :

$\bar{q}_{u1} = \bar{Q}_u \times 1,00 \Rightarrow \bar{q}_{u1} = 1471,17 \text{ daN/ml}$

$\bar{q}_{s1} = \bar{Q}_s \times 1,00 \Rightarrow \bar{q}_{s1} = 1061,98 \text{ daN / ml.}$

❖ Palier :

Charges permanentes :

- Revêtement horizontale (Carrelage ; matériaux de pose).....104daN/m²

- poids propre du palier (2500× e).....375daN/m²
 - enduit au ciment (1,5 cm) (1800×1,5).....27daN/m²
- G₂ = 506daN/m²**

Surcharges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ⇒ **P₂ = 250 daN / m²**.

Combinaisons fondamentales :

ELU: $\bar{Q}_{u2} = 1,35 G_2 + 1,5P_2 = 1,35 (506) + 1,5 (250) \Rightarrow \bar{Q}_{u2} = 1058,1daN / m^2$

ELS: $\bar{Q}_{s2} = G_2 + P_2 = 506 + 250 \Rightarrow \bar{Q}_{s2} = 756daN / m^2$

Pour une bande de 1m de largeur :

$q_{u2} = \bar{Q}_{u2} \times 1,00 \Rightarrow q_{u2} = 1058,1daN / ml.$

$q_{s2} = \bar{Q}_{s2} \times 1,00 \Rightarrow q_{s2} = 756daN / ml.$

Calcul des moments fléchissant :

Etat limite ultime :

$Q_{eq}^{ult} = \frac{1058,1 \times 1,20 + 1471,17 \times 2,11}{1,20 + 2,11} = 1321,41 daN/m$

$T_u = \frac{Q_{eq}^{ult} \times l}{2} = \frac{1321,41 \times 3,31}{2} = 2186,93 daN$

$M_{max}^{ult} = \frac{Q_{eq}^{ult} \times l^2}{8} = \frac{1321,41 \times 3,31^2}{8} = 1809,68 daN.m$

$-0,3 M_{max}^{ult} = -0,3 \times 1809,68 = -542,90 daN.m$

Etat limite de service :

$Q_{eq}^{ser} = \frac{756 \times 1,20 + 1061,98 \times 2,11}{1,20 + 2,11} = 951,05 daN/m$

$T_{ser} = \frac{Q_{eq}^{ser} \times l}{2} = \frac{951,05 \times 3,31}{2} = 1573,98daN$

$M_{max}^{ser} = \frac{Q_{eq}^{ser} \times l^2}{8} = \frac{951,05 \times 3,31^2}{8} = 1302,47 daN.m$

$-0,3 M_{max}^{ser} = -0,3 \times 1302,47 = -390,74 daN.m$

Calcul du Ferrailage :

1- En travée :

Etat limite ultime:

$M_t^{ult} = 1538,22 daN.m$

$f_{c28} = 25 Mpa$

Acier FeF400

$d = 0.9 h \Rightarrow d = 13,5 cm ; b = 100 cm ; h = 15 cm ; \sigma_b = 14,2 Mpa ; f_{t28} = 2,1 Mpa$

Fissurations peut nuisible

Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1538,22 \times 10}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,059 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

⇒ A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1538,22 \times 10}{348 \times 0,969 \times 13,5} = 3,38 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,076 = 0,969$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,059}) = 0,076$$

$$A = 3,38 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

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

Conclusion :

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 3,38 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3\text{T}12 \longrightarrow A_t = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$1\text{T}12 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$2\text{T}10 \longrightarrow A_r = 1,57 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service :

$$M_t^{ser} = 1107,09 \text{ daN.m}$$

- flexion simple
 - section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} - \\ - \\ - \end{matrix}} \right\} \text{ si } : \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

$$\gamma = \frac{M_t^{ult}}{M_t^{ser}} = \frac{15382,2}{11070,9} = 1,39$$

$$\alpha = 0,076 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

Conclusion :

- ✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \checkmark \\ \checkmark \end{matrix}} \right\} \text{ Les armatures calculées à ELU seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour σ_s)

2- En appuis:

Etat limite ultime:

$$M_a^{ult} = -542,90 \text{ daN.m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Acier FeF400

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 13,5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Fissurations peut nuisible

Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5429}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,021 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

$\Rightarrow A'$ n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5429}{348 \times 0,989 \times 13,5} = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,179 = 0,989$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021}) = 0,026$$

$$A = 1,17 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

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

Conclusion :

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,63 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$2T12 \longrightarrow A_t = 2,26 \text{ cm}^2$$

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

Etat limite de service :

$$M_t^{ser} = -390,74 \text{ daN.m}$$

- flexion simple

- section rectangulaire

$$\left. \begin{array}{l} \text{- flexion simple} \\ \text{- section rectangulaire} \end{array} \right\} \text{ si } : \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

-Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_t^{ult}}{M_t^{ser}} = \frac{5429}{3907,4} = 1,39$$

$$\alpha = 0,021 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

Conclusion :

- ✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- } Les armatures calculées à ELU seront maintenues.

(Aucune vérification pour σ_s)

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,56 \text{ cm}^2$$

T10 \longrightarrow $A_r = 0,79 \text{ cm}^2$

2. Escalier de RDC :

On a :

he = 4,08m

G=30 h=17

On a : 6 marches par volées 1 et 3, 5 marches par volées 2.

$59 \leq G+2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ La formule de BLONDEL est vérifiée

• **Le 2eme volé :**

$\text{Tg } \alpha = \frac{102}{145} = 0,703 \rightarrow \alpha = 35,12^\circ$

Emmarchement = largeur du palier = 1,2 m

$\text{LR} = \sqrt{1,02^2 + 1,45^2} = 1,77 \text{ m}$

$\frac{\text{LR}}{30} \leq \text{ep} \leq \frac{\text{LR}}{20} \rightarrow 5,9 \text{ cm} \leq \text{ep} \leq 8,85 \text{ cm} \rightarrow$ l'épaisseur de la paillasse = l'épaisseur du palier
 \rightarrow : ep = 8 cm

• **Le 1^{er} et 3eme volés :**

$\text{Tg } \alpha = \frac{153}{175} \rightarrow \alpha = 40^\circ$

Emmarchement = largeur du palier = 1,2 m

$\text{LR} = \sqrt{1,53^2 + 1,75^2} = 2,32 \text{ m}$

$\frac{\text{LR}}{30} \leq \text{ep} \leq \frac{\text{LR}}{20} \rightarrow 7,73 \text{ cm} \leq \text{ep} \leq 11,6 \text{ cm} \rightarrow$ l'épaisseur de la paillasse = l'épaisseur du palier
 \rightarrow : ep = 11 cm

Conclusion :

En prend $e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 15 \text{ cm}$

Descente de charge:

❖ **Paillasse :**

Charges permanentes :

- Poids propre de la paillasse ($2500 \times e_p / \cos \alpha$).....489,52daN/m²
- Poids propre des marches ($2200 \times h/2$).....187daN/m²
- Revêtement horizontale104 daN/m²
- Revêtement verticale ($104 \times h/g$).....58,93daN/m²
- Enduit au ciment ($18 \times 1,5 / \cos \alpha$).....35,24daN/m²

$$\underline{G_1 = 874,69 \text{ daN/m}^2}$$

Charges d'exploitation :

$$P_1 = 250 \text{ daN / m}^2.$$

Combinaisons fondamentales :

$$\text{ELU : } \bar{Q}_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5P_1 = 1,35 (874,69) + 1,5 (250) \Rightarrow \bar{Q}_{u1} = 1555,83 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \bar{Q}_{s1} = G_1 + P_1 = 874,69 + 250 \Rightarrow \bar{Q}_{s1} = 1124,69 \text{ daN / m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_{u1} = \bar{Q}_{u1} \times 1,00 \Rightarrow \bar{q}_{u1} = 1555,83 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{q}_{s1} = \bar{Q}_{s1} \times 1,00 \Rightarrow \bar{q}_{s1} = 1124,69 \text{ daN / ml.}$$

Palier :

Charges permanentes :

- Revêtement horizontale (Carrelage ; matériaux de pose).....104daN/m²
- poids propre du palier ($2500 \times e$).....375daN/m²
- enduit au ciment (1,5 cm) ($1800 \times 1,5$).....27daN/m²

$$\underline{G_2 = 506 \text{ daN/m}^2}$$

Surcharges d 'exploitation :

$$P_2 = 250 \text{ daN / m}^2.$$

Combinaisons fondamentales :

$$\text{ELU: } \bar{Q}_{u2} = 1,35 G_2 + 1,5P_2 = 1,35 (506) + 1,5 (250) \Rightarrow \bar{Q}_{u2} = 1058,1 \text{ daN / m}^2$$

$$\text{ELS: } \bar{Q}_{s2} = G_2 + P_2 = 506 + 250 \Rightarrow \bar{Q}_{s2} = 756 \text{ daN / m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_{u2} = \bar{Q}_{u2} \times 1,00 \Rightarrow \bar{q}_{u2} = 1058,1 \text{ daN / ml.}$$

$$\bar{q}_{s2} = \bar{Q}_{s2} \times 1,00 \Rightarrow \bar{q}_{s2} = 756 \text{ daN / ml.}$$

Calcul des moments fléchissant :**Etat limite ultime :**

$$Q_{eq}^{ult} = \frac{1058,1 \times 1,20 + 1555,83 \times 2,32}{1,20 + 2,32} = 1386,15 \text{ daN/m}$$

$$T_u = \frac{Q_{eq}^{ult} \times l}{2} = \frac{1386,15 \times 3,52}{2} = 2439,62 \text{ daN}$$

$$M_{max}^{ult} = \frac{Q_{eq}^{ult} \times l^2}{8} = \frac{1386,15 \times 3,52^2}{8} = 2146,86 \text{ daN.m}$$

$$-0,3 M_{max}^{ult} = -0,3 \times 2146,86 = -644,05 \text{ daN.m}$$

Etat limite de service :

$$Q_{eq}^{ser} = \frac{756 \times 1,20 + 1124,69 \times 2,32}{1,20 + 2,32} = 999 \text{ daN/m}$$

$$T_{ser} = \frac{Q_{eq}^{ser} \times l}{2} = \frac{999 \times 3,52}{2} = 1758,24 \text{ daN}$$

$$M_{max}^{ser} = \frac{Q_{eq}^{ser} \times l^2}{8} = \frac{999 \times 3,52^2}{8} = 1547,25 \text{ daN.m}$$

$$-0,3 M_{max}^{ser} = -0,3 \times 1547,25 = -464,17 \text{ daN.m}$$

Calcul du Ferrailage :**3- En travée :****Etat limite ultime:**

$$M_t^{ult} = 1824,83 \text{ daN.m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Acier FeF400

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 13,5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Fissurations peut nuisible

Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1824,83 \times 10}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,071 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

$\Rightarrow A'$ n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1824,83 \times 10}{348 \times 0,963 \times 13,5} = 4,03 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,092 = 0,963$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,071}) = 0,092$$

$$A = 4,03 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

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

Conclusion :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 4,03 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3T12 \longrightarrow A_t = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$1T12 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$2T10 \longrightarrow A_r = 1,57 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service :

$$M_t^{ser} = 1315,16 \text{ daN.m}$$

- flexion simple
 - section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} - \\ - \\ - \end{matrix}} \right\} \text{ si } : \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

$$\gamma = \frac{M_t^{ult}}{M_t^{ser}} = \frac{18248,3}{13151,6} = 1,39$$

$$\alpha = 0,092 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

Conclusion :

- ✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \checkmark \\ \checkmark \end{matrix}} \right\} \text{ Les armatures calculées à ELU seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour σ_s)

4- En appuis:

Etat limite ultime:

$$M_a^{ult} = -644,05 \text{ daN.m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

Acier FeF400

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 13,5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Fissurations peut nuisible

Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6440,5}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,024 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

$\Rightarrow A'$ n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6440,5}{348 \times 0,988 \times 13,5} = 1,38 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,03 = 0,988$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,024}) = 0,03$$

$$A = 1,38 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

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

Conclusion :

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,63 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$2\text{T}12 \longrightarrow A_t = 2,26 \text{ cm}^2$$

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

Etat limite de service :

$$M_t^{ser} = -464,17 \text{ daN.m}$$

- flexion simple

- section rectangulaire

$$\left. \begin{array}{l} \text{- flexion simple} \\ \text{- section rectangulaire} \end{array} \right\} \text{ si } : \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

-Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_t^{ult}}{M_t^{ser}} = \frac{6440,5}{4641,7} = 1,39$$

$$\alpha = 0,03 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

Conclusion :

$$\checkmark \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa}$$

\checkmark Fissuration peu nuisible } Les armatures calculées à ELU seront maintenues.

(Aucune vérification pour σ_s)

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{T}10 \longrightarrow A_r = 0,79 \text{ cm}^2$$

		Type1 (étage courante)		Type 2 (RDC)	
		En travée	En appuis	En travée	En appuis
Moment [dan.m]	ELU	22,08	-7,97	1824,83	-644,05
	ELS	15,86	-5,60	1315,16	-464,17daN
Armature A[cm ²]	A _u	3,38	1,17	4,03	1,38
	A _{ser}	0	0	0	0
Choix des armatures		3T12 A= 6,78	T14 A= 3,08	6T12 A= 6,78	

Tableau III-1: Récapitulatif des moments et des ferrillages des escaliers

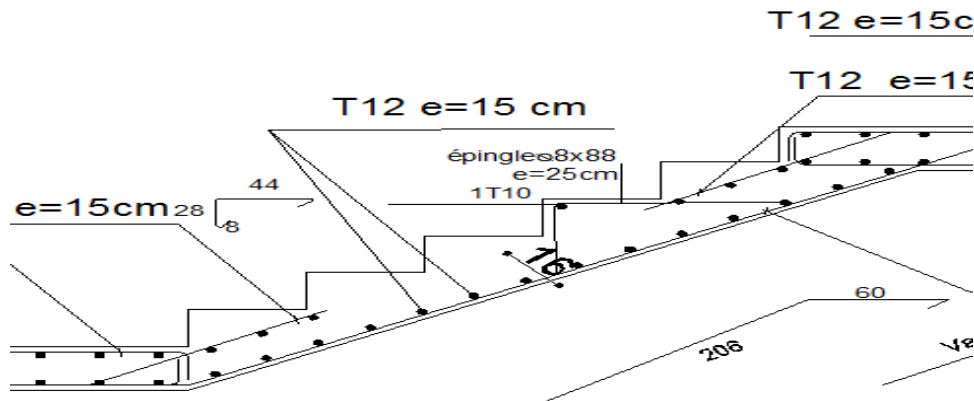


Fig III-4: Dessin de ferrailage de l'escalier

Ferrailage de la poutre brisé :

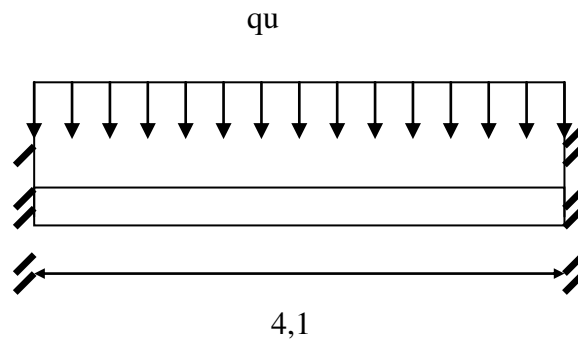


Fig-III-5 : Schéma statique de la poutre brisé

Dimensionnement :

✓ Selon le CBA 93 :

-la hauteur h de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm}$$

$$\frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10}$$

$25,66 \leq h \leq 38,5\text{cm}$ on prend $h = 35\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$

✓ Selon le RPA99 :

$h = 35$ et $b = 30$ tel que

$h = 35 \geq 30$

$b = 30 \geq 20$

Donc la section de la poutre palière est de $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

Sollicitation :

Calcul du poids propre :

$$g_0 = 0,30 \times 0,35 \times 2500 = 262,5 \text{ daN/ml}$$

➤ **Etat limite ultime :**

$$q_u = 1,35 g_0 + \frac{R_b}{1} = 1,35 \times 262,5 + \frac{2520,2}{1} = 2874,57 \text{ daN/m}$$

$$M_0^U = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2874,57 \times 3,85^2}{8} = 5326,03 \text{ daN.m}$$

$$M_t^U = 0,8 \times \frac{q_u \times l^2}{8} = 4260,8 \text{ daN.m}$$

$$M_a^U = -0,2 \times \frac{q_u \times l^2}{8} = -0,2 \times \frac{2874,57 \times 3,85^2}{8} = -1065,2 \text{ daN.m}$$

➤ **Etat limite de service :**

$$q_{ser} = g_0 + \frac{R_b}{1} = 262,5 + \frac{2520,2}{1} = 2782,7 \text{ daN/m}$$

$$M_0^{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{2782,7 \times 3,85^2}{8} = 5155,82 \text{ daN.m}$$

$$M_t^{ser} = 0,8 \times \frac{q_u \times l^2}{8} = 4124,65 \text{ daN.m}$$

$$M_a^{ser} = -0,2 \times \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = -0,2 \times \frac{2782,7 \times 3,85^2}{8} = -1031,16 \text{ daN.m}$$

Calcul de ferrailage:

1- En travée :

$$M_t^U = 4260,8 \text{ daN.m}$$

➤ **Etat limite ultime :**

Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{42608}{14,2 \times 30 \times (31,5)^2} = 0,10 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

⇒ A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{42608}{348 \times 0,947 \times 31,5} = 4,10 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,116 = 0,947$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,10}) = 0,131$$

$$A = 4,10 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,14 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 4,10 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3T16 \longrightarrow A_t = 6,03 \text{ cm}^2$$

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

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$2T 10 \longrightarrow A_r = 1,57 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service :**

- flexion simple
 - section rectangulaire
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{si : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} . \end{array} \right\}$$

$$\gamma = \frac{M_t^{ult}}{M_t^{ser}} = \frac{42608}{41246,5} = 1,03$$

$$\alpha = 0,10 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,265 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

Conclusion :

- ✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- $$\left. \begin{array}{l} \text{Les armatures calculées à ELU seront maintenues.} \end{array} \right\}$$

(Aucune vérification pour σ_s)

2- En appuis :

$$M_a^U = 1065,2 \text{ daN.m}$$

➤ **Etat limite ultime :**

Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_a^{ult}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10652}{14,2 \times 30 \times (31,5)^2} = 0,025 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

⇒ A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_a^{ult}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10652,}{348 \times 0,987 \times 31,5} = 1,96 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,116 = 0,987$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,025}) = 0,031$$

$$A = 7,46 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,14 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1.96 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3\text{T}16 \longrightarrow A_t = 6,03 \text{ cm}^2$$

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

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$2\text{T} 10 \longrightarrow A_r = 1,57 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service :**

- flexion simple

-section rectangulaire } si : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$

-Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_a^{ult}}{M_a^{ser}} = \frac{10652}{10311,6} = 1.03$$

$$\alpha = 0,031 \leq \frac{1,03-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,265 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}.$$

Conclusion :

- ✓ $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- } Les armatures calculées à ELU seront maintenues.

(Aucune vérification pour σ_s)

En travée et en appui :

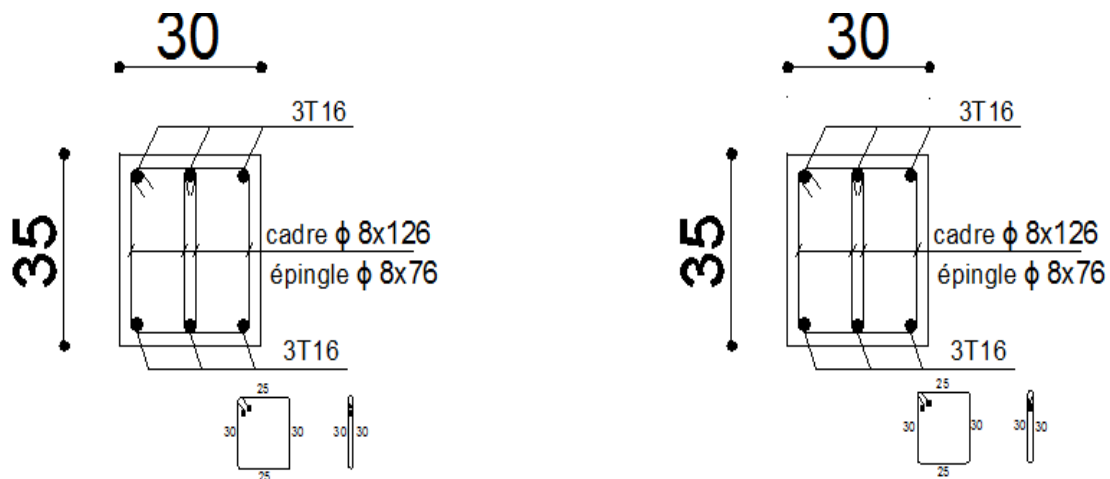


Fig III-6 :Dessin de ferrailage de la poutre brisée en appui et en travée

III-2/ Etude de l’acrotère :

Définition :

L’acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. il a pour rôle de : protection d’étanchéité, servant comme garde-corps et entretient des façades.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d’encastrement pour une bande de 1m linéaire, L’acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l’ELU, et à l’ELS.

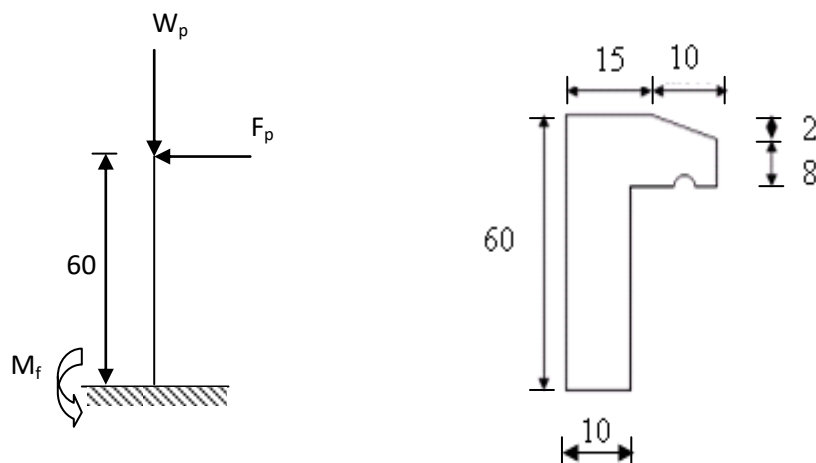


Fig III-2-1 : Dimensions de l’acrotère et schéma statique

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \text{ [Art 6.2.3 RPA99/version 2003]}$$

Telle que :

A : Coefficient d'accélération de la zone ;

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 ;

Elément en console \longrightarrow **C_p** = 0,8

W_p : Poids de l'élément considéré ;

F_p : Force statique équivalente horizontale.

-L'ouvrage est implanté à MOSTAGANEM Zone II - a }
 - Ouvrage courant ou à moyenne importance Groupe 2 } Donc : A = 0.15
 [Tableau 4.1 RPA]

Le poids de l'élément :

$$W_p = 2500 \left[(0,6 \cdot 0,1) + (0,1 \cdot 0,15) - \left(\frac{0,15 \cdot 0,02}{2} \right) \right] = 183,75 daN$$

Donc :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 183,75 = 88,2 daN$$

$$\Rightarrow M = F_p \cdot l = 88,2 \cdot 0,6 = 52,92 daN.m$$

➤ **Etat limite ultime :**

$$M_u = 1,5 \cdot M = 1,5 \cdot 52,92 = 79,38 daN.m$$

$$N_u = 1,35 \cdot W_p = 1,35 \cdot 183,75 = 248,06 daN$$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_s = M = 52,92 daN.m$$

$$N_s = W_p = 183,75 daN$$

III-2-1/Détermination des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm, la section de calcul est (100×10) cm².

➤ **Etat limite ultime :**

Position du point d'application de l'effort normal (N^u) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{79,38}{248,06} = 0,32m$$

$$e_0 = 0,32m > \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05m$$

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouve à l'extérieur de la section.

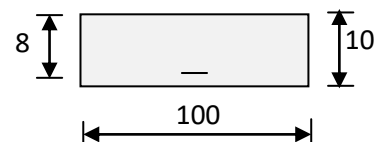


Fig III-2-2: Section de calcul.

