

REMERCIEMENT

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

Nous remercions nos deux familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études tout au long de notre parcours.

Nous voulons à signifier nos profondes reconnaissances à nos encadreurs, Monsieur **ZELMAT Yassine**, professeur à l'université d'Abdelhamid Ibn Badis – **Mostaganem** pour l'excellente orientation et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire ainsi que pour la grande confiance qu'il m'a accordée.

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

Un grand merci à tous les professeurs du génie civil et à toutes nos familles et nos collègues et les ingénieurs

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

DÉDICACES

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers,

A MA CHÈRE MÈRE

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices. Puis Dieu, le très haut, vous accorde santé, bonheur et longue vie.

A MON CHER PÈRE

Ce travail est dédié à mon père, décédé, qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études.

J'espère que, du monde qui est sien maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'une fille qui a toujours prié pour le salut de son âme. Puisse Dieu, le tout-puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde !

MON ENCADREUR Mr. ZELMAT YASSINE

Qui m'a donné la volonté et m'a appris la confiance en soi-même, d'entamer et de déterminer ce mémoire.

A TOUS MA FAMILLE ELMENOUER SANS

EXCEPTION. A TOUTES MES AMIS (ES)

A TOUT LES PERSONNES DE CLUB

SCIENTIFIQUE GENIE CIVIL. A MON BINOME

ABDOU ET TOUTE SA FAMILLE.

MOHAMED

DÉDICACES

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont chers,

A MA CHÈRE MÈRE ET MA TANTE

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices. Puis Dieu, le très haut, vous accorde santé, bonheur et longue vie.

J'espère que, du monde qui est sien maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'une fille qui a toujours prié pour le salut de son âme. Puisse Dieu, le tout-puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde !

MON ENCADREUR Mr. ZELMAT YASSINE

Qui m'a donné la volonté et m'a appris la confiance en soi-même, d'entamer et de déterminer cette mémoire

A TOUS MA FAMILLE AYACHE SANS EXCEPTION. A

TOUTES MES AMIS SURTOUT A RAHIM SIDALI ET

BOUZAK CHAHRAZED

A TOUT LES PERSONNES DE CLUB

SCIENTIFIQUE GENIE CIVIL. A MON BINOME

MOHAMED ET TOUTE SA FAMILLE.

ABDOU

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple, constitué d'un rez-de-chaussée + 10 étages ayant une forme régulière en plan.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et CBA 93), cette étude se compose de quatre parties :

- ❖ La première concerne la description générale du projet avec une présentation des éléments du bâtiment ; ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin une évaluation des charges
- ❖ La deuxième partie concerne l'étude des éléments secondaires (l'acrotère les escaliers, les planchers et les dalles pleines)
- ❖ La troisième partie traite l'étude dynamique de la structure faite par le logiciel de calcul ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charge permanentes, d'exploitation et charge sismique).
- ❖ La dernière partie concerne le calcul de ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) et les fondations.

Mots clés : Bâtiment, Béton Armé, ROBOT 9.6.0, RPA99, CBA93

Abstract

This project presents a detailed study of a multipurpose building consisting of a basement and ground floor + 10 floors having a regular shape in plan.

Using the new rules for calculating and verifying reinforced concrete (RPA99V2003 and C.B.A 93), this study consists of four parts:

- ❖ The first concerns the general description of the project with a presentation of the elements of the building; then the pre-dimensioning of the structure and finally an evaluation of the loads
- ❖ The second part concerns the study of secondary elements (acroteria, stairs, floors and

solid slabs)

This project presents a detailed study of a multipurpose building consisting of a ground floor + 10 floors having a regular shape in plan.

Using the new rules for calculating and verifying reinforced concrete (RPA99V2003 and C.B.A 93), this study consists of four parts:

- ❖ The first concerns the general description of the project with a presentation of the elements of the building; then the pre-dimensioning of the structure and finally an evaluation of the loads
- ❖ The second part concerns the study of secondary elements (acroteria, stairs, floors and solid slabs)

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى متعدد الأبراج يتكون من طابق سفلي و الطابق الأرضي+9 طوابق ذات شكل منتظم في المخطط.