⇒ La section est partiellement comprimée.

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_{lu} = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c \right) = 248,06 \cdot \left(0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 86,82 \text{ daN.m}$$

Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{lu}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{868,2}{12,47 \times 100 \times 8^2} = 0,011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,014$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

$$A_1 = \frac{M_{lu}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{868,2}{348 \times 0,995 \times 8} = 0,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée) :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,31 - \frac{2480,6}{100 \cdot 348} = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{1,92}{400} = 0,88 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Conclusion:

$$A_x = \max (A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max (0,24 ; 0,88) = 0,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des Armatures:

$$4\text{T}8/\text{ml} \rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}8 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

Armatures de répartition :

$$A_r' \geq \frac{A_r}{4} = \frac{0,88}{4} = 0,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des Armatures:

$$4T8/ml \rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T8 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ **Etat limite de service :**

Position du point d'application de l'effort normal (Ns) :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{52,92}{183,75} = 0,29m$$

$$e_0 = 0,29m > \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05m$$

⇒ Le point d'application de l'effort normal de compression N_s se trouve à l'extérieur de la section.

⇒ La section est partiellement comprimée.

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$$

C : Centre de pression (point d'application de l'effort normal N^{ser}) ;

c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée ;

y_2 : La distance du point C à l'axe neutre ;

N^{ser} : est un effort normal de compression $\rightarrow y_2 > 0$

C : se trouve à l'extérieur de la section $\rightarrow c$ sera considéré comme négatif.

Détermination des contraintes :

$$p = -3 \cdot c^2 + \frac{90 \cdot A}{b} \cdot (d - c) \quad \dots\dots \text{BAEL91/5.1}$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 0,29 - \frac{0,1}{2} = 0,24m \Rightarrow c = -0,24m$$

$$p = -3 \cdot (-24)^2 + \frac{90 \cdot 2,01}{100} \cdot (8 + 24)$$

$$p = -1670,11$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A}{b} \cdot (d - c)^2 \quad \dots\dots \text{BAEL91}$$

$$q = -2 \cdot (-24)^3 - \frac{90 \cdot 2,01}{100} \cdot (8 + 24)^2$$

$$q = 25795,58$$

y_2 est la solution de l'équation $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 1670,11y_2 + 25795,58 = 0$

D'après le [BAEL91] la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (25795,58)^2 + \frac{4}{27} \cdot (-1670,11)^3 = -24718926,19 < 0$$

$$\Rightarrow \cos \varphi = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} = -\frac{3 \times 25795,58}{2 \times 1670,11} \sqrt{\frac{3}{1670,11}} = -0,982 \Rightarrow \varphi = 169,10^\circ$$

$$a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{1690,11}{3}} = 47,19$$

$$y_{21} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 47,19 \cdot \cos\left(\frac{169,10}{3}\right) = 26,14 \text{ cm}$$

$$y_{22} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = 47,19 \cdot \cos\left(\frac{169,10}{3} + 120^\circ\right) = -47,10 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 47,19 \cdot \cos\left(\frac{169,10}{3} + 240^\circ\right) = 20,96 \text{ cm}$$

$$0 < y_1 = y_{21} + c < 10 \text{ cm} \Rightarrow 0 < y_1 = 26,14 - 24 = 2,14 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

D'où : $y_1 = 2,14 \text{ cm}$

Calcul du moment statique :

$$\left. \begin{aligned} S &= \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \cdot (2,14)^2}{2} - 15 \cdot 2,01 \cdot (8 - 2,14) = 52,30 \text{ cm}^3 \\ k &= \frac{N_s}{1000 \cdot S} = \frac{1837,5}{1000 \times 52,30} = 0,035 \text{ N/mm}^3 \\ \sigma_b &= k \cdot y_1 = 0,035 \cdot 21,4 = 0,75 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,035 \cdot (80 - 21,4) = 30,77 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{BAEL91.E.3}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc ; la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

Avec : $FeE400 \Rightarrow \eta = 1,6$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 1,92}\right) = 193 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 22 = 13,2 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_b &= 0,75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 13,2 \text{ MPa} \\ \sigma_s &= 30,77 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 193 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues}$$

III-2-2/Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 1,5 \cdot F_p = 1,5 \cdot 88,2 = 132,3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1323}{100 \cdot 8 \cdot 100} = 0,017 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,2 \text{ MPa} \dots \text{BAEL91.}$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,2 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

III-3/ Etude du balcon:

Définition :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, ils sont considérés comme console encastree à l'extrémité dans la poutre de rive.

Dans notre projet, le balcon s'agit d'une console sollicitée par :

G : charge permanente (balcon).

P : surcharge d'exploitation.

Q : charge concentrée due au poids du mur.

❖ D'après la descente de charge on a :

$$G = 506 \text{ daN/m}^2$$

$$P = 350 \text{ daN/m}^2$$

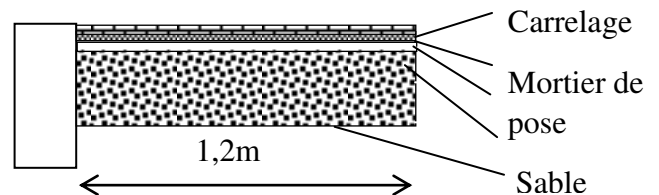


Fig III-3-1 : coupe sur balcon.

Charge concentrée due au poids du mur : $Q = g \times h$, avec :

$$g : \text{masse volumique. } g = 90 + 2 \times 18 = 144 \text{ Kg/m}^3$$

$$e : \text{épaisseur du mur. } e = 10 \text{ cm}$$

$$h : \text{hauteur du mur. } h = 3,24 \text{ cm}$$

$$Q = 144 \times 3,24 = 466,56 \text{ Kg/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$G = 506 \times 1,00 = 506 \text{ daN/ml};$$

$$P = 350 \times 1,00 = 350 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 466,56 \times 1,00 = 466,56 \text{ daN/ml}$$

III-3-1/Détermination des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m

➤ **ELU :**

$$M_u = (1,35 \times G + 1,5 \times P) \times \left(\frac{L^2}{2}\right) + 1,35 \times Q \times L$$

$$M_u = (1,35 \times 506 + 1,5 \times 350) \times \left(\frac{1,2^2}{2}\right) + 1,35 \times 466,56 \times 1,2 = 1625,65 \text{ daN.m}$$

$$T_u = (1,35 \times G + 1,5 \times P) \times L + 1,35 \times Q$$

$$T_u = (1,35 \times 506 + 1,5 \times 350) \times 1,2 + 1,35 \times 466,56 = 2079,57 \text{ daN}$$

➤ **ELS :**

$$M_s = (G + P) \times \left(\frac{L^2}{2}\right) + Q \times L$$

$$M_s = (506 + 350) \times \left(\frac{1,2^2}{2}\right) + 466,56 \times 1,2 = 1176,19 \text{ daN.m}$$

III-3-2/Calcul du ferrailage :

On calcule le balcon à la flexion simple de section rectangulaire (100x16) cm².

Vérification de l'existence de A' :

$$M_u = -1625,65 \text{ daN.m} \quad d = 0,9.h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{16256,5}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,06 \leq \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \alpha = 0,07 ; \beta = 0,97.$$

Calcul des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{16256,5}{348 \times 0,97 \times 13,5} = 3,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Conclusion:

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 3,57 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}12 \Rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L'espacement ; e = 20 cm

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} \rightarrow A_r = \frac{4,52}{4} \rightarrow A_r = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$2\text{T}12 \Rightarrow A_r = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

E.L.S :

$$M_{\text{ser}} = -1194,19 \text{ daN.m}$$

Puisqu'on a une fissuration préjudiciable, on doit calculer A_{ser}

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \quad \eta = 1,6 \text{ pour les HA} \quad f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,6; 201,63) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa.}$$

Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 0,678$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,678 \times 13,5 = 18,306$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$y_1 = 3,65 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 \rightarrow I = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8208,87 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1194,19}{8208,87} = 0,14$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,51 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 20,68 \text{ Mpa}$$

$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \implies$ les armatures calculées à l'état ultime sont maintenues

L'état	M [dan/m]	A _{cal} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ar [cm ²]	Les choix des armatures
E.L.U	1649,95	3,57	1,63	1,13	 A = 4T12 4,52 Ar = 2T12 2,26
E.L.S	1194,19	Vérifier			

Tableau III-2: Ferrailage du Balcon.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_u^{max} = 1,35 \times M_Q + (1,35 \times M_G + 1,5 \times M_P) \times l = 1871,706 \text{ dan.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d \cdot 100} = \frac{2120,07}{100 \times 13,5 \times 100} = 0,015 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

(Il n'est à pas de reprise de bétonnage)

Conclusion :

L'étude des éléments non structuraux ou bien secondaires dans la structure a pour but d'assurer le confort et la sécurité des personnes. Le chapitre suivant fera l'objet d'étude des planchers de notre ouvrage

Chapitre IV

Etude des planchers

IV-1/Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux porteurs travaillant en flexion. Ils sont armés dans leurs zones tendues soit en partie inférieur, en milieu de travée et en partie supérieur, (chapeau) au niveau des appuis de rives ou centraux. Les efforts tranchants sont relativement faibles car bien répartis sur la longueur des appuis, les cadres sont rarement nécessaires.

- Ils doivent supporter leurs poids ainsi que les charges et surcharges d'exploitations.
- La transmission des charges aux éléments porteurs.
- L'isolation thermique et phonique.

IV-2/Type de poutrelle :

Les poutrelles sont de section T de dimensions suivante :

h_t	20 cm	b_0	10 cm
h_0	4 cm	b_1	25 cm
h_1	16 cm	B	60 cm

Tableau IV-1 : Dimensions de la poutrelle.

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple.

Dans notre construction nous avons différents type de poutrelles :

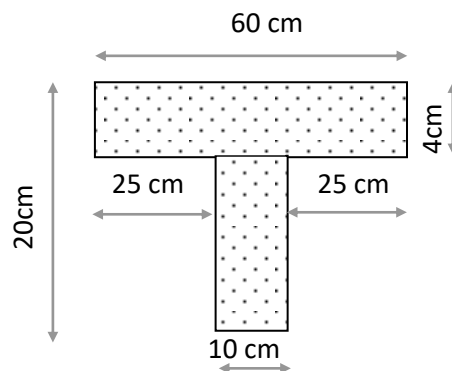


Fig IV-1 : Schéma de la poutrelle.

IV-3 /Ferrailage de la dalle de compression :

D'après les règles B.A.E.L.91 : L'épaisseur minimale de la dalle de compression $h_{0min} = 4cm$

-La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures A_{\perp}

✓ 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures $A_{//}$

-Les sections de ces armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Si : } L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si : } 50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

-Les armatures parallèles aux nervures, doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

L_n : La distance entre axes des nervures et

f_e : la limite d'élasticité du treillis soudé en (MPa) $\phi_6 \Rightarrow f_e = 520\text{MPa}$

-Pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp})

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_n}{f} = \frac{4 \times 60}{520} = 0,46\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Choix:

$$5 \phi 6 / \text{ml} \longrightarrow A = 1,41\text{cm}^2 / \text{ml}$$

-Pour les armatures parallèles aux nervures $A_{//}$

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,70\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Choix:

$$5 \phi 6 / \text{ml} \longrightarrow A = 1,41\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On utilise un treillis soudés $\phi 6$ de mailles (200×200) mm²

IV-4/Etude des poutrelles :

❖ Dans mon projet on a 5 types de travées :

- Type 1 : on a 2 travées
- Type 2 : on a 3 travées
- Type 3: on a 5 travées
- Type 4: on a 8 travées
- Type 5: on a 9 travées

IV-4-1/Les chargements à l'ELU et l'ELS :

1/Plancher terrasse :

$$G=608 \text{ daN/ m}^2 \quad ; \quad Q=100 \text{ daN/ m}^2$$

$$\text{ELU : } q_{u1} = 970,8 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS: } q_{s1} = 708 \text{ daN/m}^2$$

2/Plancher étage courant (habitation):

$$G=486 \text{ daN/ m}^2 \quad ; \quad Q=150 \text{ daN/ m}^2$$

$$\text{ELU : } q_{u2} = 881,1 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS: } q_{s2} = 636 \text{ daN/m}^2$$

3/Plancher RDC:

$$G=581 \text{ daN/ m}^2 \quad ; \quad Q=250 \text{ daN/ m}^2$$

$$\text{ELU : } q_{u3} = 1159,35 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS: } q_{s3} = 831 \text{ daN/m}^2$$

1) La surcharge d'exploitation $Q = 100 \text{ daN/m}^2 \leq \min(2 \times 486; 500) \text{ daN/m}^2 = 500 \text{ daN/m}^2$
CV ;

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;

3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,45}{3,45} = 1 \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,45}{3,45} = 1 \leq 1,25$$

→CV

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)

Conclusion : la méthode forfaitaire est applicable.

Application de la méthode forfaitaire :

On prend le type 3 comme exemple de calcul.

$$G=486 \text{ daN/ m}^2 \quad ; \quad Q=150 \text{ daN/ m}^2$$

$$\text{ELU : } q_{u2} = q_{u2} \times 0,6 = 528,66 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS: } q_{s2} = q_{s2} \times 0,6 = 381,6 \text{ daN/m}^2$$

Moments fléchissant en travées :

$$\alpha = \frac{P}{G + P} = \frac{150}{486 + 150} = 0,235$$

$$0 \leq \alpha = 0,13 \leq \frac{2}{3}$$

Travées de rive (A-B et E-F):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0,5 + 0,2}{2} M_0 \geq [\max((1 + 0,3 \times 0,235), 1,05)] M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,235}{2} \right) M_0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + 0,35 M_0 \geq 1,07 M_0 \\ M_t \geq 0,63 M_0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,72 M_0 \\ M_t \geq 0,63 M_0 \end{array} \right.$$

On prend : $M_t = 0,72 M_0$

ELU : $M_{0u} = q_u \frac{l^2}{8} = 528,66 \frac{3,45^2}{8} = 786,55 \text{ daN.m}$

$M_{tu} = 0,72 \cdot M_{0u} = 0,72 \cdot 786,55 = 566,31 \text{ daN.m}$

ELS : $M_{0s} = q_s \frac{l^2}{8} = 381,6 \frac{3,45^2}{8} = 567,75 \text{ daN.m}$

$M_{ts} = 0,72 \cdot M_{0s} = 0,72 \cdot 567,75 = 408,78 \text{ daN.m}$

Appuis de rive (A)

ELU : $M_{0u} = q_u \frac{l^2}{8} = 528,66 \frac{3,45^2}{8} = 786,55 \text{ daN.m}$

$M_{au} = 0,2 \cdot M_{0u} = 0,2 \cdot 786,55 = 157,31 \text{ daN.m}$

ELS : $M_{0s} = q_s \frac{l^2}{8} = 381,6 \frac{3,45^2}{8} = 567,75 \text{ daN.m}$

$M_{as} = 0,2 \cdot M_{0s} = 0,2 \cdot 567,75 = 113,55 \text{ daN.m}$

Appuis intermédiaire (B)

ELU : $M_{0u} = q_u \frac{l^2}{8} = 528,66 \frac{3,45^2}{8} = 786,55 \text{ daN.m}$

$M_{au} = 0,5 \cdot M_{0u} = 0,5 \cdot 786,55 = 393,27 \text{ daN.m}$

ELS : $M_{0s} = q_s \frac{l^2}{8} = 381,6 \frac{3,45^2}{8} = 567,75 \text{ daN.m}$

$M_{as} = 0,5 \cdot M_{0s} = 0,5 \cdot 567,75 = 283,87 \text{ daN.m}$

Travées de rive (E-F)

ELU : $M_{0u} = q_u \frac{l^2}{8} = 528,66 \frac{4,30^2}{8} = 1221,86 \text{ daN.m}$

$M_{tu} = 0,72 \cdot M_{0u} = 0,72 \cdot 1221,86 = 879,73 \text{ daN.m}$

ELS : $M_{0s} = q_s \frac{l^2}{8} = 381,6 \frac{4,30^2}{8} = 881,97 \text{ daN.m}$

$M_{ts} = 0,72 \cdot M_{0s} = 0,72 \cdot 881,97 = 635,02 \text{ daN.m}$

Appuis de rive (F)

$$\text{ELU : } M_{0u} = q_u \frac{l^2}{8} = 528,66 \frac{4,30^2}{8} = 1221,86 \text{ daN.m}$$

$$M_{au} = 0,2. M_{0u} = 0,2.1221,86 = 244,37 \text{ daN.m}$$

$$\text{ELS: } M_{0s} = q_s \frac{l^2}{8} = 381,6 \frac{4,30^2}{8} = 881,97 \text{ daN.m}$$

$$M_{as} = 0,2. M_{0s} = 0,2.881,97 = 176,39 \text{ daN.m}$$

Appuis intermédiaire (E)

$$\text{ELU : } M_{0u} = q_u \frac{l^2}{8} = 528,66 \frac{4,30^2}{8} = 1221,86 \text{ daN.m}$$

$$M_{au} = 0,5. M_{0u} = 0,5.1221,86 = 610,93 \text{ daN.m}$$

$$\text{ELS: } M_{0s} = q_s \frac{l^2}{8} = 381,6 \frac{4,30^2}{8} = 881,97 \text{ daN.m}$$

$$M_{as} = 0,5. M_{0s} = 0,5.881,97 = 440,98 \text{ daN.m}$$

Travées intermédiaires (B-C et D-E) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0,5 + 0,4}{2} M_0 \geq 1,07 M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,235}{2} \right) M_0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + 0,45 M_0 \geq 1,07 M_0 \\ M_t \geq 0,53 M_0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,62 M_0 \\ M_t \geq 0,53 M_0 \end{array} \right.$$

On prend : $M_t = 0,62 M_0$

$$\text{ELU : } M_{0u} = q_u \frac{l^2}{8} = 528,66 \frac{3,45^2}{8} = 786,55 \text{ daN.m}$$

$$M_{tu} = 0,62. M_{0u} = 0,62.786,55 = 487,66 \text{ daN.m}$$

$$\text{ELS: } M_{0s} = q_s \frac{l^2}{8} = 381,6 \frac{3,45^2}{8} = 567,75 \text{ daN.m}$$

$$M_{ts} = 0,72. M_{0s} = 0,62.567,75 = 352,01 \text{ daN.m}$$

Appuis intermédiaire (C)

$$\text{ELU : } M_{0u} = q_u \frac{l^2}{8} = 528,66 \frac{3,45^2}{8} = 786,55 \text{ daN.m}$$

$$M_{au} = 0,4. M_{0u} = 0,4.786,55 = 314,62 \text{ daN.m}$$

$$\text{ELS: } M_{0s} = q_s \frac{l^2}{8} = 381,6 \frac{3,45^2}{8} = 567,75 \text{ daN.m}$$

$$M_{as} = 0,4. M_{0s} = 0,4.567,75 = 227,1 \text{ daN.m}$$

Appuis intermédiaire (D)= Appuis intermédiaire (C)

Travée intermédiaire (C-D)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0,4 + 0,4}{2} M_0 \geq 1,07 M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3 \times 0,235}{2} \right) M_0 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + 0,4 M_0 \geq 1,07 M_0 \\ M_t \geq 0,53 M_0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,67 M_0 \\ M_t \geq 0,53 M_0 \end{array} \right.$$

On prend : $M_t = 0,67 M_0$

ELU : $M_{0u} = q_u \frac{l^2}{8} = 528,66 \frac{3,45^2}{8} = 786,55 \text{ daN.m}$

$M_{tu} = 0,67 \cdot M_{0u} = 0,67 \cdot 786,55 = 526,98 \text{ daN.m}$

ELS : $M_{0s} = q_s \frac{l^2}{8} = 381,6 \frac{3,45^2}{8} = 567,75 \text{ daN.m}$

$M_{ts} = 0,67 \cdot M_{0s} = 0,67 \cdot 567,75 = 380,39 \text{ daN.m}$

Calcul de l'effort tranchant (T)

$$T = q \frac{l}{2} \pm \frac{M_g \pm M_d}{L}$$

Travées de rive (A-B et E-F)

$$T_1 = q_u \frac{l}{2} + \frac{0,2 - 0,5}{L} M_0$$

$$T_1 = 528,66 \frac{3,45}{2} - \frac{0,3}{3,45} 528,66 \frac{3,45^2}{8} = 843,54 \text{ daN}$$

$$T_2 = 528,66 \frac{3,45}{2} + \frac{0,3}{3,45} 528,66 \frac{3,45^2}{8} = 980,33 \text{ daN}$$

$$T'_1 = 528,66 \frac{4,30}{2} - \frac{0,3}{4,30} 528,66 \frac{4,30^2}{8} = 1051,37 \text{ daN}$$

$$T'_2 = 528,66 \frac{4,30}{2} + \frac{0,3}{4,30} 528,66 \frac{4,30^2}{8} = 1221,86 \text{ daN}$$

Travées intermédiaires (B-C et D-E)

$$T_2 = 528,66 \frac{3,45}{2} - \frac{0,5 - 0,4}{3,45} 528,66 \frac{3,45^2}{8} = 889,14 \text{ daN}$$

$$T_3 = 528,66 \frac{3,45}{2} + \frac{0,5 - 0,4}{3,45} 528,66 \frac{3,45^2}{8} = 934,73 \text{ daN}$$

Types	Moment en travée [daN .m]		Moment en appui [daN .m]		Effort tranchant T [daN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	
1	526,98	380,39	-471,93	-340,65	1003,13
2	566,31	408,78	-448,33	-323,61	980,33
3	879,73	635,02	-610,93	-440,98	1221,86
4	669,08	482,96	-464,64	-335,39	934,74
5	879,73	635,02	-610,93	-440,98	1221,86

Tableau IV-2: Récapitulatif des moments fléchissant et les efforts tranchants maximaux.

IV-4-2/Détermination des armatures :

a. En travée :

➤ Etat limite ultime (ELU):

$$M_t^u = 878,73 daN.m$$

Vérifications de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_t = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$d = 0,9h = 18cm$$

$$\sigma_b = 0,85 \times 25/1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,2MPa$$

$$M_t = 14,2 \times 60 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 N.m$$

$$M_t^u = 8797,3 N.m < M_t = 54528 N.m$$

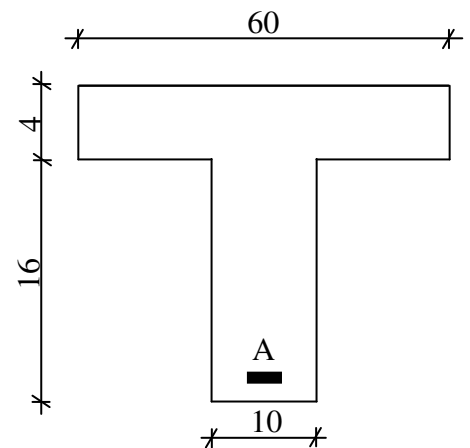


Fig IV-2: Section de calcul.

La zone comprimées se trouve dans la table de compression.

Danc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension (b*h) = (60x20) [cm²].

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b b d^2} = \frac{8797,3}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_l = 0,392 (Acier Fe E400) \Rightarrow A'n'existepas et$$

$$1000\varepsilon_1 > 1000\varepsilon_2 \Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

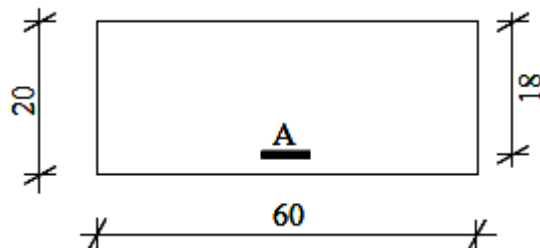


Fig IV-3: Section de calcul en travée.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,041; \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,983$$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \beta d} = \frac{8797,3}{348 \times 0,983 \times 18} = 1,43 cm^2$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Donc; $A_t = \max(A_{min}; A) = 1,43 \text{ cm}^2$

Choix: 3T12 \longrightarrow $A=3,39 \text{ cm}^2$

➤ **Etat limite de service (ELS):**

$$M_t^s = 635,02 \text{ daN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{-flexion simple} \\ \text{-section rectangulaire} \\ \text{-Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha = \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \overset{\text{et}}{\Rightarrow} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa .}$$

Avec $\gamma = \frac{M_u^t}{M_t^{ser}} = 1,38$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 > \alpha = 0,041$$

Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 3,39 \cdot (18 - 4) = -231,9 < 0$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la nervure ⇒ la section de calcul est une section en T

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 10) \cdot 4 + 15 \cdot 3,39}{10} = 25,08 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30 \cdot A \cdot d}{b_0} = \frac{(60 - 10) \cdot 4^2 + 30 \cdot 3,39 \cdot 18}{10} = 263,06 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -25,08 + \sqrt{25,08^2 + 263,06} = 4,78 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = \frac{60 \cdot 4,78^3 - (60 - 10)(4,78 - 4)^3}{3} + 15 \cdot 3,39 \cdot (18 - 4,78)^2$$

$$I = 11076,59 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{6350,2}{11076,59} = 0,573$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,573 \cdot 4,78 = 2,74 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

Choix: 3T12 \longrightarrow $A = 3,39\text{cm}^2$

b. En appuis :

➤ **Etat limite ultime (ELU):**

$$M_a^u = -610,93\text{daN.m}$$

Comme la table se trouve dans la zone tendue, elle n'intervient pas dans le calcul et, par conséquent, la section en T doit être considérée comme une section rectangulaire de largeur 10cm et hauteur 20cm.

Vérification de l'existence de l'armature comprimée :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b b_0 d^2} = \frac{6109,3}{14,2 \times 10 \times 18^2} = 0,132$$

$$\mu = 132 < \mu_l = 0,392 (\text{Acier de Fe E400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,178 \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,928$$

$$A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \beta d} = \frac{6109,3}{348 \times 0,928 \times 18} = 1,05\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,22\text{cm}^2$$

Donc; $A_a = \max(A_{min}; A) = 1,05\text{cm}^2$

Choix: 1T12 \longrightarrow $A = 1,13\text{cm}^2$
 1T12 \longrightarrow $A_t = 1,13\text{cm}^2$ chap.

➤ **Etat limite de service (ELS):**

$$M_a^s = -440,78\text{daN.m}$$

-flexion simple

-section rectangulaire

-Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{-flexion simple} \\ \text{-section rectangulaire} \\ \text{-Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha = \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ et } \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa .}$$

Avec $\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = 1,38$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 > \alpha = 0,178$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

} \Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues

Choix:

$$1\text{T12} \longrightarrow A = 1,13\text{cm}^2$$

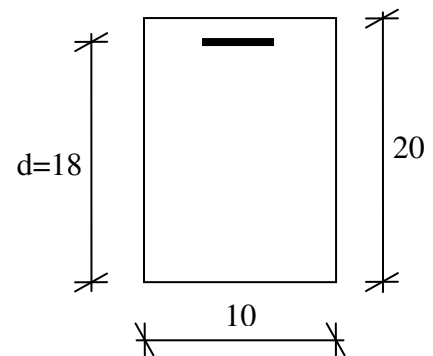


Fig IV-4: Section de calcul en appui.

Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{max} = 1221,86 \text{ daN.}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \dots\dots\dots [\text{CPA93/A.5.1.3.1.3}].$$

Avec : $a = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$

$$T_u = 12218,6 \text{ N} \leq 0,267 \cdot 16,2 \cdot 10 \cdot 25 \cdot 10^2 = 108135 \text{ N}$$

il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures:

On doit vérifier que $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(12218,6 - \frac{6109,3}{0,9 \cdot 18} \right) \cdot 10^{-2} = 0,34 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C V.}$$

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{12218,6}{10 \cdot 18 \cdot 100} = 0,678 \text{ MPa}$

Fissuration peut nuisible $\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,678 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{10}{10} ; 1,2 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

L'espaceur des armatures transversales

Soit δ_t : l'espaceur entre les armatures transversales.

Avec :

(1)

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28} K)}{0,9 f_e} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} & [\text{CBA93/A.5.1.2.3}] \\ \delta_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \\ \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \leq 0,4 \text{Mpa} & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \\ \delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \times 0,4} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \delta_{t1} \leq \frac{0,57 \times 0,9 \times 235}{10 \times 1,15 (0,678 - 0,3 \times 2,1)} \\ \delta_{t2} \leq \min(16,2 ; 40)\text{cm} \\ \delta_{t3} \leq \frac{0,57 \times 235}{10 \times 0,4} \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \delta_t \leq 21,83\text{cm} \\ \delta_t \leq 16,2\text{cm} \\ \delta_t \leq 33,48\text{cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \delta_t \leq \min(21,83; 16,2 ; 33,48)\text{cm} \Rightarrow \delta_t \leq 16,2\text{cm}$$

On prend $\delta_t = 15\text{cm}$

Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \text{b) } \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t^{ser}}{M_a^{ser}} \\ \text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{a) } \frac{h}{L} = \frac{20}{345} = 0,058 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{C.N.V} \\ \text{b) } \frac{h}{L} = \frac{20}{345} = 0,058 < \frac{1}{10} \cdot \frac{635,02}{440,78} = 0,14 \rightarrow \text{C.N.V} \\ \text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{10 \times 18} = 0,018 > \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{C.N.V} \end{cases}$$

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

G : Charge permanente après mise en place des cloisons.

P : Charge Totale ($P = G +$ charge d'exploitation).

J : Charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$\text{On a : } \begin{cases} G = 486 \text{ Kg/m}^2 \\ P = 486 + 150 = 636 \text{ Kg/m}^2 \\ J = 411 \text{ Kg/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Pour } b = 0,60 \text{ m} \begin{cases} G = 4860 \times 0,60 = 2916 \text{ N/ml} \\ P = 6360 \times 0,60 = 3816 \text{ N/ml} \\ J = 4110 \times 0,60 = 2466 \text{ N/ml} \end{cases}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0,70 \cdot \frac{G \cdot L^2}{8} = 0,70 \cdot \frac{2916 \times (3,45)^2}{8} = 3036,92 \text{ N.m.} \\ M_P = 0,70 \cdot \frac{P \cdot L^2}{8} = 0,70 \cdot \frac{3816 \times (3,45)^2}{8} = 3974,24 \text{ N.m.} \\ M_J = 0,70 \cdot \frac{J \cdot L^2}{8} = 0,70 \cdot \frac{2466 \times (3,45)^2}{8} = 2568,26 \text{ N.m} \end{cases}$$

Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot 5 = 10818,87 \text{ MPa}$$

Détermination du centre de gravité :

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

$$y_G = \frac{(60 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \cdot 10 \cdot (20 - 4)/2] + 15 \cdot 3,39 \cdot 2}{(60 \cdot 4) + (20 - 4) \cdot 10 + 15 \cdot 3,39}$$

$$y_G = 12,64 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

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

$$I_g = \frac{60 \cdot (12,64)^3}{3} - \frac{(60 - 10) \cdot (12,64 - 4)^3}{3} + \frac{10 \cdot (20 - 12,64)^3}{3} + 15 \cdot 3,39 \cdot (18 - 12,64)^2$$

$$I_g = 32435,43 \text{ cm}^4$$

Pourcentages des armatures :

$$\rho_1 = 100 \rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3,39}{10 \times 18} = 1,88$$

$$\beta_1 = 0,811$$

Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sg} = \frac{M_G}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{3036,92}{3,39 \times 0,811 \times 18} = 61,37 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_P}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{3974,24}{3,39 \times 0,811 \times 18} = 80,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_J}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{2568,26}{3,39 \times 0,811 \times 18} = 51,89 \text{ MPa.}$$

Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :

$$\mu_G = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 61,37 + 2,1} \right] = 0,37$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 80,31 + 2,1} \right] = 0,47$$

$$\mu_J = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 51,89 + 2,1} \right] = 0,30$$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{10}{60}\right) \cdot 0,015} = 2,8$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \cdot 2,8 = 1,12$$

$$I_{f_i}^G = \frac{1,1 \cdot I_g}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \cdot 32435,43}{(1 + 2,8 \times 0,37)} = 17524,05 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v}^G = \frac{1,1 \cdot I_g}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_G)} = \frac{1,1 \cdot 32435,43}{(1 + 1,12 \times 0,37)} = 25225,51 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^P = \frac{1,1 \cdot I_g}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_P)} = \frac{1,1 \cdot 32435,43}{(1 + 2,8 \times 0,47)} = 15405,42 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^J = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_J)} = \frac{1,1 \cdot 32435,43}{(1 + 2,8 \times 0,3)} = 19390,74 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche (total et admissible) :

$$f_{G_i} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^G} = \frac{3036,92 \times (345)^2}{10 \times 32164,2 \times 17524,05} = 0,06 \text{ cm}$$

$$f_{G_v} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}^G} = \frac{3036,92 \times (345)^2}{10 \times 10818,87 \times 25225,51} = 0,13 \text{ cm}$$

$$f_{P_i} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^P} = \frac{3974,24 \times (345)^2}{10 \times 32164,2 \times 15405,42} = 0,10 \text{ cm}$$

$$f_{J_i} = \frac{M_J \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^J} = \frac{2568,26 \times (345)^2}{10 \times 32164,2 \times 19390,74} = 0,05 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta f_t = (f_{G_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{G_i}) = (0,13 - 0,05) + (0,10 - 0,06)$$

$$\Delta f_t = 0,12 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

Pour $L = 3,45\text{m} < 5,00\text{m}$

$$\Rightarrow \Delta f_{t,\text{max}} = \frac{L}{500} = \frac{345}{500} = 0,69 \text{ cm}$$

Donc : $\Delta f_t = 0,12\text{cm} < \Delta f_{\text{max}} = 0,68 \text{ cm} \longrightarrow \text{CV}$

		M [daN.m]	A _t [cm ²]	Choix des armatures	At
En Travée	ELU	879,73	1,43	3T12 A= 3,39 [cm ²]	2∅₆ At = 0,57 cm²
	ELS	635,02	Vérifie		
En appuis	ELU	610,93	1,05	1T12chap + 1T12 fil	
	ELS	440,98	Vérifie	A = 1,13 [cm ²]	

Tableau IV-3 : Ferrailage de la poutrelle

IV-5 / Dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée l_y , petite portée l_x , épaisseur h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyées sur le contour).

Le calcul se fait comme celui d'une console.

Les charges de RDC :

Le calcul se fait par une bande de 1 ml.

- $G = 581 \text{ daN/ml}$
- $Q = 250 \text{ daN/ml ml}$

Les combinaisons d'action:

ELU : $q_U = 1,35G + 1,5Q = 1159,35 \text{ daN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 831 \text{ daN/ml}$

Type 1

Dalle portant dans 4 Sens :

$$0,4 < \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow 0,4 < \frac{3,45}{4,95} \leq 1 \rightarrow 0,4 < 0,70 \leq 1 \dots\dots C.V$$

$$G' = 581-15 \cdot 25 = 206 \text{ daN/m}^2$$

Les moments dus aux charges réparties :

➤ **E.L.U :**

Calcul des moments isostatiques :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 ; \text{ D'après le tableau BAEL page 243, annexe E3 : } \mu_x = 0,0684$$

- **Suivant le sens Lx :**

$$M_x = 0,0684 \times 1159,35 \times 3,45^2 = 943,86 \text{ daN.m}$$

- **Suivant le sens Ly :**

$$M_y = \mu_y \times M_x ; \text{ D'après le tableau BAEL page 243, annexe E3 : } \mu_y = 0,4320$$

$$M_y = 0,4320 \times 943,86 = 407,75 \text{ daN.m}$$

➤ **E.L.S :**

Calcul des moments isostatiques :

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

- **Suivant le sens Lx :**

$$M_x = 0,0684 \times 831 \times 3,45^2 = 676,54 \text{ daN.m}$$

- **Suivant le sens Ly :**

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_y = 0,4320 \times 676,54 = 292,26 \text{ daN.m}$$

Le moment total appliqué sur la dalle :

➤ **E.L.U:**

On a: $M_x = 943,86 \text{ daN.m}$; $M_y = 407,75 \text{ daN.m}$

• **Les moments sur travées :**

$$M_{t-x} = 0,85 \times M_x \Rightarrow M_{t-x} = 802,28 \text{ daN.m}$$

$$M_{t-y} = 0,75 \times M_y \Rightarrow M_{t-y} = 305,81 \text{ daN.m}$$

• **Les moments sur appuis :**

$$M_{a-D} = 0,5 M_x \Rightarrow M_{a-D} = 471,93 \text{ daN.m}$$

$$M_{a-G} = 0,3 M_x \Rightarrow M_{a-G} = 283,15 \text{ daN.m}$$

$$M_N = M_S = 0,5 M_y = 203,87 \text{ daN.m}$$

Calcul des Ferrailages de la dalle pleine :**Données :**

- Largeur de la poutre $b = 100 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h = 15 \text{ cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Fissuration peu préjudiciable

➤ **Calcul du ferrailage dans le sens X-X :**

$$M_{\text{travée}} = 802,28 \text{ daN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = 471,93 \text{ daN.m}$$

a. Travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{802,8}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,031 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$Z = d(1-0,4\alpha) = 13,5(1-0,4*0,031) = 13,33$$

$$A_x = \frac{M_u}{z.\sigma_{st}} = \frac{8022,8}{13,33*348} = 1,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix: 2T12 → A=2,26 cm²

b. Appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{4719,3}{100*13,5^2*14,2} = 0,018 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$Z = d(1-0,4\alpha) = 13,5(1-0,4*0,018) = 13,40$$

$$A_{G-D} = \frac{M_u}{z.\sigma_{st}} = \frac{4719,3}{13,40*348} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix: 2T12 → A=2,26 cm²

➤ Calcul du ferrailage dans le sens Y-Y :

$$M_{travée} = 305,81 \text{ daN.m}$$

$$M_{appuis} = 283,15 \text{ daN.m}$$

c. Travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = \frac{3058,1}{100*13,5^2*14,2} = 0,012 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$Z = d(1-0,4\alpha) = 13,5(1-0,4*0,012) = 13,43$$

$$A_y = \frac{M_u}{z.\sigma_{st}} = \frac{3058,1}{13,43*348} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix: 2T12 → A=2,26 cm²

d. Appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{2831,5}{100*13,5^2*14,2} = 0,011 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$Z = d(1-0,4\alpha) = 13,5(1-0,4*0,011) = 13,44$$

$$A_{N-S} = \frac{M_u}{z.\sigma_{st}} = \frac{2831,5}{13,44*348} = 0,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix: 2T12 → A=2,26 cm²

Sens combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y	
	M _t (daN.m)	M _a (daN.m)	M _t (daN.m)	M _a (daN.m)
E.L.U	802,28	471,93	305,81	283,15
A calculée (cm ²)	1,73	1,01	0,65	0,61
A _{min}	1,38			
Choix des armatures	A=2T12 (A=2,26 cm ² /ml)	A=2T12 (A=2,26 cm ² /ml)	A=2T12 (A=2,26 cm ² /ml)	A=2T12 (A=2,26 cm ² /ml)
	e = 15 cm			

Tableau IV-4: Ferrailage de dalle pleine.

- **Vérification :**

$$(\text{Acier FeE400}) \rightarrow A_{\min(y)} = 8 * e_d = 8 * 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min(x)} = A_{\min(y)} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3-0,70}{2} \right) = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_x = 1,73 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min(x)} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots (\text{CV})$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$V_{\text{umax}} = \frac{qu * Lx * Ly}{(2 * Ly) + Lx} = \frac{1159,35 * 3,45 * 4,95}{(2 * 4,95) + 3,45} = 1483,05 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{umax}}}{(100(e_d - c))} = \frac{14830,5}{(100(0,15 - 2))} = 0,114 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 * f_{c28}}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,114 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \dots (\text{CV})$$

CHAPITRE V

Etude sismique

V-1/Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

V-2/Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V-3/Méthode de calcul :

Selon le [RPA99 (version2003)], le calcul des forces sismiques peut être manieur suivant trois méthodes :

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

1- Méthode statique équivalente:

a- Principe de la méthode [RPA99 (version2003)]:

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Le [RPA99 (version2003)] permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{V \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

b- Condition d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait à la condition de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone I et IIa et à 30 m en zone IIb et zone III.
- le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en (a).

2- Méthode dynamique :**a- Principe de la méthode [RPA99 (version2003)]:**

C'est une analyse dynamique de sismique représente la structure sous des force sismique représentées par un spectre de réponse, par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par forces, ces effets seront par le suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b- Condition d'application :

Selon le « RPA99/version 2003 », la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans les cas ou, la méthode statique équivalente n'est pas permise .donc, la méthode choisie est la « méthode d'analyse modale spectrale ».

V-4/Présentation du logiciel :

Le logiciel « Etabs » est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par éléments, il offre :

- Il calcule automatiquement le centre de gravité et centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids totale de la structure.
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableau et graphique bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moment fléchissant M, efforts tranchant T, efforts normal N , constraints).
- Analyse statique et dynamique.

V-5/Etapes de modélisation :

Pours modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- a- Choix du plan du travail.
- b- Choix de l'unité du travail ; [kn] et [m].
- c- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du ETABS (voire la figure V .1).
- d- Les poutres et les poteaux son modélisés par des éléments barres et les voiles et dalle pleine par panneau.
- e- Introduire les propriétés des matériaux utilisé ; les propriétés du béton.
- f- Introduire la propriété de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé.
- g- Introduire les conditions aux limites.

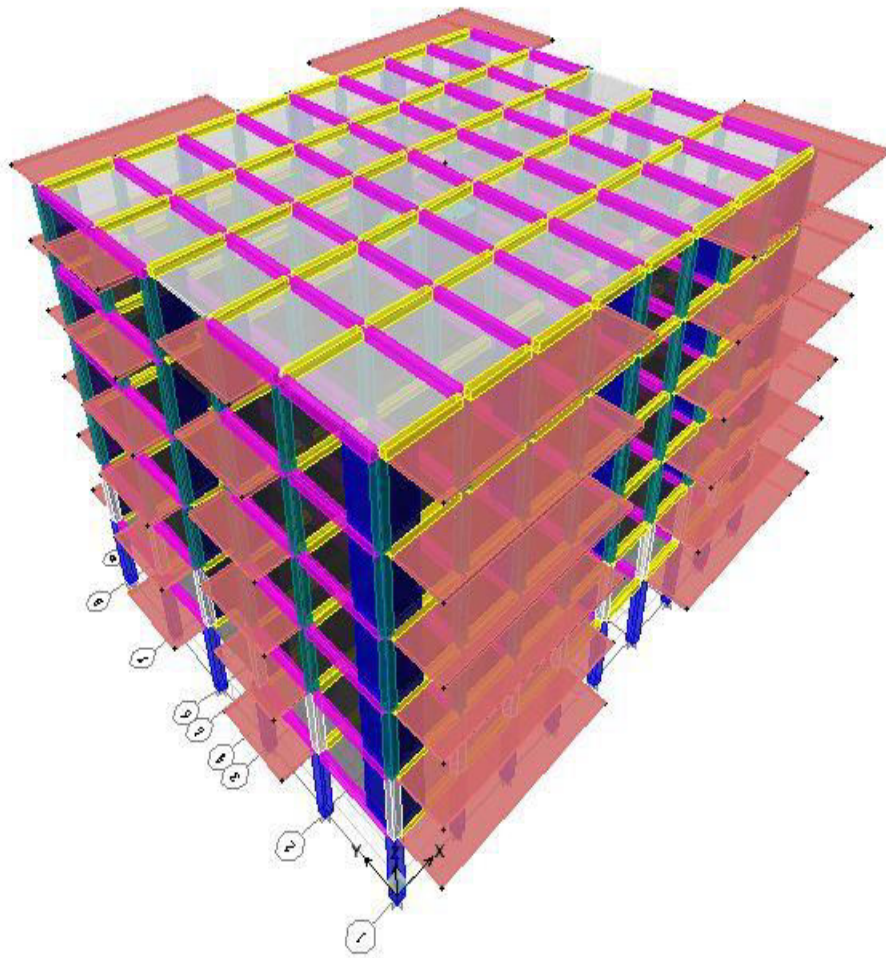


Fig V-1 : interface de l'etabs

V -6/ Forces sismiques E :

Contient les masses centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X.Y.Z)

a- détermination des combinaisons de charge :

- 1- $1.35G + 1.5Q$
- 2- $G + Q$
- 3- $0.8G + E$
- 4- $0.8G - E$
- 5- $G + Q + E$
- 6- $G + Q - E$

b- Détermination des charges :

- 1- Le poids propre de la structure est calculé par logiciel.
- 2- Distribution des charges des planchers aux poutres.
- 3- Pour les dalles pleines et plancher a corps creux : la charge est calculée
- 4- Automatiquement par le logiciel.

c- Vérification la résultante des forces sismique :

$$V_{(dynamique)} > 80 \% V_{(statique)} \dots\dots\dots [RPA99/4.3.6]$$

d- Calcul de la force sismique totale « V » :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{V \times D \times Q}{R} \times W$$

e- Coefficient d'accélération de zone « A » :

Il est donné par le tableau (4.1) [RPA99/4.2.3] suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- **Zone IIa**
- **Groupe 2** (ouvrage courants ou d'importance moyenne), on adopte : **A = 0,15**

f- Coefficient de comportement global de la structure «R » :

Notre structure à un système de contreventement mixte portique voile avec interaction correspondant d'après le tableau .3 du RPA99 à un coefficient de comportement.

R= 4

g- Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère « q »	P _q	
	q _x	q _y
1- Condition minimales sur les files de contreventement	0	0
2- redondance en plan	0	0
3- régularité en plan	0,05	0,05
4- régularité en élévation	0,05	0,05
5- contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6- contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
	0,25	0,25

Tableaux V-1 : Valeurs des pénalités P_q

$$Q_x = 1 + 0,25 = 1,25$$

$$Q_y = 1 + 0,25 = 1,25$$

h- pourcentage d'amortissement critique « ξ » :

Voiles en béton armé ξ = 7% = 0,07

i- facteur de correction d'amortissements « η » :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,88$$

j- Période fondamentale de la structure « T » :

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de la formule suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier étage

$$h_N = 40,12 \text{ m}$$

- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$$C_T = 0,05$$

$$T = 0,05 \times (24,14)^{3/4} = 0,544 \text{ s}$$

$$T_x = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L_x}} = 0,09 \times \frac{24,14}{\sqrt{34}} = 0,37 \text{ s}$$

$$T_y = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L_y}} = 0,09 \times \frac{24,14}{\sqrt{23,45}} = 0,45 \text{ s}$$

$$T = \min(0,544, 0,37, 0,45) \quad T = 0,37 \text{ s}$$

k- Facteur d'amplification dynamique « D » :

Il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et de période fondamentale de la structure (T).

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

- T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site, donné par **tableau 4.7 du RPA99 (version 2003) .site meuble (s2)** donc : $T_2 = 0,5 \text{ s}$

$$T_2 < T < 3,0 \text{ s} \quad D = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{0,37}\right)^{2/3} = 2,08$$

Mode	Période(s)
1	0,45
2	0,39
3	0,36
4	0,33
5	0,27
6	0,26
7	0,23
8	0,13
9	0,10
10	0,07
11	0,06
12	0,05

Tableau V-2 : période et facteur de participation massique.