باستخدام القواعد الجديدة لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة RPA99V2003 (و) C.B.A93، تتكون هذه الدراسة من

أربعة أجزاء:

- ❖ يتعلق الأول بالوصف العام للمشروع مع عرض لعناصر المبنى؛ ثم البعد المسبق للهيكل وأخيرا تقييم الأحمال
 - ❖ الجزء الثاني يتعلق بدراسة العناصر الثانوية (السالمة والأرضيات والألواح الصلبة)
 - ❖ يتناول الجزء الثالث الدراسة الديناميكية للهيكل الذي قام به برنامج الحساب ROBOT من أجل تحديد الأحمال المختلفة الناتجة عن الأحمال (الحمل الدائم وحمل التشغيل والحمل الزلزالي).
 - ❖ الجزء الأخير يتعلق بحساب تعزيز العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (العمدة، الحزم، الجدران) والأساسات.
- الكلمات المفتاحية: البناء، الخرسانة المسلحة.

Chapitre I : Généralité

I.1.Introduction :

L'objet du travail présenté dans ce mémoire consiste à dimensionner les éléments Structuraux et non structuraux d'un bâtiment d'un rez-de-chaussée et 10 étages et De vérifier l'ensemble des sollicitations vis-à-vis de la réglementation appliquée en vigueur. Le lieu d'implantation se situe à **wilaya d'Oran** dans la **ZONE IIa** selon la classification du règlement parasismique algérien « **R.P.A99 V 2003** » .

Le calcul du bâtiment ainsi que les différentes actions produites par les différentes combinaisons de charges sont modélisés par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel « **Auto desk Robot structure analyse**»

Les résultats obtenus ont été utilisés au pré dimensionnement et au calcul des armatures.

I.2.Caractéristiques géométriques et système structural du bâtiment :

Notre bâtiment comporte un Rez-de- chaussée et 10étage, il est modèle courant.

Dimension de l'ouvrage :

- La hauteur du RDC : 3,06 m
- La hauteur des étages courant : 3,06 m
- la longueur du bâtiment en plan : 29,65m
- la largeur du bâtiment en plan : 16,70 m
- la hauteur du bâtiment : 33,66 m

Règlements utilisés :

- Règlement parasismique Algérien : « **RPA-99, version 2003** »
- Béton armé aux états limites : « **BAEL-91** »
- Document technique Réglementaire (Charges permanentes et surcharges d'exploitation) : « **DTRC 2-4.7** » .

Charges considérées :

- Charge permanente : (G).
- Surcharge d'exploitation : (Q).
- Charge accidentelles dues au séisme : (E).

Combinaisons des charges :

- $G + Q$: ELS (Etats limites de services) « **BAEL-91** » ;
- $1,35G + 1,5Q$: E.L.U (Etats Limites Ultimes) « **BAEL-91** » ;
- $0,8G \pm E$ « **RPA99/ 2003** » ;
- $G + Q + E$ « **RPA99/2003** » ;

I .3. Caractéristique mécanique du béton et de l'acier :

➤ Béton :

Le béton est un mélange composé de : Ciment, eau, air, granulats.

ce mélange du béton doit respecter des rapports bien définis, Le béton résiste bien à la compression et n'a pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

- La composition d'un mètre cube de béton est la suivante :
 - 350 kg de ciment CM1/II A 42.5.
 - 400kg de sable $C_g < 5\text{mm}$.
 - 800kg de gravillons 8/16 et 16/25.
 - 175L d'eau de gâchage.
 - La masse volumique de béton armé est de 2.50t/m³.

- Poids volumique du béton :
 - Béton armé..... $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$
- Résistance à la compression du béton :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28jours (f_{c28}).pour un béton courant dosé à 350kg/m³, on a : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Résistance à la traction du béton :

La résistance à la traction d'un béton à l'âge (j) jours est conventionnellement défini par :

- $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$
- $f_{tj} = 2,1\text{Mpa}$.