V-7/Interprétation des résultats obtenus :

1- Nombre de modes à considérer : [RPA99 version 2003/4.3.4]

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 direction orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 direction d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effective supérieur à 90 % au moins de la masse totale de la structures (le nombre minimum de modes à retenir est de 3 dans chaque direction considérée :

$$K \geq 3$$

$$K \geq 3 \text{ modes}$$

2- D'après le RPA (version 2003) le poids totale de la structure est égale à :

$$W = \sum_1^N W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Le coefficient β est donné par le **tableau 4.5 du RPA 99 (version 2003)**

- Bâtiment d'habitation, bureau ou assimilés
- W_{Gi} W_{Gi} : poids des charges permanentes
- W_{Qi} : charge d'exploitation

Remarque :

Le poids total de la structure est donné par le logiciel d'Etabs

$$W = 1714,747 \text{ [kn]}$$

3- La force sismique sera donc :

$$V_x = V_y = \frac{0,15 \times 1,25 \times 2,08}{4} \times 1747,747 = 170,405 \text{ [kn]}$$

$$V_x = V_y = 170,405 \text{ [kn]}$$

4- Vérification des forces sismique : [RPA99version 2003/4.3.6]

Après l'interprétation des résultats du logiciel **Etabs**, la résultante des forces sismiques à la base est égale :

$$V_{xd} = 366,73 \text{ [kn]} > 80 \% V_{xs} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

$$V_{yd} = 325,44 \text{ [kn]} > 80 \% V_{ys} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

5- Vérification de la période : [RPA99 (version 2003) /4.2.4.4]

$$T_{dy} \leq 1,3 \times T_S \quad ,$$

$$T_{dy} = 0,45 \leq 1,3 \times 0,37 = 0,48 \text{ c.v}$$

6- Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA99 (version 2003) [Art.4.4.3] le déplacement horizontale de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

- δ_K : Déplacement horizontal au niveau K.
- δ_{ek} : Déplacement horizontal d aux forces sismique obtenu par Etabs.
- R : coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta_k = \delta_K - \delta_{(k-1)}$$

- Vérification :

$$D_{rad} = 1\% h_c = \frac{306}{100} = 3,06 \text{ cm}$$

$$\Delta_{kX} = 0,4 \text{ cm} < D_{rad} = 3,06 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

$$\Delta_{ky} = 0,8 \text{ cm} < D_{rad} = 3,06 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Etage	Ux	Uy
Etage1 (RDC)	0,0202	0,0239
Etage2	0,0169	0,0207
Etage3	0,0134	0,0169
Etage4	0,0098	0,0126
Etage5	0,0065	0,0081
Etage6	0,0039	0,0041

h _k	Δ _{ek}		Δ _k		Vérification
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y	
340	3,9	2,8	0,8	0,8	< D _{rad} =3,40cm
340	2,8	2,3	0,8	0,4	< D _{rad} =3,40cm
340	2	1,6	0,8	0,8	< D _{rad} =3,40cm
340	1,2	0,8	0,4	0,4	< D _{rad} =3,40cm
340	0,8	0,4	0,4	0,4	< D _{rad} =3,40cm
408	0,4	0,0	0,4	0,0	< D _{rad} =4,08cm

Tableau V-2: La vérification du déplacement de tous les niveaux.

V-8/justification vis-à-vis de l'effet P - Δ : [RPA99 (version 2003) /A.5.9]

Les effets du seconde ordre (ou effet P -Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfais à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_t \times \Delta_k}{V_t \times h_k} \leq 0,10$$

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du Niveau « k »,

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »

$$V_K = \sum_{i=K}^n F_i$$

- Δ_k : Déplacement relative du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

- h_k : hauteur de l'étage « k ».

❖ Si : 0.10 ≤ θ_k ≤ 0.20, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur.

$$\frac{1}{(1-\theta_k)}$$

❖ Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Calcul F_i :

$$F_i = \frac{W_i \times h_i \times (V_t \times F_i)}{\sum W_i \times h_i}$$

- W_i : poids propre de l'étage.
- h_i : hauteur cumulée à la base de la structure
- V_t : force sismique totale

On a :

$$\begin{cases} T_x = 0,37 \text{ sec} < 0,7 \text{ sec} \\ T_y = 0,45 \text{ sec} < 0,7 \text{ sec} \end{cases} \implies F_t = 0,07 \times 0,37 \times 170,405 = 4,41 [\text{kn}].$$

NIV	hk (m)	Vk (KN)		Δk_x (m)	Δk_y (m)	θ_x	θ_y	Vérification
		VKx	Vky					
étage 5	3,4	4,06	17,84	0,615	0,675	0,014	0,011	<0,1 oui
étage 4	3,4	6,07	18,25	0,590	0,665	0,015	0,012	<0,1 oui
étage 3	3,4	8,46	39,34	0,500	0,56	0,016	0,013	<0,1 oui
étage 2	3,4	106,3	51,3	0,470	0,545	0,018	0,014	<0,1 oui
étage 1	3,4	350,19	295,89	0,410	0,500	0,020	0,015	<0,1 oui
RDC	4,08	366,73	325,44	0,460	0,635	0,017	0,013	<0,1 oui

Tableaux V- 3 : Récapitulatif pour la vérification de l'effet P- Δ

Conclusion :

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10, donc l'effet P- Δ est négligé.

CHAPITRE VI

Etude des portiques

VI-1/ Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons présenter l'étude des éléments résistants de la structure.

Cette structure est un ensemble tridimensionnel de poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto-stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de contreventements, on va utiliser l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse de structure Etabs, qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

VI-2/ Définitions :

VI-2-1/Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VI-2-2/Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres principales et secondaires pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, sont sollicités à la flexion composée.

VI-3/Etude des portiques :

VI-3-1/ Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.

✓ **Les combinaisons prises en compte sont :**

- **CBA 93** : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;
- **ELU** : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$
- **ELS** : $G + P$

RPA99.V2003 : Combinaisons accidentelles;

$$\left. \begin{array}{l} \triangleright 0,8 \cdot G \pm E \\ G + P \pm 1,2 \cdot E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \cdot G \pm E \\ G + P \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

Remarque :

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel «**Etabs**».

VI-3-2/Ferraillage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales $\Rightarrow (30 \times 40)cm^2$
- Poutres secondaires $\Rightarrow (30 \times 35)cm^2$

a) Ferraillage réglementaire :

Recommandation du RPA99/V2003 :

1) Armatures longitudinales :

-Armatures minimales : $0,5\% \times B$ en zone Π_a .

-Armatures maximales $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

-Longueur de recouvrement est de $40 \times \phi$ en zone Π_a (RPA99/V 2003) ,

Avec : **B** : Section de la poutre.

2) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

Avec : - b : Largeur de la section et

- S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

➤ **Règlement CBA.93 :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b) Les sollicitations des poutres :

A l'aide d'un fichier, des résultats donné par le logiciel « **etabs** », on obtient les résultats suivants :

Combinaisons	Sollicitations	Poutres principales (30x40)	Poutres secondaires (30x35)
E.L.U (1.35G+1.5Q)	M _t (kN.m)	39,74	36,5
	M _a (kN.m)	-79,56	-33,49
E.L.S (G+Q)	M _t (kN.m)	29,03	27,07
	M _a (kN.m)	-57,89	-29,7
A.C.C (G+Q±E) (0.8 G ± E)	M _t (kN.m)	72,85	92,46
	Ma (kN.m)	-79,44	-92,46
E.L.U (1.35G+1.5Q)	T (kN)	94,83	33,65

Tableau VI- 1 : Récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.

a. Exemple de calcul :

Poutre principale de section $(30 \times 40)cm^2$

1) Armatures longitudinales :

✓ **Conditions imposées par le RPA99/V2003 :**

Poutres principale: $A'_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6cm^2$

✓ **Conditions imposées par le CBA.93 :**

Poutres principales : $A_{\min} = 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 36 = 1,30cm^2$

2) Ferrailage de la poutre :

En travée :

✓ **ELU :** $M_t^u = 39,74KN.m$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{39,74 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,071$$

$$\mu = 0,071 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,092$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,963$$

Détermination des armatures:

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{39,74 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,963 \cdot 36} = 3,29 \text{cm}^2$$

✓ **ELS** : $M_t^s = 29,03 \text{KN.m}$

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n'y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans } $A \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{? f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$

- Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{39,74}{29,03} = 1,37$

$$\frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > \alpha = 0,092 \Rightarrow \text{Inégalité vérifiée : aucune vérification pour la}$$

contrainte du béton \Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

✓ **Situation accidentelle** : $M_t^{acc} = 72,85 \text{KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{72,85 \cdot 10^3}{18,5 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,101$$

$$\mu = 0,101 < \mu_{AB} 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,133$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,946$$

Détermination des armatures:

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{72,85 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,946 \cdot 36} = 5,35 \text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min(BAEL)}) = 5,35 \text{cm}^2$$

✓ **Choix des armatures:**

$$3T14 + 3T12 \longrightarrow A = 8,01\text{cm}^2$$

En appuis :

✓ **ELU :** $M_a^u = -79,56\text{KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{79,56 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,144$$

$$\mu = 0,144 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,195$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,922$$

Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{79,56 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,922 \cdot 36} = 6,88\text{cm}^2$$

✓ **ELS :** $M_a^s = -57,89\text{KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^s}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{57,89 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,104$$

$$\mu = 0,104 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,137$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,945$$

Détermination des armatures:

$$A_a^s = \frac{M_a^s}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{57,89 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,945 \cdot 36} = 4,88\text{cm}^2$$

✓ **Situation accidentelle :** $M_a^{acc} = -79,44\text{KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{79,44 \cdot 10^3}{18,5 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,110$$

$$\mu = 0,110 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,146$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,941$$

Détermination des armatures:

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{79,44 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,941 \cdot 36} = 5,86 \text{cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min(BAEL)}) = 6,88 \text{cm}^2$$

✓ **Choix des armatures:**

6T14 → A = 9,24cm

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 94,83 \text{KN}$$

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :**

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 36 = 32,4 \text{cm}$

$$T_u = 94830 \text{N} < 0,267 \cdot 32,4 \cdot 30 \cdot 25 \cdot 10^2 = 648810 \text{N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_l = 6,16 \text{cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(94830 - \frac{79440}{0,9 \cdot 36} \right) \cdot 10^{-2} = 2,66 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

il n'y a aucune influence sur les armatures longitudinales.

✓ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{94,83 \times 10^3}{30 \times 36 \times 100} = 0,88 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = 0,88 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \quad \text{les armatures transversales sont perpendiculaires}$$

à la ligne moyenne

✓ **Section et écartement des armatures transversales A_t :****Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{t,\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,4 \right) = 1,14 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 4\phi_8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ (2cadres).

L'espacement des armatures transversales :

✓ Selon (C.B.A.93) :

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b\delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{t28}K)}{0.9fe} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} \\ \delta_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \end{array} \right.$ [CBA93/A.5.1.2.3].

$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b\delta_t} \leq 0.4 \text{ Mpa} \\ \frac{A_t}{A_t' \times 0.9 \times fe} \leq \frac{2,01 \times 0,9 \times 235}{30 \times 1,15 (0,88 - 0,3 \times 2,1)} \end{array} \right.$ [CBA93/A.5.1.2.2].

$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \delta_{t1} \leq \frac{A_t}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28})} \\ \delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \\ \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot fe}{b \times 0.4} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \delta_{t1} \leq \frac{2,01 \times 0,9 \times 235}{30 \times 1,15 (0,88 - 0,3 \times 2,1)} \\ \delta_{t2} \leq \min(32,4 ; 40) \text{ cm} \\ \delta_{t3} \leq \frac{2,01 \times 235}{30 \times 0.4} \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \delta_t \leq 49,28 \text{ cm} \\ \delta_t \leq 32,4 \text{ cm} \\ \delta_t \leq 39,36 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \delta_t \leq \min(49,28 ; 32,4 ; 39,36) \text{ cm} \Rightarrow \delta_t \leq 32,4 \text{ cm}$$

On prend $\delta_t = 15 \text{ cm}$

✓ Selon (R.P.A.99version2003) :

- **Zone nodale** : $\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,6\right) = 10 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t4} = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante** : $\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow \delta_{t5} = 15 \text{ cm}$

Donc : $\delta_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

$\delta_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale

Vérification des armatures transversales:

- **Zone nodale** : $A_{t,\min} = 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0,9 \text{ cm}^2$

- **Zone courante** : $A_{t,\min} = 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

3) Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{\max}}$$

Poutres principales	A_{min} [cm ²]		A_{cal} [cm ²]	Barres choisis	A_{cor} [cm ²]	Q_t (cm)	δ_t (cm)	δ_t (cm)	Longueur de recouvrement [cm]
	B.A.E. L	R.P.A .					zone courante	zone nodale	
Travées	1,30	6	3,80	3T14 +3T12	8,01	$\phi 8$	15	10	56
Appuis	1,30	6	14,86	6T14	9,24	$\phi 8$	15	10	56

Tableau VI-2 : Récapitulatif du ferrailage des poutres principales

Étude des poutres secondaires P.S₂: (30×35) cm²

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage.

Poutres secondaires	A_{min} [cm ²]		A_{cal} [cm ²]	Barres choisis	A_{cor} [cm ²]	Q_t (cm)	δ_t (cm)	δ_t (cm)	Longueur de recouvrement [cm]
	B.A.E. L	R.P.A .					zone courante	zone nodale	
Travées	1,12	5,25	3,05	3T14	4,62	$\phi 8$	10	7	56
Appuis	1,12	5,25	5,95	3T14+2T12	6,88	$\phi 8$	10	7	56

Tableau VI-3 : Récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.

4) Schéma de ferrailage :

Poutres principales :

En appuis :

En travées :

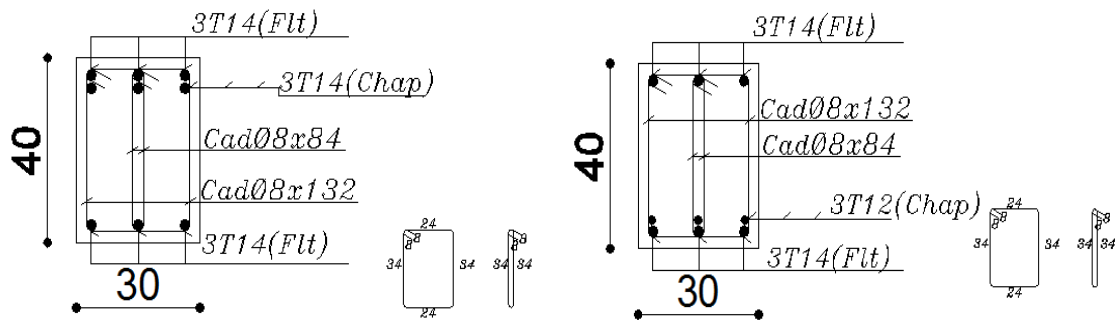


Fig VI- 1: ferrailage de la poutre principale

Poutres secondaires :

En appuis :

En travées :

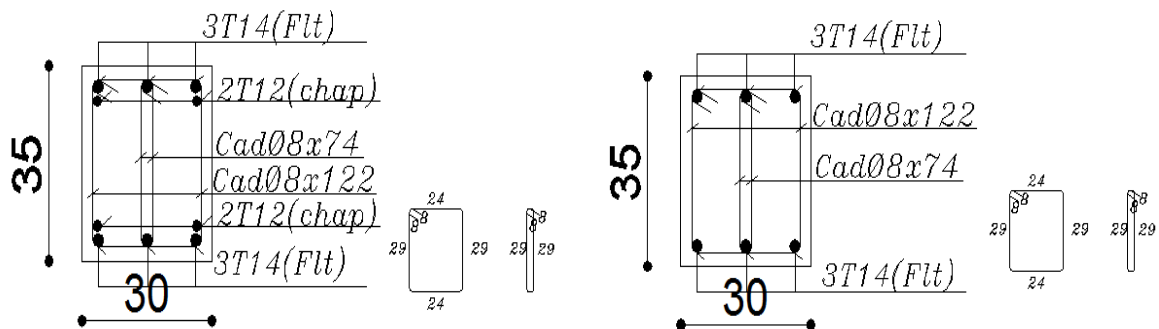


Fig VI- 2: ferrailage de la poutre secondaire

VI-3-3/ Ferrailage des poteaux :

a. Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers, poutres par point d'appuis isolés.

✓ Leurs rôles :

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges ;
- Effet de changement de la température;
- Effet des efforts sismiques et

- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).
 - On détermine les sections d'acier A correspondant aux cas suivants :
 - 1^{ere}) N^{\max} , $M_{zz\text{corr}}$ et N^{\max} , $M_{yy\text{corr}}$
 - 2^{eme}) M_{zz}^{\max} , N^{corr}
 - 3^{eme}) M_{yy}^{\max} , N^{corr}
 - 4^{eme}) N^{\min} , $M_{zz\text{corr}}$ et N^{\min} , $M_{yy\text{corr}}$

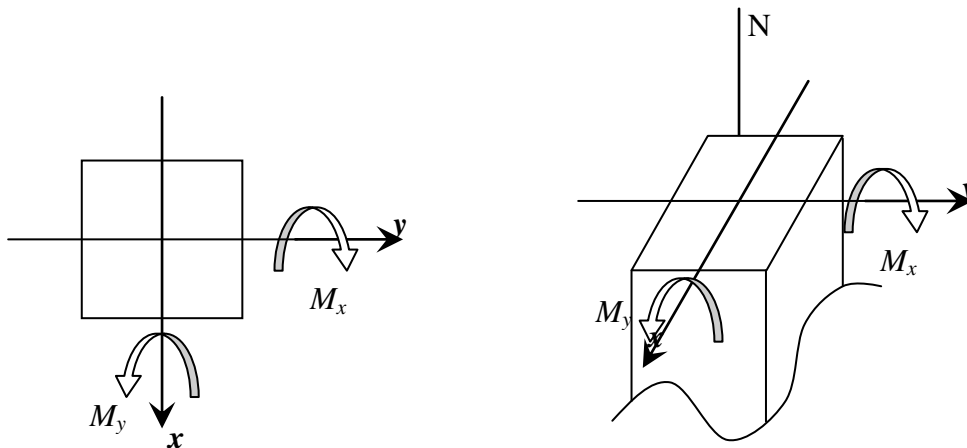


Fig VI-3: Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel **Etabs** sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable ($1,35G+1,5Q$) pour la situation durable et ($G+Q\pm 1,2E$) et ($0,8G\pm E$) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003]

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le CBA93.

b. Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

1) Conditions de RPA99(V2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - ◆ 4% en zone courante.
 - ◆ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm

- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ◆ 40ϕ en zone II a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - ◆ 25cm en zone II a
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm}\right)$$

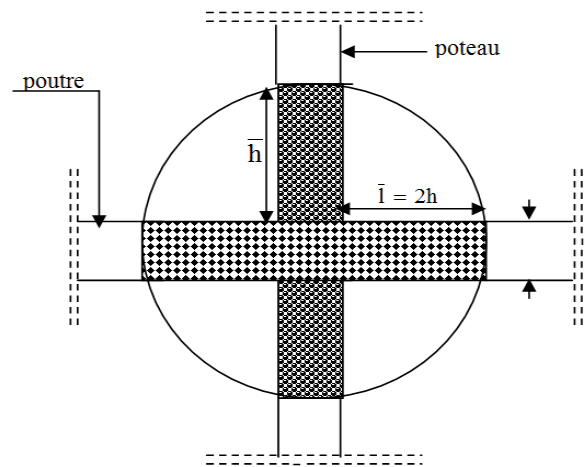


Fig VI- 4: schéma de La zone nodale.

➤ **Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :**

$$A_{\min} = \max\left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100}\right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple ;}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot h \Rightarrow \text{Pour la flexion simple et}$$

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot h \Rightarrow \text{Pour la traction simple}$$

2) **Conditions de CBA 93 :**

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

[C.B.A.93/A.8.1,21]

- $A_l \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de périmètre
 - $0.2\%B \leq A_l \leq 5\%B$
- } → Pour une section entièrement comprimée

Avec : **B** : la section totale du poteau.

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale (c) de deux barres voisines doit

Respecter la condition suivante :

$$c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$$

Avec :

b : étant la petite côté du rectangle.

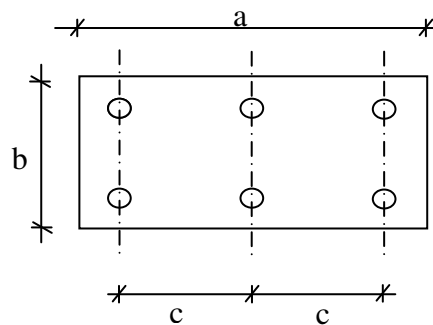


Fig VI-5:Espacement entre les armatures longitudinales.

c. Les armatures transversales :

1) Conditions de RPA99 version 2003 :

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec : T_u : Effort tranchant;

a: Hauteur totale de la section brute;

f_e: Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a: Coefficient dépend de l'élancement géométrique λ_g .

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \quad \lambda_g = \frac{lf}{a} \Rightarrow$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales;

Dans la zone nodale : $\delta_t \leq \min (10\varnothing_1 ; 15\text{cm})$ (zone IIa)

Dans la zone courante : $\delta_t \leq 15\varnothing_1$ (zone IIa)

Section minimale des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b} \text{ en \% est donné comme suit:}$$

Si:

$$\left\{ \begin{array}{l} -\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3\% \\ -\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \end{array} \right.$$

$-3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec:

a et **b**: Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée ;

L_f : Longueur du flambement.

2) Conditions de CBA93 : [CBA93/A.8.1.3]

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{l \max}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\varphi_{l \min}, 40\text{cm}, b+10\text{cm})$$

Avec :

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau

$\varphi_{l \min}$: Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

- Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

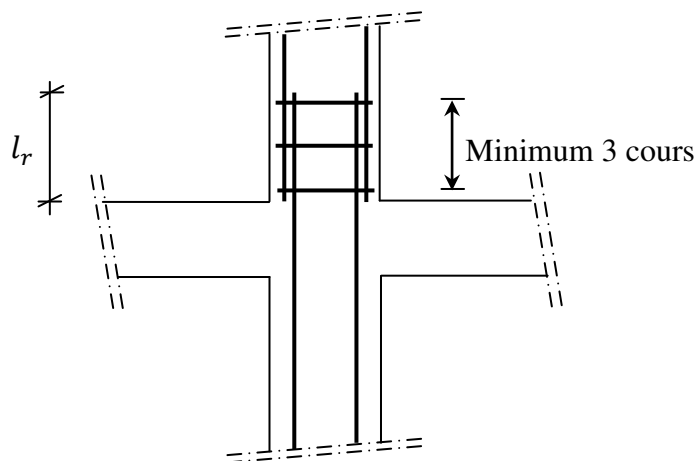


Fig VI- 6: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

d. Sollicitations de calcul :

Combinaison	Section (cm ²)		(50x50)	(45x45)	(40x40)	
	Sollicitations					
ELU (1,35G+1,5Q)	Cas1	N ^{max} (KN)	2887,84	1572,22	1232,82	
		M _{yy} ^{corr} (KN.m)	3,48	16,87	1,65	
		M _{zz} ^{corr} (KN.m)	6,26	11,97	1,52	
	Cas2	M _{zz} (KN.m)	37,60	37,7	36,91	
		N ^{corr} (KN)	1491,68	703,04	120,49	
	Cas3	M _{yy} (KN.m)	34,90	56,51	44,16	
		N ^{corr} (KN)	1616,44	830,32	178,42	
	Cas4	N ^{min} (KN)	908,73	373,61	45,3	
		M _{yy} ^{corr} (KN.m)	8,88	46,06	24,24	
		M _{zz} ^{corr} (KN.m)	20,55	2,70	1,95	
	Situation accidentelle (G+P ± 1,2E) (0,8G ± E)	Cas1	N ^{max} (KN)	2193,51	968,8	620,03
			M _{yy} ^{corr} (KN.m)	8,03	3,52	0,79
M _{zz} ^{corr} (KN.m)			79,87	14,37	4,92	
Cas 2		M _{zz} (KN.m)	203,91	92,35	70,21	
		N ^{corr} (KN)	416,61	223,55	115,33	
Cas 3		M _{yy} (KN.m)	248,17	138,66	91,43	
		N ^{corr} (KN)	414,49	131,57	126,52	
Cas4		N ^{min} (KN)	2,02	0,93	0,11	
		M _{yy} ^{corr} (KN.m)	1,53	1,96	0,11	
		M _{zz} ^{corr} (KN.m)	73,62	6,35	2,49	
ELS (G+Q)		M _S (KN.m)	27,25	40,44	31,455	
		N _S (KN)	2087,49	1135,19	890,25	
Effort tranchant	T(KN)	98,19	46,33	41,91		

Tableau VI- 4: Récapitulatif des sollicitations

e. Exemple de calcul :

Ferraillage du poteau de Section : $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

1) Armatures longitudinales :

Etat limite ultime : $(1.35 G + 1.5 P)$

1^{er} Cas:

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 2887,84 \text{ kN}$ (compression)
- $M_{yy}^{\text{corr}} = 3,48 \text{ kN.m}$
- $M_{zz}^{\text{corr}} = 6,26 \text{ kN.m}$

➤ Calcul suivant l'axe y-y :**✓ Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{yy}}{N'} = \frac{348}{2887,84} = 0,12 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,16 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N_1' se trouve dans la moitié de la hauteur de noyau central.