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

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale. Selon les règles « **BAEL91** » les valeurs de ce coefficient :

- $\nu = 0,20$; dans L'E.L.S. (béton non fissuré).
- $\nu = 0,00$; dans L'E.L.U. (béton fissuré).

Contraintes limites :

D'après les règles [**B.A.E.L91**] , on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U.R).
- Etat limite de service (E.L.S).

On appelle état limite, un état particulier ou delà du quel une structure cesse d'emplir les fonctions pour lesquelles a été conçu.

Etat limite ultime :

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entraînerait la ruine l'ouvrage doit alors justifier.

- a) - La résistance de toutes les structures.
- b)- L'équilibre statique pas de renversement.
- c)- Stabilité de forme pas de flambement.

La contrainte ultime du béton en compression:

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

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.

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

Contrainte de 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.

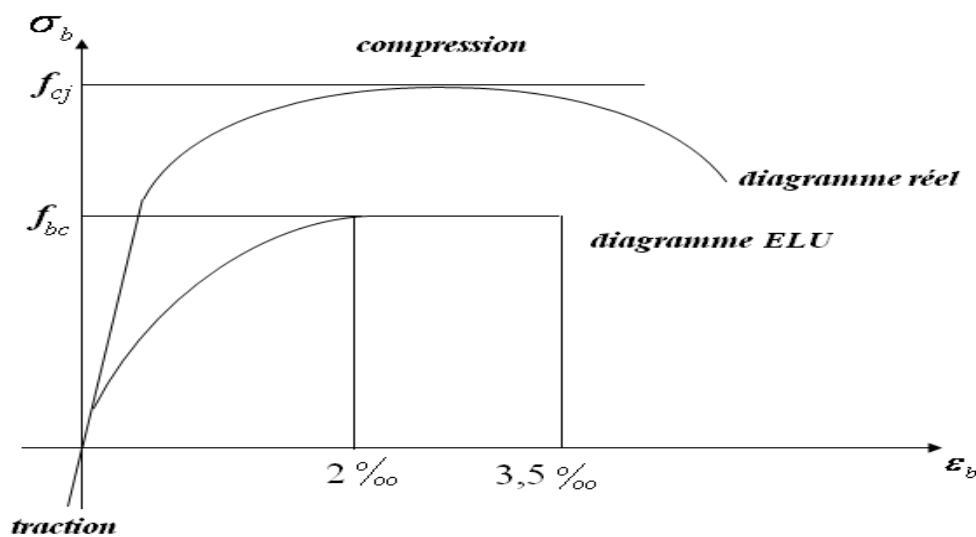


Fig. I.1.: Diagramme contrainte déformation E.L.U.R

Etat limite de service :

la contrainte limite de servis en compression est donnée par la formule :

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la limite suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale :

σ_b : Contrainte du béton

ε_s : Raccourcissement relatif du béton

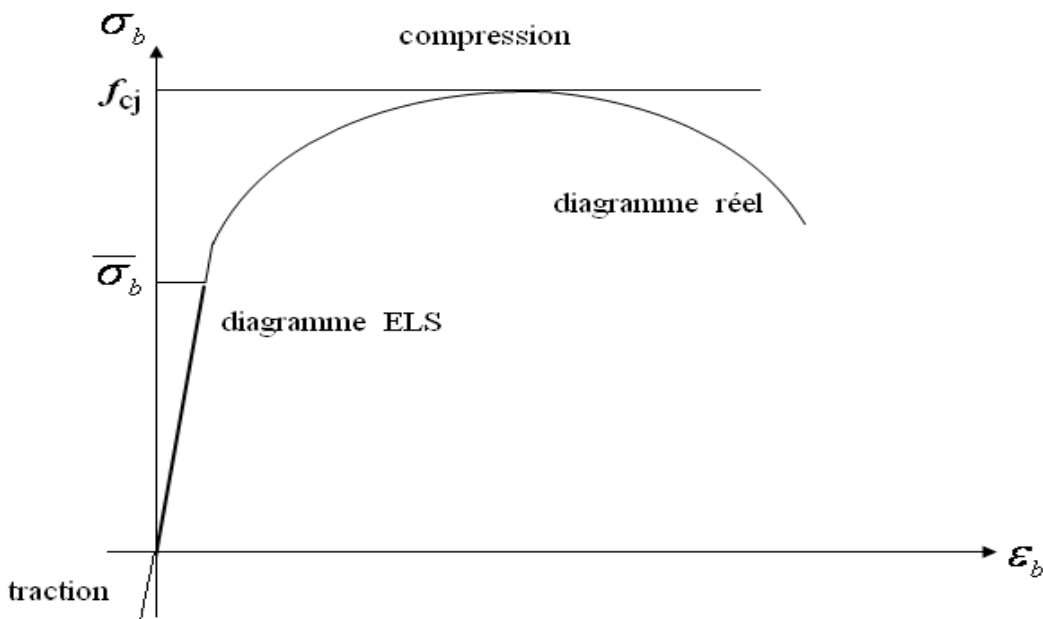


Fig. I.2.: Diagramme contrainte déformation E.L.S

➤ **Acier:**

L'acier est un alliage de fer et de carbone, ils sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration.

Les caractéristique mécanique servant de base au calcul des éléments de béton armé sont la limite d'élasticité garantie, notée f_e qui dépend de la nuance de l'acier utilisé, et le module d'élasticité (E_s).

le module de déformation longitudinal de l'acier est :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{Mpa} = 2 \times 10^6 \text{Bars} .$$

Contrainte de calcul d'acier:

Etat Limite Ultime (E.L.U):

σ_s : contrainte de l'acier.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier,

$$\gamma_s \begin{cases} = 1,00 \text{ pour la situation accidentelle.} \\ = 1,15 \text{ pour la situation durable et transitoire.} \end{cases}$$

$\sigma_s = 348 \text{MPa}$ situations durables.

$\sigma_s = 400 \text{MPa}$ situations accidentelles.

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier. $\epsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$

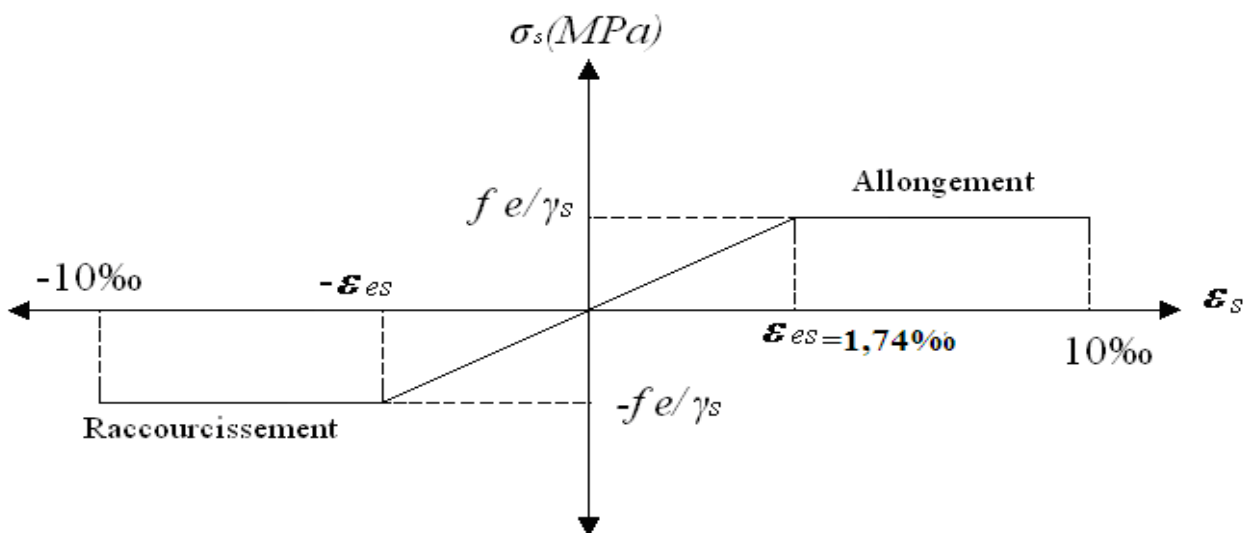


Figure.I.3 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier à l'ELU.