✓ Vérification si on a une compression excentré :

$$\lambda \leq \max \left[50 ; 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

$$\text{Avec : } 67 \cdot \frac{e_0}{h} = 67 \cdot \frac{0,12}{50} = 0,16 < 60$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm} \quad (\text{Bâtiment à étages multiple})$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{285,6}{50} = 19,76$$

$$\lambda = 19,76 < \max [50 ; 0,16] = 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N_1' = N' \times \alpha_1$$

$$M' = N_1' \times (e_0 + e_a)$$

✓ Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{408}{250} \right] = \max [2 \text{ cm} ; 1,63 \text{ cm}]$$

$$\Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,12}{50} = 0,0024 < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{19,76}{35} \right)^2$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1,063$$

$$N_1' = 2887,84 \times 1,063 = 3069,77 \text{ KN}$$

$$M' = 3069,77 \times (0,12 + 2) \times 10^{-2} = 65,07 \text{ KN.m}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N' 1 :**

$$e_1 = \frac{M'}{N_1'} = \frac{6507}{3069,77} = 2,11 \text{ cm}$$

$$e_1 = 2,11 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N_1' se trouve à l'intérieure de la section.

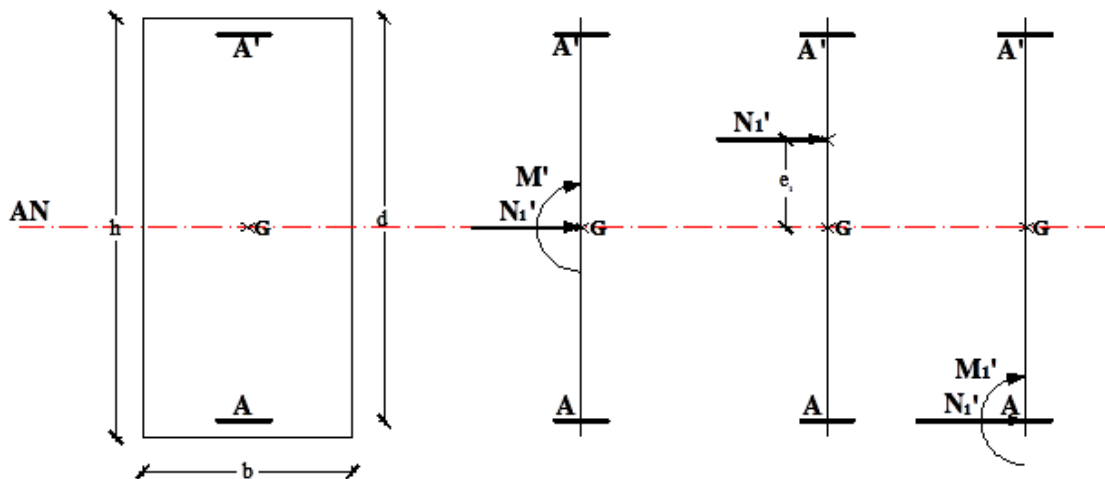


Fig VI-7 : Position du Point d'application de l'effort normal N_1'

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N_1' \times (d - c_1) - M_1'}_{(II)}$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1' = M' + N_1' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 65,07 + 3069,77 \left(0,45 - \frac{0,5}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_1' = 679,024 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 = 454400 \text{ N.m} = 454,4 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 2887,84 \times (0,45 - 0,05) - 65,07 = 430,116 \text{ KN.m}$$

$(I) = 454,4 \text{ KN.m} > (II) = 430,116 \text{ KN.m} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{67902,4}{14,2 \times 50 \times 45^2} = 0,047$$

$$\mu = 0,047 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,06$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,976$$

$$A_1 = \frac{M_1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{67902,4}{348 \times 0,976 \times 45} = 44,42 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N_1'}{100 \cdot \sigma_s} = 44,42 - \frac{3069770}{100 \cdot 348} = -43,79 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➤ **Calcul suivant l'axe z-z :**

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{zz}}{N_1'} = \frac{626}{2887,84} = 0,21 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,16 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N_1' se trouve dans la moitié de la hauteur de noyau central.

✓ **Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda \leq \max \left[50; 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

$$\text{Avec : } 67 \cdot \frac{e_0}{h} = 67 \cdot \frac{0,21}{50} = 0,28 < 60$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm} \quad (\text{Bâtiment à étages multiple})$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{285,6}{50} = 19,76$$

$$\lambda = 19,76 < \max [50 ; 0,28] = 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

La section sera calculée en flexion composée sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N_1' = N' \times \alpha_1$$

$$M' = N_1' \times (e_0 + e_a)$$

✓ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2cm; \frac{l}{250} \right] = \max \left[2cm; \frac{408}{250} \right] = \max [2cm; 1,63cm]$$

$$\Rightarrow e_a = 2cm$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,21}{50} = 0,0042 < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{19,76}{35} \right)^2$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1,063$$

$$N_1' = 2887,84 \times 1,063 = 3069,77 KN$$

$$M' = 3069,77 \times (0,21 + 2) \times 10^{-2} = 67,841 KN.m$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N' 1 :**

$$e_1 = \frac{M'}{N_1'} = \frac{6784,1}{3069,77} = 2,21cm$$

$$e_1 = 2,49cm < \frac{h}{2} = 25cm$$

L'effort normal de compression N_1' se trouve à l'intérieure de la section.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$(I) \quad \underbrace{(0,337.h - 0,81.c_1)}_{(II)} \times \sigma_b \times b \times h \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N_1' \times (d - c_1) - M_1'}_{(II)}$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1' = M' + N_1' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 67,841 + 3069,77 \left(0,45 - \frac{0,5}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_1' = 681,795 KN.m$$

$$(I) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 14,2 \times 50 \times 50 = 454400 N.m = 454,4 KN.m$$

$$(II) = 2887,84 \times (0,45 - 0,05) - 681,795 = 425,341 KN.M$$

$$(I) = 454,4 KN.m > (II) = 425,341 KN.m \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée .}$$

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{68179,5}{14,2 \times 50 \times 45^2} = 0,047$$

$\mu = 0,047 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,06$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,976$$

$$A_1 = \frac{M_1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{681795}{348 \times 0,976 \times 45} = 44,61 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N_1'}{100 \cdot \sigma_s} = 44,61 - \frac{3069770}{100 \cdot 348} = -43,60 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

Situation accidentelle : (G + P ± 1.2 E ; 0.8 G ± E)

1er Cas:

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 2193,51 \text{ KN}$ (compression)
- $M_{yy}^{\text{corr}} = 8,03 \text{ KN.m}$
- $M_{zz}^{\text{corr}} = 79,87 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul suivant l'axe y-y :**

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{yy}'}{N_1'} = \frac{803}{2193,51} = 0,36 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,16$$

L'effort normal de compression N_1' se trouve à l'intérieur de la section.

✓ **Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda \leq \max \left[50 ; 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

Avec :

$$67 \cdot \frac{e_0}{h} = 67 \cdot \frac{0,36}{50} = 0,48 < 50$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm} \quad (\text{Bâtiment à étages multiple})$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{285,6}{50} = 19,76$$

$$\lambda = 19,76 < \max[50 ; 0,48] = 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N_1' = N' \times \alpha_1$$

$$M' = N_1' \times (e_0 + e_a)$$

✓ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2cm ; \frac{l}{250} \right] = \max \left[2cm ; \frac{408}{250} \right] = \max [2cm; 1,63cm]$$

$$\Rightarrow e_a = 2cm$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{0,36}{50} = 0,0072 < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{19,76}{35} \right)^2$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1,063$$

$$N_1' = 2193,51 \times 1,063 = 2331,701KN$$

$$M' = 2331,701 \times (0,36 + 2) \times 10^{-2} = 55,028KN.m$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N' 1 :**

$$e_1 = \frac{M'}{N_1'} = \frac{5502,8}{2331,701} = 2,35cm$$

$$e_1 = 2,35cm < \frac{h}{2} = 25cm$$

L'effort normal de compression N_1' se trouve à l'intérieure de la section.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N_1' \times (d - c_1) - M_1'}_{(II)}$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1 = M' + N_1' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 55,028 + 2331,701 \left(0,45 - \frac{0,5}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_1 = 521,368KN.m$$

$$(I) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 18,5 \times 50 \times 50 = 592000N.m = 592KN.m$$

$$(II) = 2331,701 \times (0,45 - 0,05) - 521,368 = 411,312KN.m$$

$(I) = 592KN.m > (II) = 411,312KN.M \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{521368}{18,5 \times 50 \times 45^2} = 0,278$$

$\mu = 0,278 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,417$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,833$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{521368}{400 \times 0,833 \times 45} = 34,77 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N_1'}{100 \cdot \sigma_s} = 34,77 - \frac{2331701}{100 \cdot 400} = -23,52 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

➤ **Calcul suivant l'axe z-z :**

✓ **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M_{zz}}{N_1'} = \frac{7987}{2193,51} = 3,69 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,16$$

L'effort normal de compression N_1' se trouve à l'intérieur de la section

✓ **Vérification si on a une compression excentré :**

$$\lambda \leq \max \left[50 ; 67 \frac{e_0}{h} \right]$$

$$\text{Avec : } 67 \cdot \frac{e_0}{h} = 67 \cdot \frac{3,69}{50} = 4,94 < 60$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{h}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 408 = 285,6 \text{ cm} \quad (\text{Bâtiment à étages multiple})$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{285,6}{50} = 19,76$$

$$\lambda = 19,76 < \max [50 ; 4,94] = 50 \Rightarrow \text{compression excentré}$$

La section sera calculée en flexion composé sous les sollicitations majorées suivantes :

$$N_1' = N' \times \alpha_1$$

$$M' = N_1' \times (e_0 + e_a)$$

✓ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[2cm ; \frac{l}{250} \right] = \max \left[2cm ; \frac{408}{250} \right] = \max [2cm; 1,63cm]$$

$$\Rightarrow e_a = 2cm$$

$$\frac{e_0}{h} = \frac{3,69}{50} = 0,073 < 0,75$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{19,76}{35} \right)^2$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1,063$$

$$N_1' = 2193,51 \times 1,063 = 2331,701KN$$

$$M' = 2331,701 \times (0,073 + 2) \times 10^{-2} = 48,336KN.m$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N' 1 :**

$$e_1 = \frac{M'}{N_1'} = \frac{4833}{2331,701} = 2,07cm$$

$$e_1 = 2,07cm < \frac{h}{2} = 25cm$$

L'effort normal de compression N_1' se trouve à l'intérieure de la section.

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N_1' \times (d - c_1) - M_1'}_{(II)}$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1 = M' + N_1' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 48,336 + 2331,701 \left(0,45 - \frac{0,5}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_1 = 514,676KN.m$$

$$(I) = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) \times 18,5 \times 50 \times 50 = 592000N.m = 592KN.m$$

$$(II) = 2331,701 \times (0,45 - 0,05) - 514,676 = 418,004KN.m$$

$$(I) = 592KN.m > (II) = 418,004KN.M \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée}$$

✓ **Calcul des armatures en flexion simple :**

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{514676}{18,5 \times 50 \times 45^2} = 0,274$$

$\mu = 0,274 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) $\Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,409$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,836$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{514676}{400 \times 0,836 \times 45} = 34,20 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N_1'}{100 \cdot \sigma_s} = 34,20 - \frac{2331701}{100 \cdot 400} = -24,09 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

Vérification à l'Etat limite de service:

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N_{ser}, M_{ser})
- la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier
- la contrainte du béton est limitée par : $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

✓ Position du point d'application de l'effort normal de compression N_{ser} :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{2725}{2087,49} = 1,31 \text{ cm}$$

$$e_0 = 1,31 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application d'un effort normal de compression N_s se trouve à l'intérieure de la section.

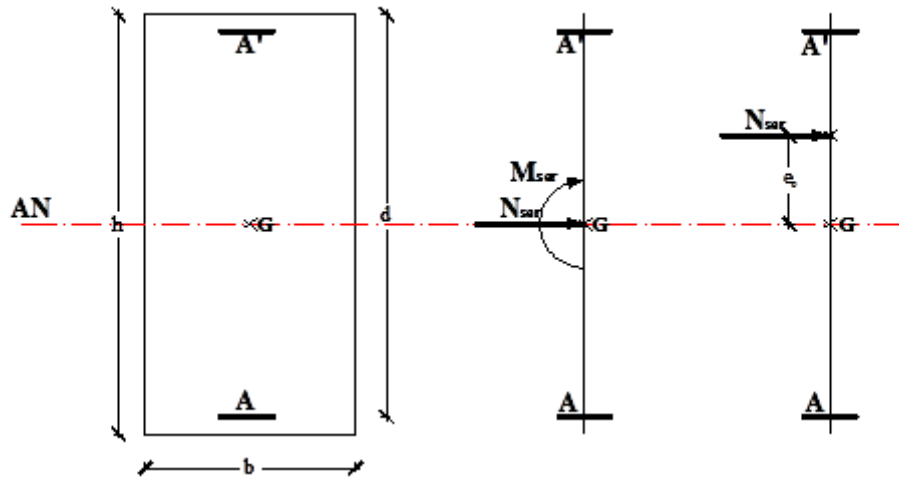


Fig VI-8 : Position du Point d'application de l'effort normal N^{ser}

$$e_0 = 1,31m < \frac{h}{6} = \frac{50}{6} = 8,33cm \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée}$$

$$B_0 = b \times h + 15(A_1' + A_2') = 50 \times 50 + 15(34,77 + 34,2) = 3534,55cm^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_1' \cdot c + A_2' \cdot d) \right] = \frac{1}{3534,55} \left[\frac{50 \cdot 50^2}{2} + 15(34,77 \times 5 + 34,2 \times 45) \right] = 24,95cm$$

$$V_2 = h - v_1 = 50 - 24,95 = 25,05m$$

$$I = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + (A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I = \frac{50}{3}(24,95^3 + 25,05^3) + 15(34,77(24,95 - 5)^2 + 34,2(25,05 - 5)^2) = 935245,1cm^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 27,25 - 2087,49 \left(\frac{0,50}{2} - 0,249 \right) = 25,16KN.m$$

✓ Vérification exacte :

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{I}{[B + 15(A_1' + A_2')] V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{2516}{2087,49} = 1,21cm$$

$$\frac{I}{[B + 15(A_1' + A_2')] V_2} = \frac{935245,1}{[50^2 + 15(34,77 + 34,2)] 25,05} = 10,56cm$$

$$e_G = 1,21cm < \frac{I}{[B + 15(A_1' + A_2')] V_2} = 10,56cm \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée.}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \cdot B_0} = \frac{2087490}{100 \cdot 3534,55} = 5,91MPa$$

$$K = \frac{M_G}{I} = \frac{2516}{935245,1} = 0,0026$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 5,91 + 0,0026 \times 24,95 = 5,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^1 = 5,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Les armatures calculées à L'E.L.U seront maintenues.

2) Armatures transversales :

✓ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$T_{\max} = 98,19 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d \times 100} = \frac{98190}{50 \times 45 \times 100} = 0,43 \text{ MPa}$$

Selon le C.B.A93 : Art A .5.1.2.1 :

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,43 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L_{\max}}}{3} = \frac{2}{3} = 0,67 \text{ cm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE400

✓ **Espacement des armatures transversales :**

Suivant les règles BAEL 91 :

$$t \leq \min (15\phi_L^{\min}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm}) = (15 \times 1,4; 40 \text{ cm}; 50 + 10) = 21 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t = 20 \text{ cm}$$

D'après les règles RPA 99/Version 2003 : (zone I)

- Zone nodale :

$$t \leq \min (10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1,4; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$t \leq 15\phi_L^{\min} = 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t = 20 \text{ cm}$$

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{285,6}{50} = 5,71 > 5$$

$$A_t = \frac{t \cdot \rho_a \cdot T_u}{h_t \cdot f_e} = \frac{10 \times 3,75 \times 98190}{50 \times 400 \times 100} = 1,84 \text{ cm}^2$$

On prend 3T8 $\Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{285,6}{50} = 5,71 > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,36\% \cdot b \cdot t = 0,0036 \cdot 50 \cdot 10 = 1,8 \text{ cm}^2$$

3) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot 50 = 100 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{368}{6}; 50; 50; 60\right) = 61 \text{ cm}$$

4) Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{L_{\max}} = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$A_{RPA} = 0,007 \times 50^2 = 17,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{BAEL} = \max\left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100}\right] = \max\left[\frac{0,2 \cdot 50^2}{100}; \frac{8(50+50)}{100}\right] = 8 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{RPA}; A_{BAEL}) = (9,6; 17,5; 8) = 17,5 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

12T16 $\rightarrow A = 24,13 \text{ cm}^2$

Section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)		Ferrailage	A(cm ²)	Long de rec(cm)
		RPA	BAEL			
(50x50)	13,48	17,5	9,6	12T16	24,13	64
(45x45)	10,19	15,8	8	2T16+8T14+2T16	20,36	64
(40x40)	3,85	11,2	6,4	2T16+4T14+2T16	14,2	64

Tableau VI-5 : Récapitulatif de ferrailage des poteaux.

5) schéma de ferrailage :

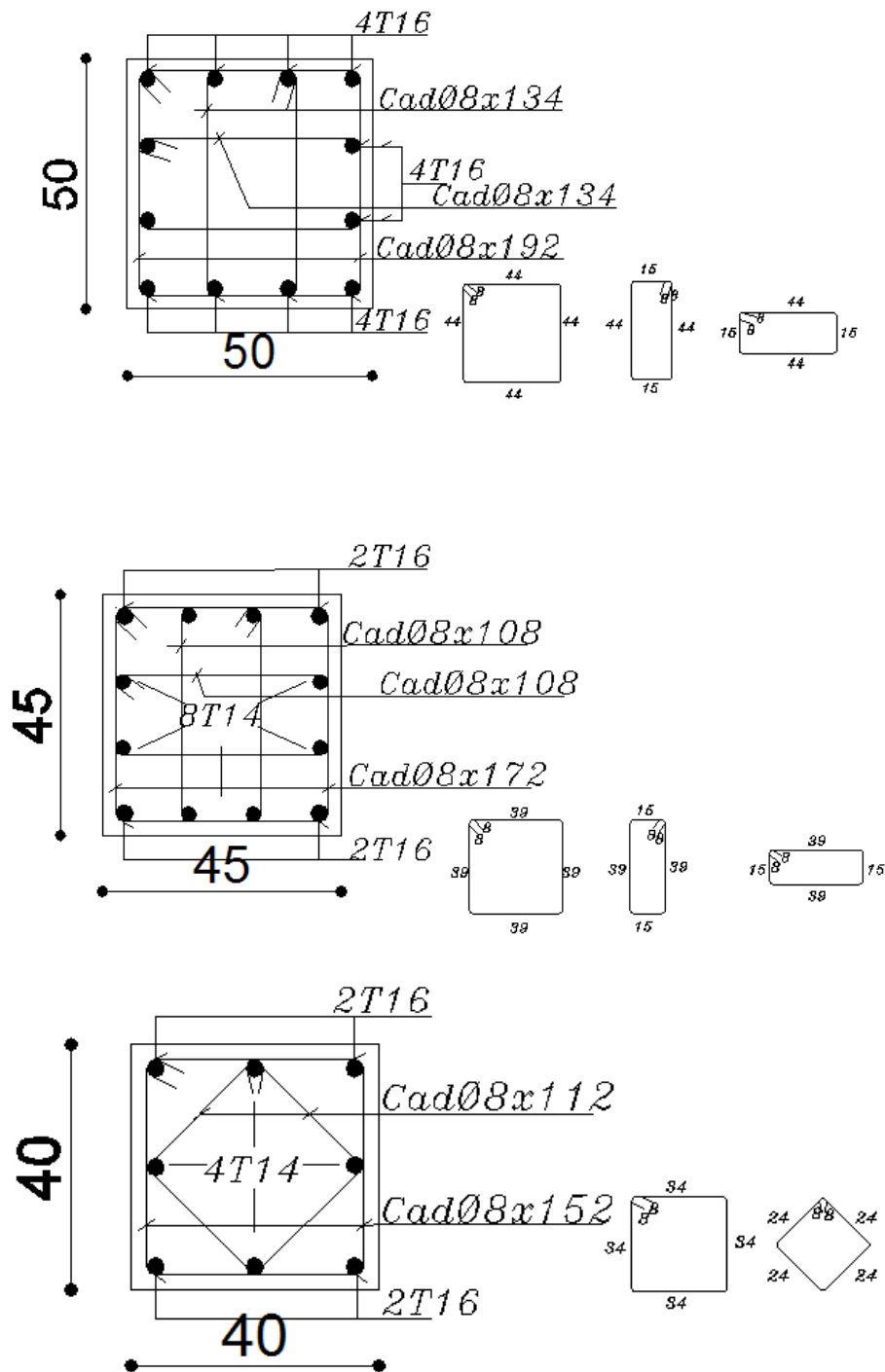


Fig VI-9: schéma de ferrailage des poteaux.

CHAPITRE VII

Etude des voiles

VII-1/Voile de contreventement:

VII-1-1/ Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL91** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003**.

Sous l'action des forces horizontales du séisme, ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

a. Description relative aux armatures des voiles :

Pour la section des voiles en flexion composée, on procédera de la manière suivante :

- 1- Détermination des sollicitations suivant le sens considéré.
- 2- Détermination de la nature de la section.

En flexion composée trois cas peuvent se présenter suivant la position de l'axe neutre qui peut passer soit entre les armatures, soit en dehors des armatures.

- Soit entièrement tendue.
- Soit partiellement comprimée.
- Soit entièrement comprimée.

Tout en admettant que :

- $N > 0$ est un effort de compression.
- $N < 0$ est un effort de traction.

b. Disposition constructives des armatures :

On devra disposer les ferrailages suivants [**RPA99/2003/7.7.4**] :

- Les armatures verticales.
- Les armatures horizontales.

c. Ferrailage minimal :

Lorsque la section d'acier calculée est nulle ou trop faible , les différents règlements imposent des sections minimales d'acier.

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile : $A_{min} = 0,15\% \cdot h \cdot b$
 - En zone courant : $A_{min} = 0,10\% \cdot h \cdot b$
- } (RPA99 / version 2003)

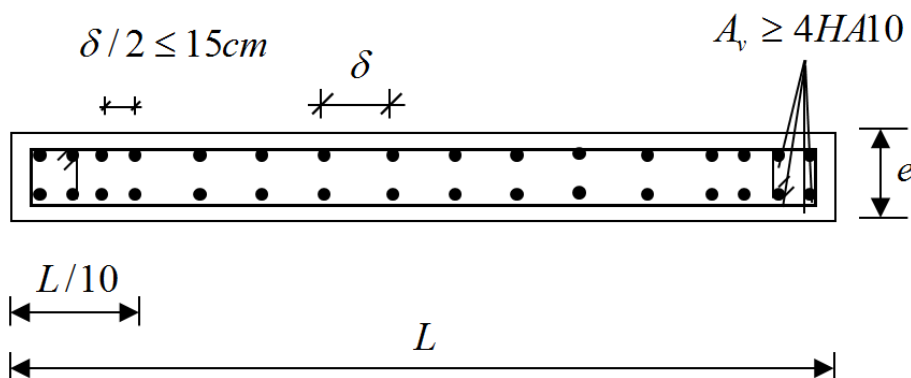
L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $\delta \leq \min(1,5 \cdot e ; 30cm)$ en zone courante.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au m². Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.



FigVII -1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

✓ **Vérification au flambement :**

Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme, on doit justifier au flambement quand l'élançement est

limité, on peut effectuer le calcul à la flexion composée à condition de prendre certaines précautions.

✓ **Vérification à l'effort tranchant et calcul des armatures horizontales :**

Contraintes limites de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

Il faut que : $\tau_u = \frac{\bar{V}_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}$

- $\bar{V}_u = 1,4 \cdot V_{calculée}$;
- b : épaisseur du voile;
- d : hauteur utile = $0,9 \cdot h$ et
- h : hauteur totale de la section brute.

✓ **Espacement minimal des armatures horizontales :**

- $\delta_i \leq \min(1,5 \cdot 20 ; 30cm) = 30cm$ en zone courante.
- $\delta_i \leq \frac{30}{2} = 15cm$ en zone d'extrémité.

VII-1-2/Détermination de ferrailage des voiles de contreventement:

a. Ferrailage des trumeaux :

Le ferrailage des voiles se fera sous les sollicitations verticales et horizontales.

Le calcul du ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable.

Pour calculer les sollicitations N et M on procède par les formules suivantes :

Calcul de ferrailage :

✓ **Détermination des sollicitations (N, M) :**

Les résultats sont donnés par logiciel etabs, les sollicitations (N, M) du panneau le plus sollicité sont :

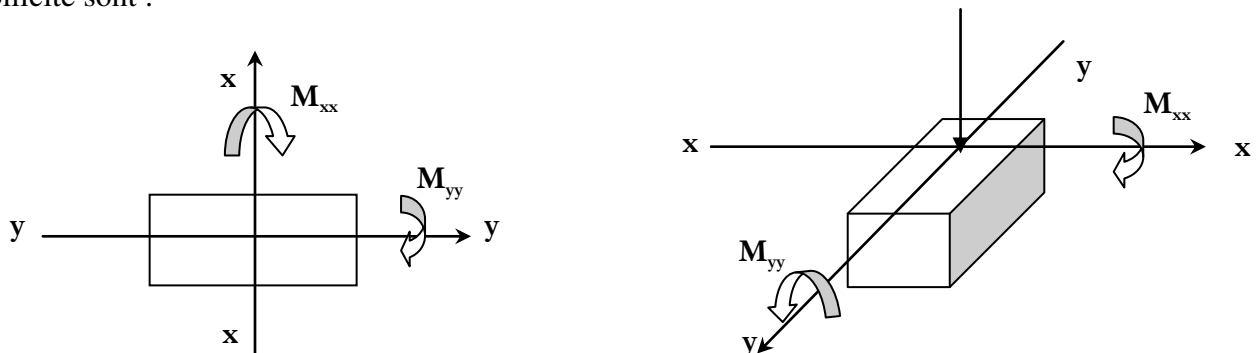


Fig VII-2:Sollicitations sur les voiles.

➤ Sens x-x :

$$\begin{cases} N'_z = 10415,81 \text{ KN.} \\ M_{xx} = 119521,47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

N_z ; M_x section des armatures verticales à l'extrémité du voile.

➤ Sens y-y :

$$\begin{cases} N'_z = 10415,81 \text{ KN.} \\ M_{yy} = 151110,372 \text{ KN.m} \end{cases}$$

N_z ; M_y section des armatures verticales parallèle au parement du voile.

✓ Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h}; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm}; h/250) = \max (2 \text{ cm}; 408/250) = 2 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot 2}{100}; 100 \right) \right]$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$l_f = 0,7 \times 4,08 = 2,856 \text{ m}$$

$$\lambda = 2,856 \frac{\sqrt{12}}{0,2} = 49,47$$

$\lambda = 49,47 < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée sans majoration des sollicitations.

➤ Ferrailage suivant l'axe x-x :

$$\begin{cases} N'_z = 10415,81 \text{ KN.} \\ M_{xx} = 119521,47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Position du point d'application de l'effort normal de compression (N') :

$$e = \frac{M}{N'_z} = \frac{119521,47}{10415,81} = 11,47 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

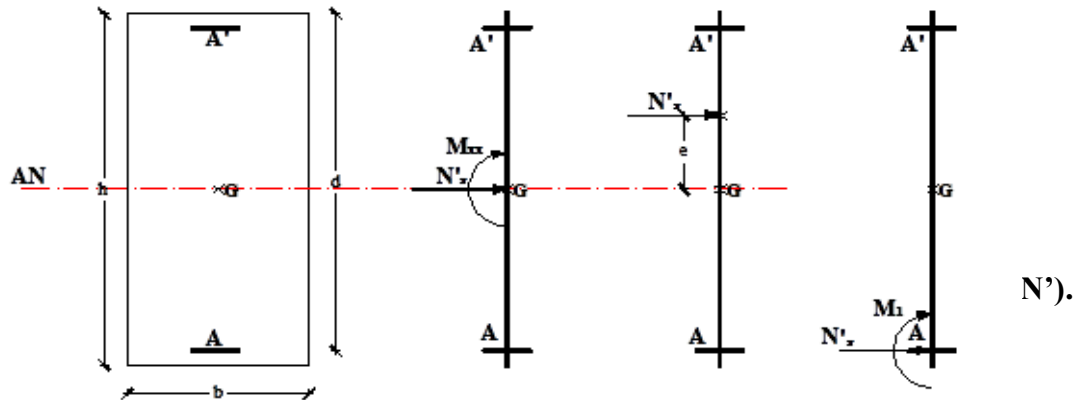


Fig VII-3: Position du point d'application de l'effort normal de compression (N').

✓ Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N' \times (d - c_1) - M_1}_{(II)}$$

✓ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:

$$M_1 = M + N' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 119,521 + 10,415 \left(0,9 - \frac{1,00}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_1 = 123,687 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \cdot 100 - 0,81 \cdot 10) \times 14,2 \times 20 \times 100 = 727040 \text{ N.m} = 727,040 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 1041,581 \times (0,9 - 0,1) - 123,687 = 709,58 \text{ KN.m}$$

$(I) = 727,04 \text{ KN.m} > (II) = 709,58 \text{ KN.m} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

✓ Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{123687}{14,2 \times 20 \times 90^2} = 0,053$$

$\mu = 0,053 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,972$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{123687}{400 \times 0,972 \times 90} = 3,534 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 3,53 - \frac{1041581}{100 \cdot 400} = -22,51 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

✓ **Armatures minimales :**

$A = A_{min} = 4T12$ [RPA99/version2003 ; 7.7.41].

➤ **Ferraillage suivant l'axe y-y :**

$$\begin{cases} N'_z = 1041581 \text{ KN.} \\ M_{yy} = 343,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Position du point d'application de l'effort normal de compression (N') :**

$$e = \frac{M}{N'_z} = \frac{34378}{104158,1} = 0,33 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 1,67 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N' se trouve dans la moitié de la hauteur de noyau central.

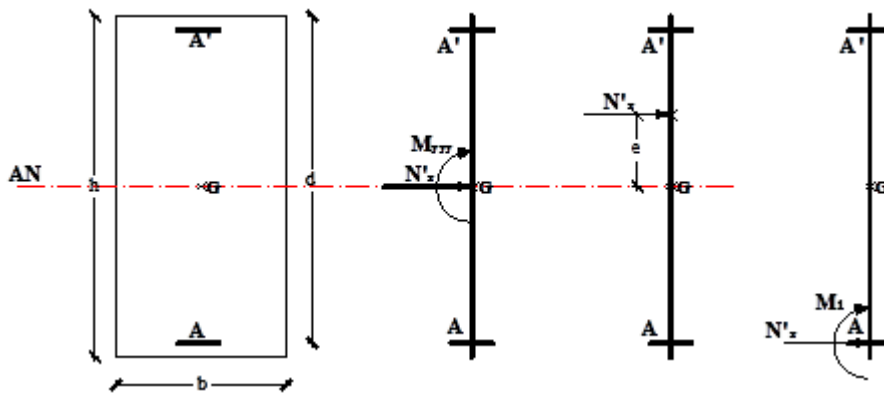


Fig VII-4 : Position du point d'application de l'effort normal de compression (N').

✓ **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N' \times (d - c_1) - M_1}_{(II)}$$

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées:**

$$M_1' = M_{yy} + N_z' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 343,78 + 10415,81 \left(0,18 - \frac{0,2}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_1' = 1177,05 \text{ KN.m}$$

$$(I) = (0,337 \cdot 20 - 0,81 \cdot 2) \times 14,2 \times 345 \times 20 = 501657,6 \text{ N.m} = 501,657 \text{ KN.m}$$

$$(II) = 10415,81 \times (0,18 - 0,02) - 984,37 = 489,47 \text{ KN.m}$$

$(I) = 501,657 \text{ KN.m} > (II) = 489,47 \text{ KN.m} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1'}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{117705}{14,2 \times 345 \times 18^2} = 0,074$$

$$\mu = 0,074 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,096$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,961$$

$$A_1 = \frac{M_1'}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{117705}{400 \times 0,961 \times 18} = 17,01 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 17,01 - \frac{1041581}{100 \cdot 400} = -9,02 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

✓ **Armatures minimales :**

$$A_v = \max (A_1 ; A_2)$$

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\% = [(345 - 2 \times 15) \times 20] \times 0,10\%$$

$$A_1 = 6,3 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = L \times e \times 0,15\% = 345 \times 20 \times 0,15\%$$

$$A_2 = 10,35 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 10,35 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement minimal des barres verticales S :**

En zone courante :

- $S \leq \min (1,5x_e ; 30\text{cm})$
- $S \leq \min (1,5 \times 20 ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$.

on adoptera un espacement : $S = 20\text{cm}$.

$$S' = S/2 = 20/2 = 10\text{cm.}$$

✓ **Choix des armatures :**

Afin de vérifier l'espacement minimum imposé par le RPA99 (version 2003) on choisira :

- 4T12 à chaque extrémité de la section verticale du voile.
- T10 espacé de 20 cm à chaque nappe pour les armatures parallèle aux parements du voile.

✓ **Les armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - (0.3 \times f_{t28} \times k)}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \dots\dots\dots(\text{Pas de reprise de bétonnage}).$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot T_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 480 \cdot 10^3}{20 \cdot 310,5 \cdot 100} = 1,08\text{MPa}$$

Pour vérifier les conditions d'espacement pour les armatures horizontales, on adopte le ferrailage minimum suivant :

T10 espacés de 20 cm à chaque nappe pour les armatures parallèle aux parements du voile.

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = 1,08\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Ferrailage des linteaux :

Les linteaux sont des éléments qui constituent les voiles à ouvertures, leur rôle est de lier les trumeaux. Cette liaison se traduit par des encastremets en leurs extrémités sur les trumeaux.

Les linteaux doivent résister aux efforts qui les sollicitent et travaillent surtout au cisaillement engendré par les efforts horizontaux.

➤ **Premier cas :**

$$\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d}$$

Avec :

$$\bar{V} : \text{Effort tranchant max } (\bar{V} = 1,4 \cdot V_{ucal});$$

b : Epaisseur du linteau et

h : Hauteur totale de section brute

Les linteaux sont calculés en flexion simple,
(Avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l);
- Des aciers transversaux (A_t) et
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c).

✓ **Aciers longitudinaux :**

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec :

$$Z = h - 2 \cdot d' = 0,8 \cdot h$$

Où **h** : Hauteur totale du linteau.

d : Distance d'enrobage.

M : Moment du à l'effort tranchant.

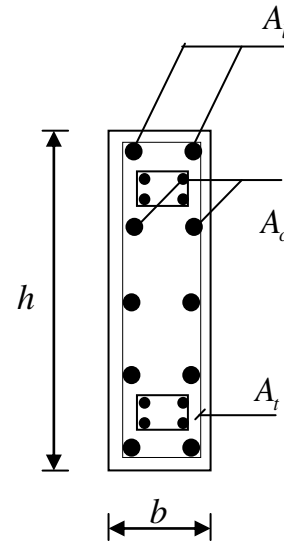


Fig VII-5 : Armatures de linteaux.

✓ **Aciers transversaux :**

1- **linteaux longs** ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$) :

$$\text{On a : } S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot 0,8 \cdot h}{V}$$

Avec : **S** : Espacement des cadres.

2- **linteaux courts** ($\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1$) :

$$\text{On a : } S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$$

$$V = \min(V_1; V_2)$$

$$V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l}$$

$$V_2 = 2 \cdot V_{calcul}$$

Avec : M_{ci} ; M_{cj} moments "résistants ultimes" des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l et calculés par : $M_c = A_t \cdot f_e \cdot z$

➤ **Deuxième cas :**

$$\tau_b > 0,06 f_{c28}$$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieur), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant

l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\operatorname{tg}(\alpha) = \frac{h - 2 \cdot d'}{l}$$

✓ **Ferrailage minimal :**

$$A_t; A'_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot h$$

$$A_c \geq 0,0020 \cdot b \cdot h$$

$$A_D \geq 0,0015 \cdot b \cdot h \quad \text{si } \tau_b > 0,06 f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si } \tau_b \leq 0,06 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot S \quad \text{si } \tau_b \leq 0,025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot S \quad \text{si } \tau_b > 0,025 f_{c28}$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot T_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 480 \cdot 10^3}{20 \cdot 310,5 \cdot 100} = 1,08 \text{MPa} < \overline{\tau_b} = 0,06 \cdot f_{c28} = 1,5 \text{MPa} \Rightarrow 1^{\text{eme}} \text{ cas}$$

L'effort normal de compression N_1' se trouve dans la moitié de la hauteur de noyau central.

✓ **Armatures longitudinales :**

$$A_L = \frac{0,15}{100} \times b \times h = \frac{0,15}{100} \times 20 \times 345 = 10,35 \text{cm}^2$$

Choix des armatures :

$$7T14 \longrightarrow A = 10,78 \text{cm}^2$$

✓ **Aciers transversales :**

$$\text{Suivant RPA99/V2003 : } S \leq \frac{h}{4} = \frac{345}{4} = 86,25 \text{cm}$$

On choisie : $S = 20 \text{cm}$

$$A_t > 0,0025 \cdot b \cdot S = 1 \text{cm}^2$$

Choix des armatures :

$$2\phi 8 \longrightarrow A = 1,00 \text{cm}^2$$

✓ **Armatures diagonales :**

$$\tau_b = 1,08 \text{MPa} \leq 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow A_D = 0$$

✓ **Détermination des armatures en partie courante :**

$$A_c = 0,0020 \cdot b \cdot h = 0,0020 \times 20 \times 345 = 13,8 \text{cm}^2$$

Choix des armatures :
 12T12 \longrightarrow $A = 13,57\text{cm}^2$

VII-2/ Voiles périphériques :

VII-2-1) Introduction :

Selon le R.P.A 99 article 10.1.2, Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- épaisseur $\geq 15\text{cm}$;
- les armatures sont constituées de deux nappes ;
- le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante ;

VII.2.2) Détermination des sollicitations :

a. calcul de l'effort N :

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 3,4 \times 0,2 = 0,68 \text{m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 0,68 = 1700 \text{Kg}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$N = 1,35 \times 17 = 22,95 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$N = P_{pr} = 17 \text{KN}$$

b. Calcul de la poussée des terres :

$$q = K_p \cdot \gamma \cdot h$$

Avec : K_p : coefficient de poussée

K_q : coefficient du aux surcharge

h : hauteur du voile

γ : Masse volumique des terres

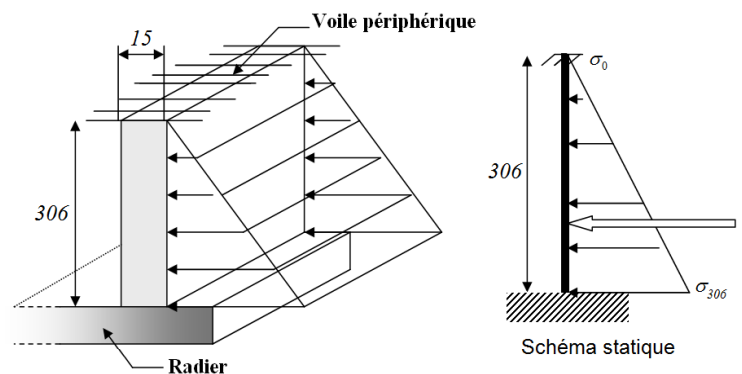


Fig VII-6: contrainte du voile.

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

$$\delta = \frac{2}{3} \varphi ; \varphi = 35^\circ \quad (\delta : \text{frottement mur / sol})$$

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$K_p = 0,25.$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{3,4} = 0,25 \times 17 \times 3,4 = 14,45 \text{ KN/m}^2$$

On va considérer le voile une dalle qui s'appuie sur 4 cotés avec une charge uniformément répartie q .

$$q = \frac{13,01 + 0}{2} = 6,51 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Combinaisons fondamentales :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\bar{q}_u = 1,35 \times 651 = 878,85 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 878,85 \text{ daN/ml.}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$\bar{q}_s = 651 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_s = \bar{q}_s \times 1,00 = 651 \text{ daN/ml.}$$

✓ **Calcul des sollicitations :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

Suivant la direction l_x

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \end{cases}$$

Suivant la direction l_y

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

Suivant la direction l_x

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} \end{cases}$$

Avec :

$$\text{et } \mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho, \nu) \quad \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Suivant la direction l_y

Coefficient de poisson : $\nu = 0$

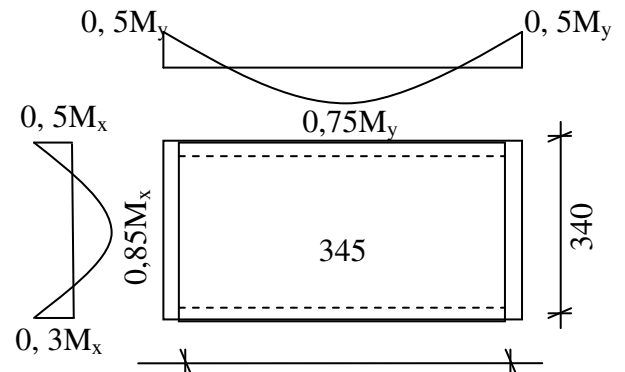


Fig VII-7: Panneau de dalle appuie sur 4 coté.

⇒ états limites ultimes (béton fissuré).

⇒ états limites de service (béton non fissuré). $\nu = 0,2$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{340}{345} = 0,98$$

$\rho = 0,98 > 0,4 \Rightarrow$ le panneau de dalle porte suivant deux directions.

✓ **Calcul des moments :**

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Avec :

μ_x et μ_y sont des coefficients de réduction donnés en fonction du rapport l_x/l_y .

Sollicitation	L_x (m)	L_y (m)	$\rho=L_x/L_y$	μ_x	μ_y	M_{0x} (N.M)	M_{0y} (N.M)
E.L.U	3,40	3,45	0,98	0,0384	0,9545	401,68	383,40
E.L.S	3,40	3,45	0,98	0,0457	0,9694	354,107	343,27

Tableau VII-1 : Récapitulatif des sollicitations.

Combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a (N.m)	191,7	171,635	120,504	106,232
M_t (N.m)	287,55	257,452	341,428	300,990

VII.2.3) Calcul des ferrillages :

✓ **Enrobage :**

Fissuration préjudiciable \longrightarrow $a = 2cm$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2cm$$

En prend : $\phi = 1cm$

Donc :

$$C_x = a + \frac{1}{2} = 2,5cm$$

$$C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3,5cm$$

$$d_x = h_0 - c_x = 17,5cm$$

$$d_y = h_0 - c_y = 16,5cm$$

Le ferrailage en appui et en travée est le même en va prendre le moment maximal (moment en travée)

Sens x-x :

➤ **Etat limite ultime (E. L.U.) :**

$$M_{tx}^u = 287,55 N.m$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{28755}{14,2 \times 100 \times (18)^2} = 0,062$$

$$\mu = 0,062 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,08$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,968$$

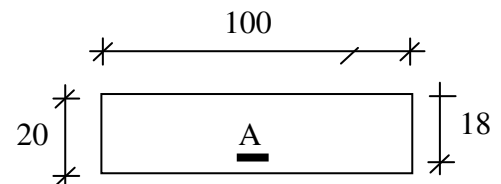


Fig VII-8: Section de calcul en travée (x-x).

✓ **Détermination des armatures:**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{28755}{348 \times 0,968 \times 14,2} = 6,01 cm^2/ml$$

✓ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 cm^2/ml$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 6,01 cm^2/ml$$

✓ **Espacement maximal des armatures:**

L'écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d; 33cm) = 33cm$

✓ **Choix des armatures:**

$$6T12/ml \longrightarrow A = 6,79 cm^2/ml$$

$$\longrightarrow (T12e = 15cm).$$

➤ **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$M_{tx}^s = 257,452 N.m$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 6,79}{100} = 1,01$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,01 \times 18 = 36,36$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,01 + \sqrt{1,01^2 + 36,36} = 5,10 cm$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 5,10^3}{3} + 15 \times 6,79 \times (18 - 5,10)^2 = 21370,55 cm^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{257,452}{21370,55} = 0,012$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,012 \times 5,10 = 0,061 MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,012 \times (18 - 5,10) = 2,322 MPa$$

✓ **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3.f_e ; 150\eta) = \min(2/3.400 ; 150 \times 1,6) = 240 MPa$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 MPa$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

Sens y-y :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_{ty}^u = 341,428 N.m$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{34142,8}{14,2 \times 100 \times (18)^2} = 0,074$$

$$\mu = 0,074 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,096$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,961$$

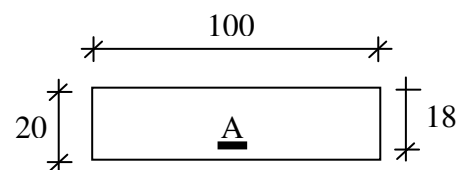


Fig VII-9: Section de calcul en travée (y-y).

✓ **Détermination des armatures:**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{341,428}{348 \times 0,961 \times 18} = 0,56 cm^2/ml$$

✓ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Espacement maximal des armatures:**

L'écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

✓ **Choix des armatures:**

$$5\text{T}10/\text{ml} \longrightarrow A = 3,93\text{cm}^2/\text{ml}$$

\longrightarrow (T10e = 15cm).

➤ **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$M_{ty}^s = 300,990 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,58$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,58 \times 18 = 20,88$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,58 + \sqrt{0,58^2 + 20,88} = 4,02 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 4,02^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (18 - 4,02)^2 = 13686,70 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{3009,90}{13686,70} = 0,22$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,22 \times 4,02 = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,22 \times (18 - 4,02) = 46,13 \text{ MPa}$$

✓ **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3.f_e; 150\eta) = \min(2/3 \times 400; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

Donc le ferrailage sera deux nappes, T10 espacés de 15cm pour le ferrailage vertical.

Pour le ferrailage horizontal on adopte deux nappes de T10 espacés de 15 cm.

CHAPITRE VIII

Etude de l'infrastructure

VIII-1/ Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques .

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Suite à l'importance de l'effort normal agissant sur l'infrastructure et aussi notre bâtiment et lier avec des autres bâtiments de différent hauteur, donc le type a utilisé dans notre cas est un radier général.

VIII-2/ Pré dimensionnement des semelles:

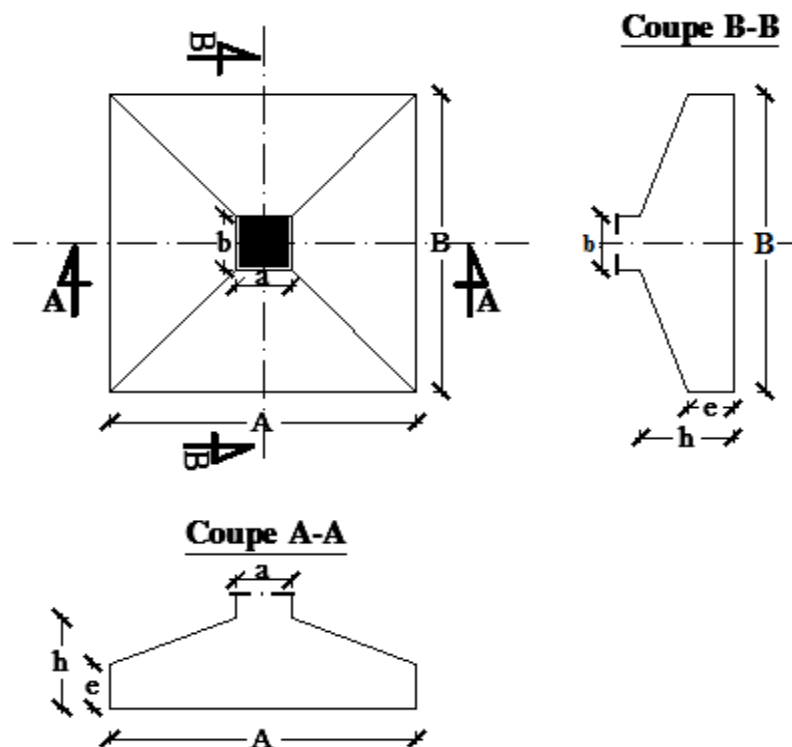


Fig VIII-1 : Dimension d'une semelle isolée.

1) Semelle de centre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sol} = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ A = \left(\frac{a}{b} \right) \cdot B \end{array} \right.$$

Avec : $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{bars}$; $N = 2284,36 \text{KN}$; $a = 50 \text{cm}$ et $b = 50 \text{cm}$.

$$A = \left(\frac{50}{50} \right) \cdot B \Rightarrow A = B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{228436}{2}} = 337,96 \text{cm}$$

On prend : $B = 340 \text{cm} \Rightarrow A = 340 \text{cm}$

2) Semelle de rive :

$$N = 1768,37 \text{KN}$$

$$B \geq 297,35 \text{cm}$$

On prend : $B = 300 \text{cm} \Rightarrow A = 300 \text{cm}$

3) Semelle de d'angle :

$$N = 1234,39 \text{KN}$$

$$B \geq 248,43 \text{cm}$$

On prend : $B = 250 \Rightarrow A = 250 \text{cm}$

Conclusion :

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées on conclue que ces dernières se chevauchent suivant les deux directions et les semelles filantes se chevauchement aussi, pour cela le choix d'un radier général est préférable.

VIII-3/ Etude du radier :**VIII-3-1) Généralité :**

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposant sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisir le panneau le plus défavorable.

Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

✓ L'état limite ultime de résistance :

- Situation durable et transitoire :

$$ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

- Situation accidentelle :

$$\left. \begin{array}{l} ACC1 \rightarrow G + Q + E \\ ACC2 \rightarrow G + Q - E \\ ACC3 \rightarrow 0.8G + E \\ ACC4 \rightarrow 0.8G - E \end{array} \right\} \text{ [RPA99(V2003)/10.1.4.1].}$$

✓ L'état limite de service:

$$ELS \rightarrow G + Q$$

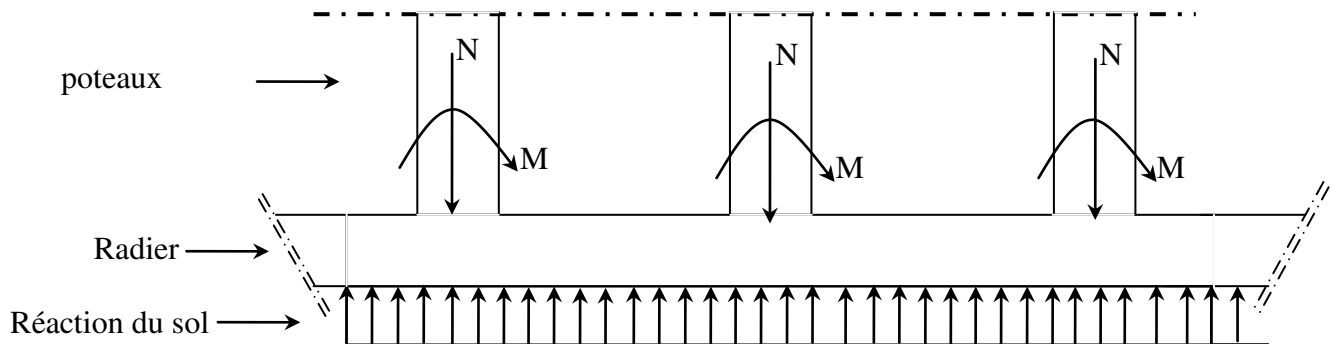


Fig VIII-2: Schéma du radier général.

VIII-3-2) Pré dimensionnement du radier :

Pour des raisons pratique « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque coté.

1) Hauteur du radier

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hanteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées 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 poinçonnent.

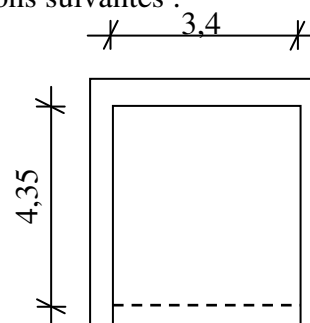


Fig VIII-3: Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité

✓ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=4,35m \Rightarrow 0,54m \leq h \leq 0,87m$$

✓ **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec :

$$L_e: \text{longueur élastique donnée par : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol (Pour un sol de densité moyenne $K=40MN/m^3$) ;

E : module d'Yong du béton ($E=3.10^4$ Mpa) ;

I : inertie du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$) ;

b: largeur du radier.

Pour notre cas : $L=4,35m$.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4,35}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h \geq 0,62m$$

✓ **Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2, 2]**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1,16 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

$$h \geq \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u}$$

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible ;

T^{\max} : Effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

On a : $\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,45}{4,35} = 0,79 \Rightarrow$ le panneau travaille suivant deux directions.

Donc :

Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

$$T_x = \frac{q_{\max}'' \times L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} \quad T_y = \frac{q_{\max}'' \times L_y}{2} \cdot \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

Calcul q_u :

La surface du radier est de : $S = 534,24m^2$

Le poid de superstructure : $G = 28723,41KN$

$$q'' = 1.35 \frac{G}{S} + 1.5Q$$

$$q'' = 1.35 \frac{28723,41}{534,24} + 1.5 \times 5 = 80,083KN/m^2$$

$T_x=98,981KN$; $T_y=49,378 KN$;

donc: $T^{\max} = 98,981KN$.

$$h \geq \frac{98981}{0.9 \times 100 \times 1,16 \times 10^2} \Rightarrow h \geq 9,481cm$$

✓ **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_c 28}{\gamma_b} \dots\dots(1)$$

Avec :

h : épaisseur du radier ;

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (a_1 + b_1)$$

avec: $a_1 = a + h$ et : $b_1 = b + h$

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (a + b + 2 \cdot h)$$

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'état limite ultime.

Pour notre structure, $N_{u \max} = 2284,36KN$ appliquée sur un poteau de section rectangulaire de dimensions $a=50cm$ et $b=50cm$.

$$\Rightarrow 0,045 \times (2 \times (500 + 500 + 2 \times h)) \times h \times 25 - 2284360 \geq 0$$

$$\Rightarrow 4,5h^2 + 2250h - 2284360 \geq 0 \Rightarrow h \geq 67,cm$$

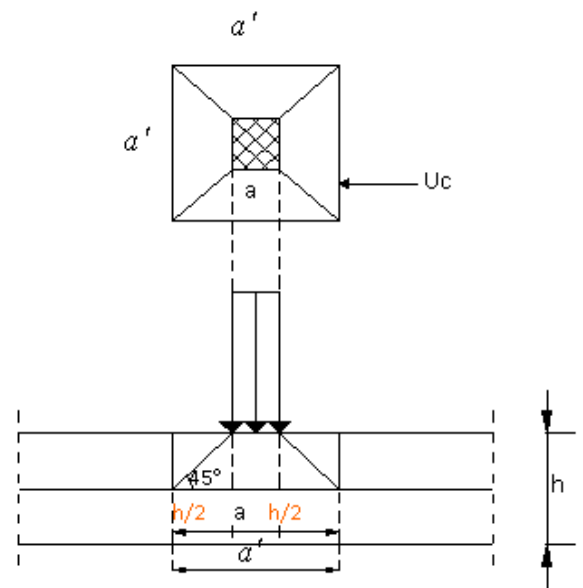


Fig VIII-4: Dimensionnement du feuillet moyen.

Conclusion:

Pour satisfaire les 4 conditions précédentes, on prendra une hauteur du radier égale à 80 cm.

✓ **La hauteur des nervures : h_n**

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{435}{10} = 43,5\text{cm}$$

On prendra $h_n = 50\text{cm}$.

✓ **Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{435}{20} = 21,75\text{cm}$$

On prendra $e = 40\text{cm}$.

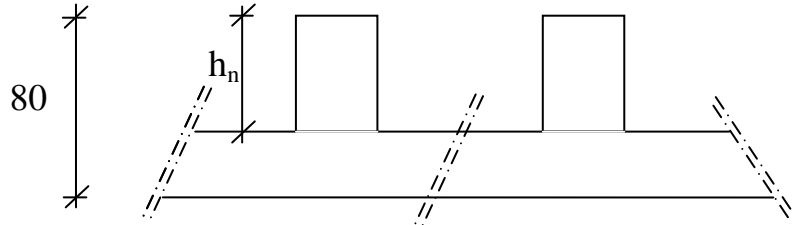


Fig VIII-5: Dimension du radier.

2) Pré dimensionnement des poutres :

On distingue deux types de poutres apparentes :

- poutres principales ;
- Poutres secondaires.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L - b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$L_x = 435 \text{ cm}$;

$L_y = 345 \text{ cm}$.

	Poutres principales	Poutres secondaires
h (cm)	90	90
h₀ (cm)	40	40
b₀ (cm)	30	30
b₁ (cm)	40	30
b (cm)	110	90

Tableau VIII-1: Dimensions des poutres.

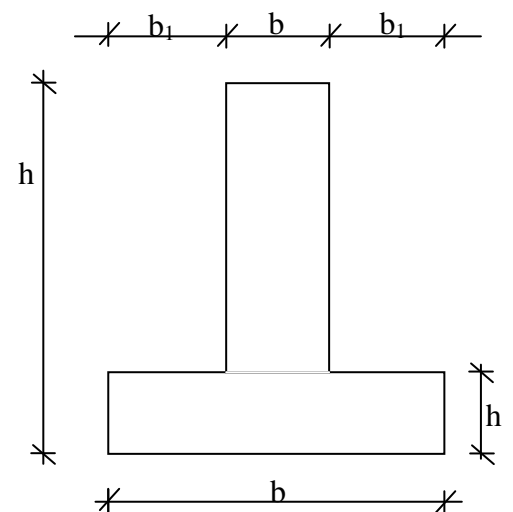


Fig VIII-6: Dimensions des poutres.

VIII-3-3) Détermination des sollicitations :**1) Caractéristiques du radier :**

$$h = 90 \text{ cm} ; e = 40 \text{ cm} ; h_n = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier } S = 534,24 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 14424,48 \text{ m}^4 \quad I_{yy} = 39217,77 \text{ m}^4$$

$$V_x = 14,84 \text{ m} \quad V_y = 9 \text{ m}$$

Avec : V_x, V_y : abscisse du centre de gravité du radier et

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier ;

2) Calcul du poids du radier: Pr

$$\text{Poids du radier sans poutres : } P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b ;$$

$$\text{Poids des poutres principales : } P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b ;$$

$$\text{Poids des poutres secondaires : } P_s = L'(h - h_0) b_0 \cdot \gamma_b$$

Avec : e : épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton ;

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales et

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires ;

$$P_1 = 534,24 \times 0,4 \times 25 \Rightarrow P_1 = 5342,4 \text{ KN.}$$

$$P_p = 180 \times 0,5 \times 0,3 \times 25 \Rightarrow P_p = 675 \text{ KN.}$$

$$P_s = 153,06 \times 0,5 \times 0,3 \times 25 \Rightarrow P_s = 573,98 \text{ KN.}$$

$$\text{Pr} = P_1 + P_p + P_s = 6591,38 \text{ KN.}$$

3) Surcharges d'exploitation : Qr

$$Qr = 5 \times S$$

$$Qr = 5 \times 534,24$$

$$\Rightarrow Qr = 2671,2 \text{ KN.}$$

4) Combinaisons d'actions :**✓ Etat limite ultime (E.L.U) :**

• **Situations durable et transitoire :** $(1,35G + 1,5Q) + (1,35 \text{Pr} + 1,5Qr)$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Avec : N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Etabs sous la combinaison ELUR.

$$N_u^1 = 83559,38 \text{ KN}$$

$$N_u = 83559,38 + 12905,163 \Rightarrow N_u = 96464,543 KN.$$

$$M_x = 48,27 KN.m ; \quad M_y = -15,96 KN.m$$

Avec : M_x et M_y : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée,

M_x , M_y et N_u^1 sont donnés par le logiciel etabs;

● **Situation accidentelle:** $[(G + Q \pm E) + (Pr + Qr)]$ et $[(0,8G \pm E) + 0,8 Pr]$

$$N_a = 66262,76 + 9262,58 \Rightarrow N_a = 75525,34 KN.$$

$$M_x = 665,59 KN.m ; \quad M_y = -559,25 N.m.$$

✓ **Etat limite service (E.L.S.) :** $(G + Q) + (Pr + Qr)$

$$N_s = 3949,95 + 9262,58 = 13212,53 KN.$$

$$M_x = 80,28 KN.m ; \quad M_y = -7,97 KN.m$$

5) **Vérification des contraintes sous radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier).

✓ **Situation durable et transitoire :**

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2bars$$

Suivant l'article de **RPA99/V2003 :**

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol} = 2bars$$

● **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{96464,543}{534,24} \pm \frac{48,27}{14424,48} \times 14,84 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,80bars < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,79bars > 0 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,79bars$$

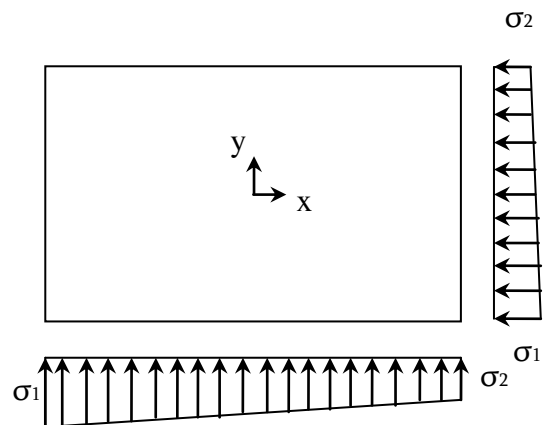


Fig VIII-7:Schéma des contraintes du sol.

- Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{96464,543}{534,24} \pm \frac{15,96}{39217,77} \times 9 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,8bars < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,8bars > 0 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,8bars$$

➤ **Etat limite service (E L S) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_s}{I_r} \cdot V$$

- Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{13212,53}{534,24} \pm \frac{80,28}{14424,48} \times 14,84 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0,24bars < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0,24bars > 0 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,24bars$$

- Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{13212,53}{534,24} \pm \frac{7,97}{39217,77} \times 9 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0,24bars < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0,24bars > 0 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,24bars$$

➤ **Situation accidentelle :**

- Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{75525,34}{534,24} \pm \frac{665,59}{14424,48} \times 14,84 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,42bars < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Condition vérifiée

$$\sigma_2 = 1,40bars > 0 \longrightarrow$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,41bars$$

• Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{75525,34}{534,24} \pm \frac{559,25}{39217,77} \times 9 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,41bars < \bar{\sigma}_{adm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1,41bars > 0 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,41bars$$

6) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec: **P** : Poids du bâtiment;

S : Surface d'assise du bâtiment;

Z : L'ancrage et

γ : Poids volumique de l'eau ($1t/m^3$).

Pour la structure étudié : $P = 28723,41KN = 2872,341 t$

$$1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 2533,90t$$

$$P = 2872,341t > 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 2533,90t \rightarrow C.V$$

la structure est stable.



Fig VIII-8: Encreage de la structure

VIII-3-4) Ferrailage du radier :

1) Ferrailage de la dalle :

- Le calcul d'un radier est identique à celui de la dalle pleine.
- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

✓ Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \cdot 1m$$

$$\text{Le panneau le plus sollicité : } \begin{cases} L_x = 3,45m \\ L_y = 4,35m \end{cases} \text{ La dalle porte suivant les deux directions.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,45}{4,35} = 0,79 \Rightarrow$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

- Etat limite ultime (E L U) :

$$q_u = \sigma_m \cdot 1m = 218 \text{ KN/ml}$$

- Etat limite de service (E L S) :

$$q_s = \sigma_m \cdot 1m = 158 \text{ KN/ml}$$

Moment \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Combinaison				
M_a [KN.m]	43,012	31,174	44,603	32,327
M_t [KN.m]	64,518	46,761	95,437	91,594

Tableau VIII-2: Récapitulatif des sollicitations maximales

✓ Calcul des armatures :

• Enrobage :

Fissuration préjudiciable $\rightarrow \alpha = 2\text{cm}$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4\text{cm}$$

En prend : $\phi = 1,6\text{cm}$

$$\text{Donc : } C_x = a + \frac{1,6}{2} = 2,8\text{cm}$$

$$C_y = a + 1,6 + \frac{1,6}{2} = 4,4\text{cm}$$

$$d_x = h_0 - c_x = 37,2\text{cm}$$

$$d_y = h_0 - c_y = 35,6\text{cm}$$

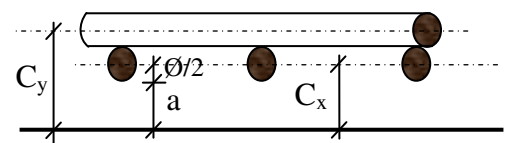


Fig VIII-9: Enrobage

• Sections de calcul :

Sens xx :

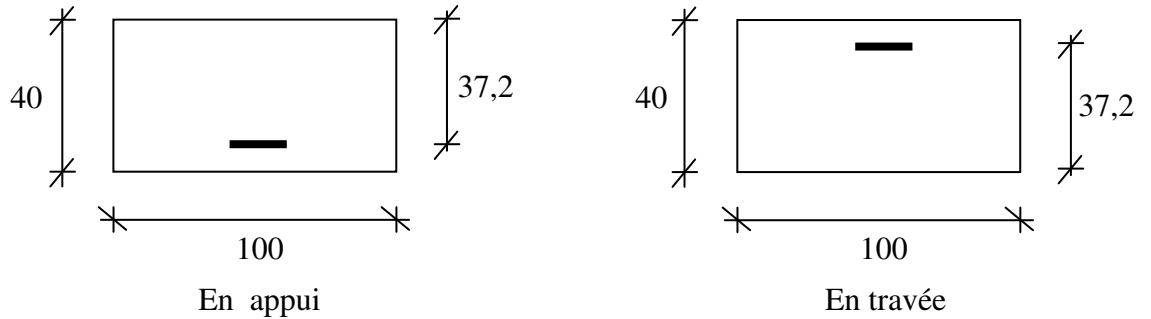


Fig VIII-10:Section de calcul dans le sens xx.

Sens yy :

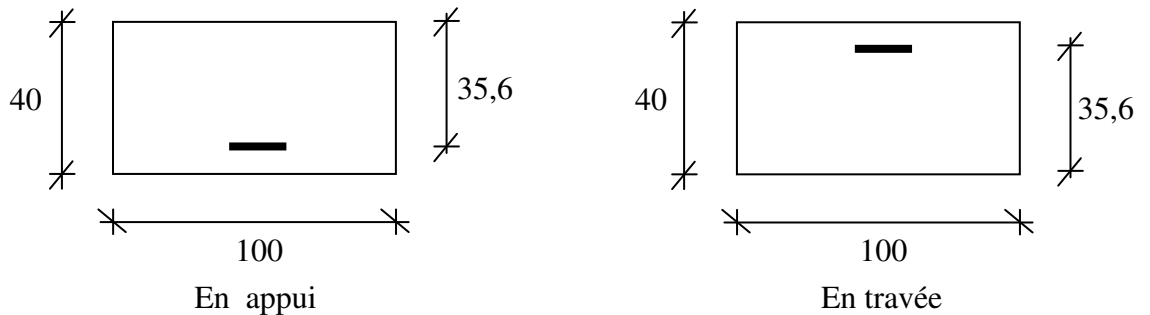


Fig VIII-11:Section de calcul dans le sens yy.

Sens x-x :

•En travée :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = 64,518 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{64518}{14,2 \times 100 \times 37,2^2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s, 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,041 \quad \beta = 0,983$$

$$A = \frac{64518}{348 \times 0,983 \times 37,2} = 5,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (5,06 ; 3,20) \Rightarrow A = 5,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$4T14/ml \longrightarrow A = 6,16cm^2/ml$$

(T14 e = 17cm).

➤ **Etat limite service (E.L.S.) :**

$$M_{ser}=46,761KN.m$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 6,16/100 = 0,924cm$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,924 \times 37,2 = 68,745 cm^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -0,924 + \sqrt{68,745 + 0,924^2} = 7,41cm$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (7,41)^3}{3} + 15 \cdot 6,16 \cdot (37,2 - 7,41)^2 = 95562,13cm^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{46761}{95562,13} = 0,48$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,48 \times 7,41 = 3,55MPa < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - y_1) = 15 \times 0,48 \times (37,2 - 7,41) = 214,488MPa$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201,63MPa$$

$$\sigma_s = 214,488MPa > \bar{\sigma}_s = 201,63MPa$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63MPa \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculé à l'ELS}$$

Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{46761}{201,63 \cdot 100 \cdot (37,2)^2} = 0,0016$$

$$\mu_1 = 0,0016 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,932 \\ k_1 = 58,53 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{58,53} = 3,444MPa < \bar{\sigma}_b = 15MPa \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{46761}{201,63 \cdot 0,932 \cdot 37,2} = 6,68cm^2/ml$$

Choix des armatures:

$$4T16/ml \longrightarrow A = 8,04cm^2/ml$$

$$(T16 \longrightarrow e = 14cm).$$

•En appuis :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_{ax}^u = 43,012 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ix}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{43012}{14,2 \times 100 \times (37,2)^2} = 0,021$$

$$\mu = 0,021 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,026 \quad \beta = 0,989$$

$$A = \frac{43012}{348 \times 0,989 \times 37,2} = 3,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(3,35 ; 3,20) \Rightarrow A = 3,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$3\text{T}14/\text{ml} \longrightarrow A = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T } 14 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (E L S) :

$$M_{ax}^s = 31,174 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 4,62}{100} = 0,69 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 4,62 \cdot 37,2}{100} = 51,559 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,69 + \sqrt{(0,69)^2 + 51,559} = 6,52 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (6,52)^3}{3} + 15 \cdot 4,62 \cdot (37,2 - 6,52)^2 = 74468,41 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{31174}{74468,41} = 0,41$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,41 \cdot 6,52 = 2,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,41 \cdot (37,2 - 6,52) = 188,68 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculé à l'ELS}$$

Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{31174}{201,63 \cdot 100 \cdot (37,2)^2} = 0,0011$$

$$\mu_1 = 0,0011 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,943 \\ k_1 = 72,72 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{72,72} = 2,77 MPa < \overline{\sigma}_b = 15 MPa \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{31174}{201,63 \cdot 0,943 \cdot 37,2} = 4,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$4T14/\text{ml} \longrightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(T14 \longrightarrow e = 17 \text{ cm}).$$

Sens Y-Y :

Le calcul dans le sens Y-Y est similaire à celui dans le sens X-X. Pour cela, nous avons regroupé tous les calculs effectués dans le tableau ci-dessous.

Sens	Travées			Appuis		
	A _{cal} [cm ²]		Barres choisis	A _{cal} [cm ²]		Barres choisis
	ELU	ELS		ELU	ELS	
X-X	5,06	6,68	4T16 A=6,16 cm ²	3,35	4,41	4T14 A=4,62cm ²
Y-Y	3,71	7,69	5T14 A=7,70cm ²	3,20	5,08	5T12 A=5,65cm ²

Tableau VIII-3: Ferrailage de la dalle.

VIII-3-5) Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

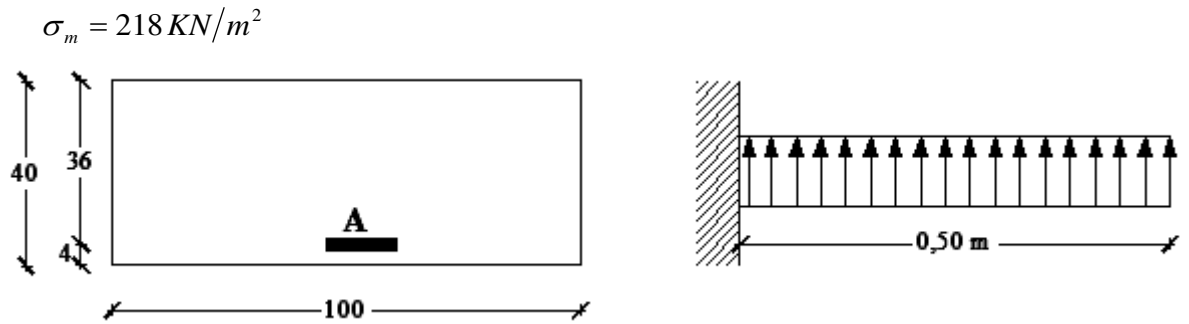


Fig VIII-12 : Schéma statique et section de calcul du débordement.

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_u = 218 \cdot 1 = 218 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -27,25 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{27250}{14,2 \times 100 \times (37,2)^2} = 0,013$$

$$\mu = 0,013 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,016 \quad \beta = 0,993$$

$$A = \frac{27250}{348 \times 0,993 \times 37,2} = 2,11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 3,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(2,11; 3,20) \Rightarrow A = 3,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$4\text{T}12/\text{ml} \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

➤ **Etat limite de service (E L S) :**

$$q_s = 158 \cdot 1 = 158 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} = -19,75 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 4,52}{100} = 0,68 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 4,52 \cdot 37,2}{100} = 50,44 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,68 + \sqrt{(0,68)^2 + 50,44} = 6,45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (6,45)^3}{3} + 15 \cdot 4,52 \cdot (37,2 - 6,45)^2 = 73053,675 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{19750}{73053,675} = 0,27$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,27 \cdot 6,45 = 1,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,27 \cdot (37,2 - 6,45) = 124,54 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 13,2 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,93 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

➤ Armatures transversales:

✓ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Selon BAEL91/A.5.1,211 :

$$T_u = q_u \times l = 218000 \times 0,50 = 109000 \text{ N}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{109000}{100 \cdot 100 \cdot 37,2} = 0,29 \text{ MPa} < 2,25 \text{ MPa} .$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

✓ Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

La section du béton doit vérifier :

$$T_u \stackrel{?}{\leq} 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9d = 0,9 \times 37,2 = 33,48 \text{ cm} \quad \text{et } b_0 = 100 \text{ cm}$$

$$T_u = 109000 < 0,267 \times 33,48 \times 100 \times 25 \times 100 = 2234790 \text{ N} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Pas d'influence de l'effort tranchant

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieure:**

$$A \stackrel{?}{\geq} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(109000 - \frac{26750}{0,9 \times 0,372} \right) \times \frac{1,15}{400 \times 100} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,52\text{cm}^2 \geq 0,84 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures en appuis sont suffisantes.

✓ **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

Selon les règles B.A.E.L. 91 :

Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_L \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{40}{35} ; \frac{100}{10} ; 1,2 \right)$$

$$\Rightarrow \varnothing_t \leq 1,14\text{cm}$$

On prendra : $\varnothing_t = 8\text{mm}$. → de nuance d'Acier FeE400

On choisit : → 4T8 → $A_t = 2,01\text{cm}^2$.

Espacement des armatures transversales :

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28} K)}{0,9 f_e} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}.] \\ \delta_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.2}.] \\ \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \leq 0,4\text{Mpa} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.2}.] \end{array} \right. \quad (1)$$

$$\Rightarrow \delta_t \leq \min (33,48 ; 20,1)\text{cm} \Rightarrow \delta_t \leq 20,1\text{cm}$$

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

VIII-3-6) Ferrailage des poutres :

Charge équivalente :

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitation maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente) .

1/ Poutres principales :

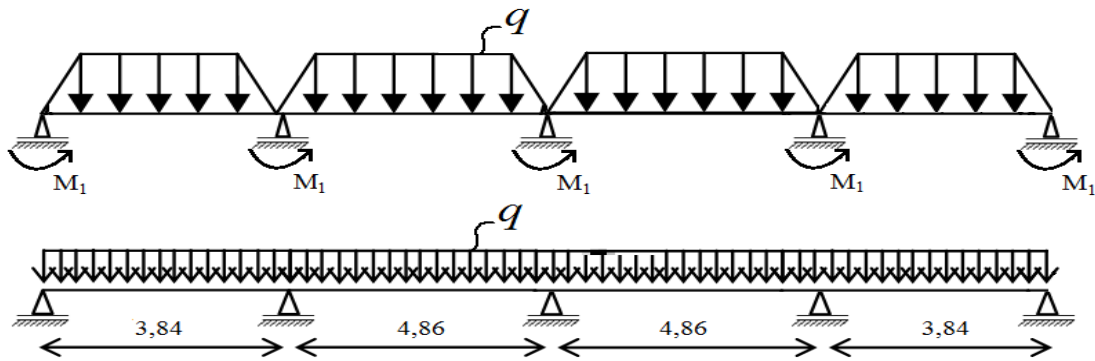


Fig VIII-13: Schéma statique de la poutre principale.

2/ Poutres secondaires :

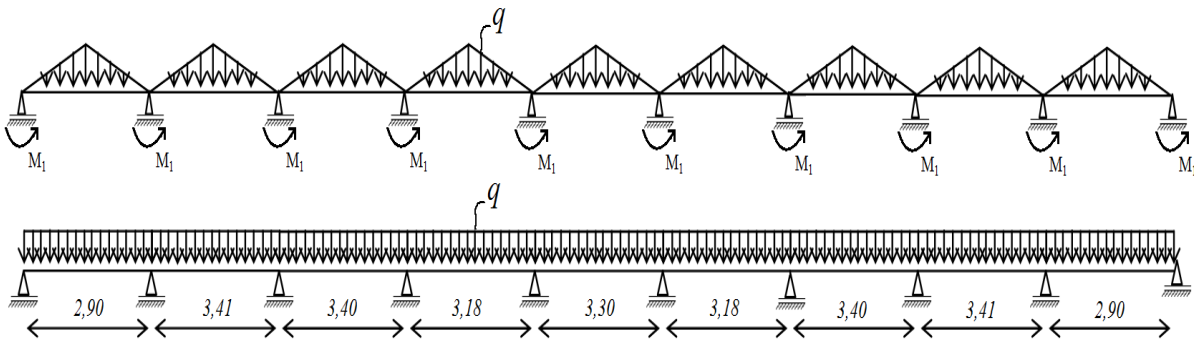


Fig-VIII-14 : Schéma statique de la poutre secondaire.

Disposition des charges pour la poutre la plus défavorable :

Avec :

\bar{q}_1 : charges provenant du radier ;

q_1 : charge équivalente ;

Pour une charge trapézoïdale: $q_1 = \left[\bar{q}_1 \cdot \left(\frac{l_y + (l_y - l_x)}{2} \right) \cdot \frac{l_x}{2} \right] \cdot \frac{2}{l_y}$

Pour une charge triangulaire: $q_1 = \left[\bar{q}_1 \cdot \left(\frac{l_x}{2} \right)^2 \right] \cdot \frac{2}{l_x}$

Solicitation	ELU				ELS		
	q^u (KN/ml)	M_a^u (KN.m)	M_t^u (KN.m)	T^u (KN)	q^{ser} (KN/ml)	M_a^{ser} (KN.m)	M_t^{ser} (KN.m)
Poutre principale	482,58 5	954,6	-489,4	1182	349,764	699,7	-354,7
Poutre secondaire	371,69 0	373,7	-226,2	667,8	269,390	270,9	-164,0

Tableau VIII-4 : Récapitulatif des sollicitations des poutres.

❖ **Poutres principales :**1) **Détermination des armatures longitudinales :**

En travée :

➤ **Etat limite ultime:** $M_t^u = -489,4 \text{ KN.m}$ ✓ **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left[d - \frac{h_0}{2} \right] = 14,2 \cdot 110 \cdot 40 \cdot \left[81 - \frac{40}{2} \right] = 3811280 \text{ N.m}$$

$$M_{\max} = 489400 \text{ N.m} < M_T = 3811280 \text{ N.m}$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{489400}{14,2 \times 110 \times 81^2} = 0,047$$

$$\mu = 0,047 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,060$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,976$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{489400}{348 \times 0,976 \times 81} = 17,78 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 30 \times 81 \times \frac{2,1}{400} = 2,93 \text{ cm}^2$$

✓ **Conclusion:**

$$A_{tx} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(17,78; 2,93) = 17,86 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des Armatures:**

$$6T16+2T20 \rightarrow A = 18,34 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service:** $M_t^s = -354,7 \text{ KN.m}$ ✓ **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - h_0) = \frac{110 \cdot 40^2}{2} - 15 \cdot 18,34 \cdot (81 - 40) = 76720,9$$

=76720,9>0 La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

✓ **Détermination des contraintes:**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 18,34}{110} = 2,5 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 81 \cdot 2,5 = 405 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,5 + \sqrt{(2,5)^2 + 405} = 17,78 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{110 \cdot (17,78)^3}{3} + 15 \cdot 18,34 \cdot (81 - 17,78)^2 = 1305605,628 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{354700}{1305605,628} = 0,27$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,27 \cdot 17,78 = 4,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,27 \cdot (81 - 17,78) = 256,041 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{r28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 4,83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 256,04 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être recalculé à l'ELS.

✓ **Détermination des armatures à l'ELS :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{354700}{201,63 \cdot 110 \cdot 81^2} = 0,0025$$

$$\mu_1 = 0,0025 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,917 \\ k_1 = 45,24 \end{cases}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{45,24} = 4,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{354700}{201,63 \cdot 0,917 \cdot 81} = 23,68 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des Armatures:**

$$8T20 \rightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2$$

En appuis :

➤ **Etat limite ultime:** $M_{au} = 954,6 \text{ KN.m}$

Remarque :

La table de compression se trouve dans la partie tendue \Rightarrow on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h)$.

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{954600}{14,2 \times 30 \times 81^2} = 0,341$$

$$\mu = 0,388 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,545$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,782$$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{954600}{348 \times 0,782 \times 81} = 43,30 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 30 \times 81 \times \frac{2,1}{400} = 2,93 \text{ cm}^2$$

✓ **Conclusion:**

$$A_{ax} = \max(A_{cal}; A_{\min}) = \max(43,30 ; 2,63) = 43,30 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des Armatures:**

$$10T20+8T16 \rightarrow A = 47,5 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service:** $M_a^s = 699,7 \text{ KN.m}$

✓ **Détermination des contraintes:**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 47,5}{30} = 23,75 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot d \cdot D = 2 \cdot 81 \cdot 23,75 = 3847,5 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -23,75 + \sqrt{(23,75)^2 + 3847,5} = 42,67 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{30 \cdot (42,67)^3}{3} + 15 \cdot 47,5 \cdot (81 - 42,67)^2 = 1823702,113 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{699700}{1823702,113} = 0,38$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,38 \cdot 42,67 = 16,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,38 \cdot (81 - 42,67) = 218,48 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201,63 \text{MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 16,37 \text{MPa} > \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s = 218,48 \text{MPa} > \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa} \end{cases}$$

Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être recalculé à l'ELS.

✓ **Détermination des armatures à l'ELS :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\overline{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{699700}{201,63 \cdot 110 \cdot 81^2} = 0,0048$$

$$\mu_1 = 0,0050 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,888 \\ k_1 = 29,64 \end{cases}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{29,64} = 6,80 \text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\overline{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{699700}{201,63 \cdot 0,888 \cdot 81} = 48,24 \text{cm}^2$$

✓ **Choix des Armatures:**

$$10T20+10T16 \rightarrow A = 51,53 \text{ cm}^2$$

✓ **Armature minimale selon le RPA99/version 2003 :**

$$A_{\min} = 0,005 \times (110 \times 40 + 50 \times 30) = 29,5 \text{cm}^2$$

✓ **Armature maximale selon le RPA99/version 2003 :**

$$\text{En zone courante : } A_{\max} = 0,04 \times (110 \times 40 + 50 \times 30) = 236 \text{cm}^2$$

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{\max} = 0,06 \times (110 \times 40 + 50 \times 30) = 354 \text{cm}^2$$

✓ **Conclusion:**

$$A_{\min} = 29,5 \text{cm}^2 < A = 25,13 + 51,53 = 76,66 \text{cm}^2 < A_{\max} = 354 \text{cm}^2$$

2) **Armatures transversales :**

✓ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Selon BAEL91/A.5.1,211 :

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \overline{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = 2,5 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1182000}{100 \cdot 110 \cdot 81} = 1,33 \text{MPa} < 2,5 \text{MPa} .$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

La section du béton doit vérifier :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9d = 0,9 \times 81 = 78,3\text{cm}$ et $b_0 = 30\text{cm}$

$$T_u = 1182000 < 0,267 \times 78,3 \times 30 \times 25 \times 100 = 1567957,5\text{N} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Pas d'influence de l'effort tranchant.

✓ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieure:**

$$A \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(1182000 - \frac{965400}{0,9 \times 0,81} \right) \times \frac{1,15}{400 \times 100} = -4,90\text{cm}^2 < 0$$

$$A = 51,53 \text{ cm}^2 > 0 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures en appuis sont suffisantes.

✓ **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

Selon les règles B.A.E.L. 91 :

Diamètre des armatures transversales :

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

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{90}{35} ; \frac{30}{10} ; 2 \right)$$

$$\varnothing_t \leq 2 \text{ cm}$$

On prendra : $\varnothing_t = 10\text{mm.} \rightarrow$ de nuance d'Acier FeE400

On choisit : $\rightarrow 4\text{T}10 \rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$.

Espacement des armatures transversales :

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28} K)}{0,9 f_e} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} & [\text{CBA93/A.5.1.2.3}] \\ \delta_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \\ \frac{A_t}{b_0 \delta_t} \leq 0,4\text{Mpa} & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \end{cases}$$

$$\Rightarrow \delta_t \leq \min (43,46 ; 40 ; 104,67)\text{cm} \Rightarrow \delta_t \leq 40\text{cm}$$

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

Selon le RPA99/Version 2003 :

Zone nodale :

$$s \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi \right) = \left(\frac{90}{4} ; 12 \times 1,6 \right) = 19,2cm$$

$$\Rightarrow s = 19,2cm$$

Zone courante :

$$s \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} cm$$

$$\Rightarrow s = 45cm$$

$$A_t = 0,003 \times s \times b = 0,003 \times 19,2 \times 30 = 1,73cm^2$$

✓ **Conclusion :**

On prendra : 4T10 ($A_t = 3,14cm^2$) espacées de : 25 cm pour la zone courante et 15 cm pour la zone nodale.

Type des poutres		A_{min} [cm ²] B.A.E.L.	A_{cal} [cm ²]		Barres choisis	A_t (cm)	δ_t (cm) zone courante	δ_t (cm) zone nodale
			ELU	ELS				
Poutres principales	Travées	2,93	17,78	23,68	8T20 A=25,13cm ²	T10	25	15
	Appuis	2,93	43,30	48,24	10T20+10T16 A=51,53cm ²			

Tableau VIII-5 : Récapitulatif du ferrailage des poutres principales.

❖ **Poutre secondaire:**

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales.

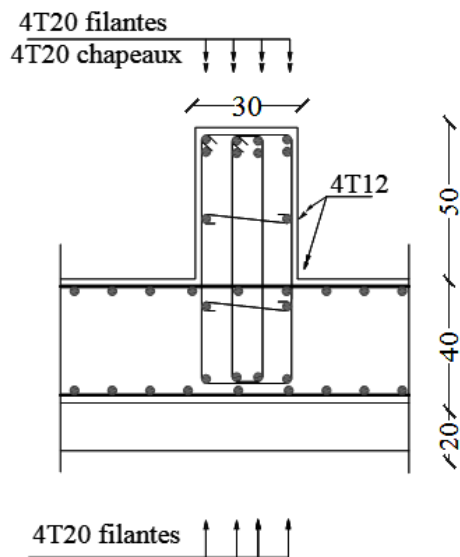
Type des poutres		A _{min} [cm ²] B.A.E.L.	A _{cal} [cm ²]		Barres choisies	A _t (cm)	δ _t (cm) zone courante	δ _t (cm) zone nodale
			ELU	ELS				
Poutres secondaires	Travées	2,68	8,16	11,21	6T16 A=12,06cm ²	T10	25	15
	Appuis	2,68	14,46	18,83	6T20 A=18,85cm ²			

Tableau VIII-6 : Récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires

❖ schéma de ferrailage :

- poutres principales:

En travée



En appuis

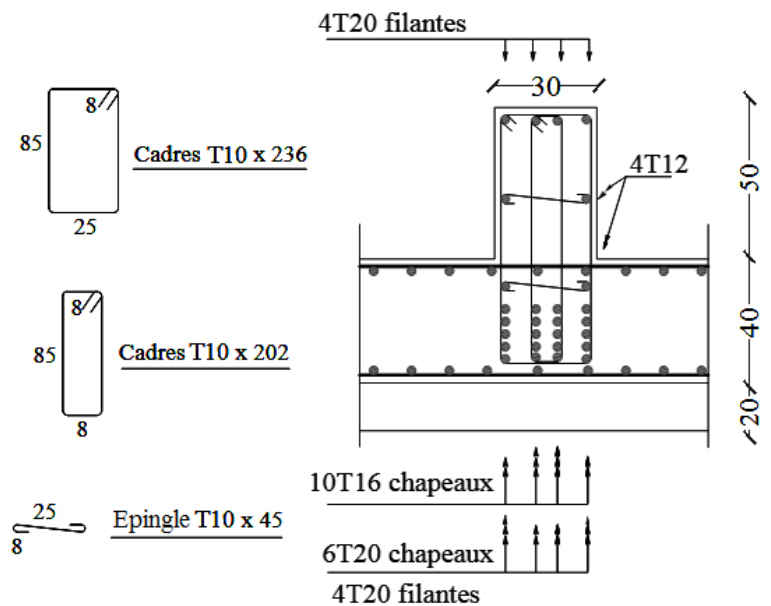


Fig VIII-15 : Schéma de ferrailage des poutres principales

• Poutres secondaires:

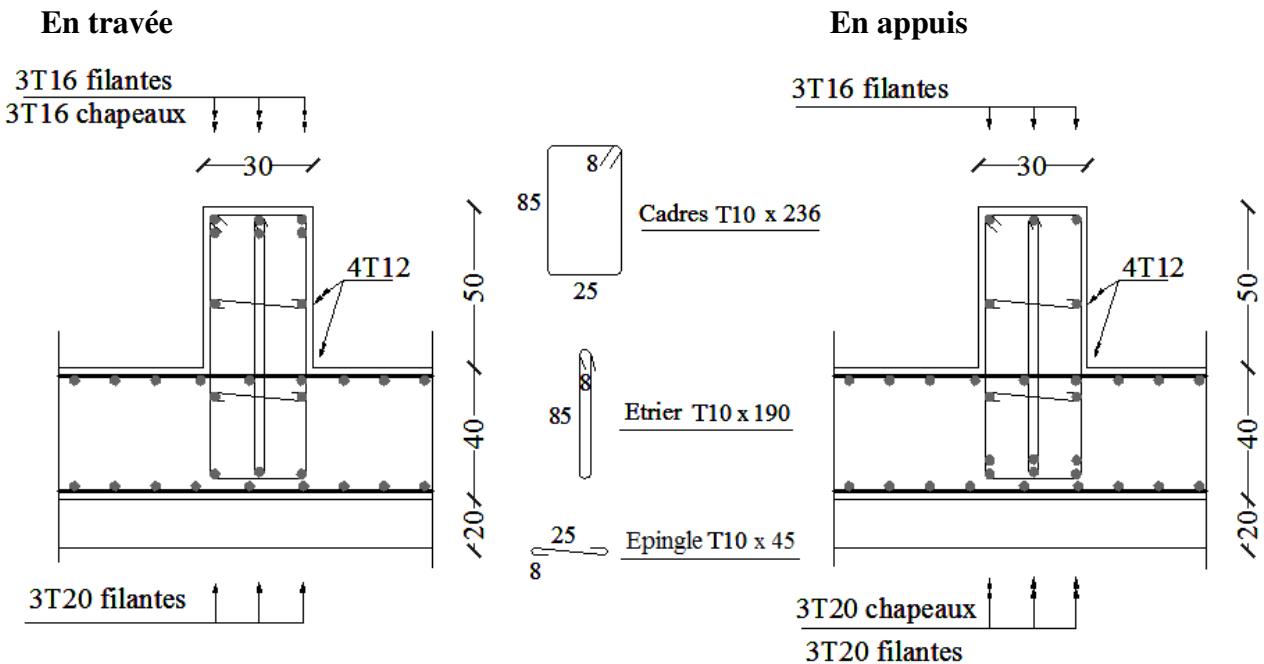


Fig VIII-16 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires

VIII-4/ Etude des longrines :

D'après le RPA99/version2003 les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$; Avec:

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au : $\min(20\text{cm} ; 15\Phi)$.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- 25cm x 30cm : site de catégorie S2 et S3
- 30cm x 30cm : site de catégorie S4

Dans notre cas on a : $\left. \begin{matrix} \text{Zone II} \\ \text{Site S3} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \alpha = 12$

On prendra une section de (25 x 30)

$$N^u = 2284,36 \text{ KN} \Rightarrow F^u = \frac{2284,36}{12} = 190,363 \text{ KN}$$

$$N^{ser} = 1651,05 \text{ KN} \Rightarrow F^{ser} = \frac{1651,05}{12} = 137,588 \text{ KN}$$

1) Détermination des armatures :

➤ **Etat limite ultime :**

$$A^u = \frac{F^u}{100 \times \sigma_{10}} \quad \text{Avec: } \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow A^u = \frac{190363}{100 \times 348} = 5,47 \text{cm}^2$$

➤ **Etat limite de service:**

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201,63 \text{MPa}$

$$A^{ser} = \frac{F^{ser}}{100 \times \sigma_{10}} = \frac{137588}{100 \times 193} = 7,13 \text{cm}^2$$

$$A = \max(A^u ; A^{ser}) = \max(5,47 ; 7,13)$$

$$\Rightarrow A = 7,13 \text{cm}^2$$

2) **Choix des armatures :**

$$4T12+2T14 \longrightarrow A=7,60 \text{ cm}^2$$

3) **Condition de non fragilité :**

$$B \leq \frac{A \cdot f_e}{f_{t28}} \Rightarrow B = 25 \times 30 = 750 \text{cm}^2 < \frac{7,60 \times 400}{2,1} = 1447,61 \text{cm}^2$$

la section du béton est vérifiée .

4) **schéma de ferrailage :**

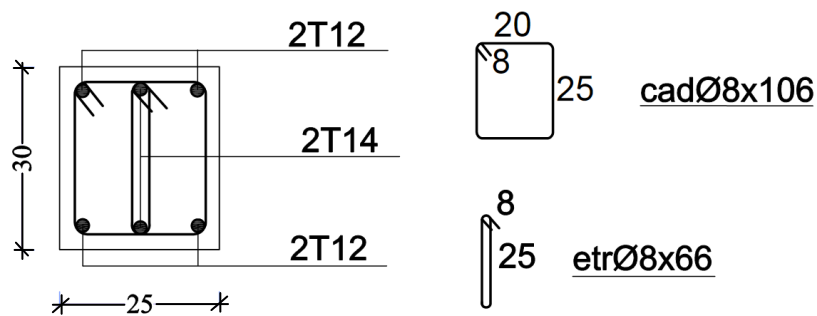


Fig VIII-17 : Schéma de ferrailage de la longrine.

CONCLUSION

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons logiciel ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté que :

- Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrailés par le minimum proposé par le RPA99 v 2003.
- L'excès de ferrailage nous a obligés d'augmenter la section du béton, sans revenir au pré dimensionnement.
- Pour la disposition et comportement des voiles ; La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.

Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du l'AUTODESK ETABS)

- Pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus a notre département et servira pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- RPA99(Version2003) : Règles parasismiques Algériennes (DTR.B.C.2.48)
- BAEL91 : Béton armé aux états limites (Jean-pierre Mogin)
- CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (DTR.B.C.2.41)
- Charge permanentes et charge d'exploitation (DTR B.C. 2.2)

Cours :

- Cours en béton armé Mr AMMAR.
- Cours calcul de structure Mr BENSOULA.

Mémoires :

- BENYAMINA et BACHA 2017, Etude d'un bâtiment en béton armé R+7 avec un sous-sol.

Logiciels et programmes :

- AUTOCAD 2013
- Etabs V9.7.4
- WORD 2007
- EXCEL 2007