Figure .I.3 : diagramme contraintes-deformations de l'acier a l'ELU.

Etat Limite de servis (E.L.S):

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton.

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

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} étant 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 :

a)- Les ronds lisses (R.L) :

On utilise les nuances FeE215.

b)- Les treillis soudés (TS) :

De nuance FeE500 pour $\emptyset \leq 6 \text{ mm}$.

c)- **Aciers à haute adhérence (HA) :**

De nuance FeE400 pour les armatures longitudinales et les diamètres utilisée sont les suivants :

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité	Diamètres nominaux normalisés en (mm)	utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE215	215	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	$\varnothing \leq 6 \text{ mm}$	Emplois courants pour : radiers, voiles, planchers et dalles
---------------------	--------	-----	---------------------------------	--

Tableau. I.1 : Différent types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques

Chapitre II : Prédimensionnement

II .1. Introduction :

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II.2. Pré dimensionnement des dalles (planchers) :

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

Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

II.2.1 plancher corps creux :

Puisque les différents niveaux ne sont pas fortement chargés (usage d'habitation) , on utilise des planchers à corps creux ,qui sont économiques et présentent un bonne isolation thermique et acoustique.

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

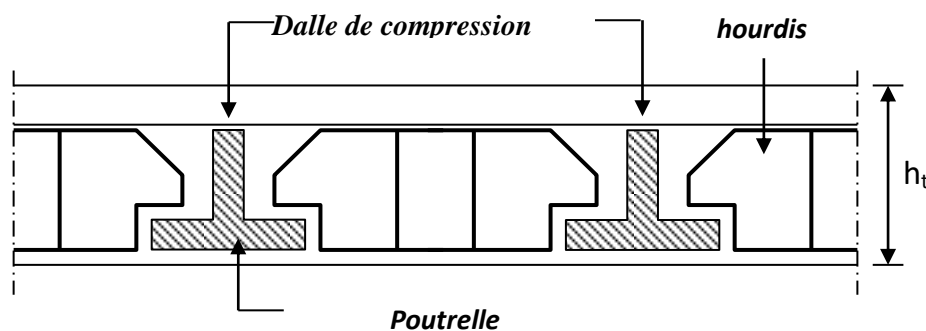


Figure. II.1. Dalle à corps creux

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**) :

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

Avec:

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

$$\frac{370}{25} \leq h_t \leq \frac{370}{20}$$

$$14,8 \leq h_t \leq 18,5$$

$L_{\max}=370\text{cm}$, On prendra $h_t = (16+4) = 20\text{cm}$.

II.2.2 Plancher dalle pleine :

Pour les balcons dont la dalle repose sur quatre appuis, la plus petite portée est égale à 1,2 m ($L_x = 120\text{ cm}$) :

$$310/35 \leq e \leq 310/30$$

$$8,85\text{ cm} \leq e \leq 15,66\text{ cm}$$

On prend :

$e = 15\text{cm}$

II.3 .descente de charge :

Le calcul de descente des charge consiste a répertorier et a reprendre l'ensemble des charges a tous les niveaux de l'ouvrage pour les reporter aux niveaux du sol d'assise. il prend en compte les charges permanentes, les charges d'exploitations et d'entretien, les charges climatiques et les charges accidentelles. Ces charges peuvent être réparties uniformément ou non sur un élément de construction (plancher ou poutre) ou concentrées : appuis d'une solive sur une poutre par exemple.

- G : charge permanente.
- P : charge d'exploitation .

II.3.1 charge permanente :

- **Plancher étage courant :**

- Carrelage+mortier+sable104kg/m²
- Cloison léger75kg/m²
- Dalle a corps creux (e=20cm).....280kg/m²
- Enduit en ciment (e=1,5cm).....27kg/m²
- TotaleG=486kg/m²

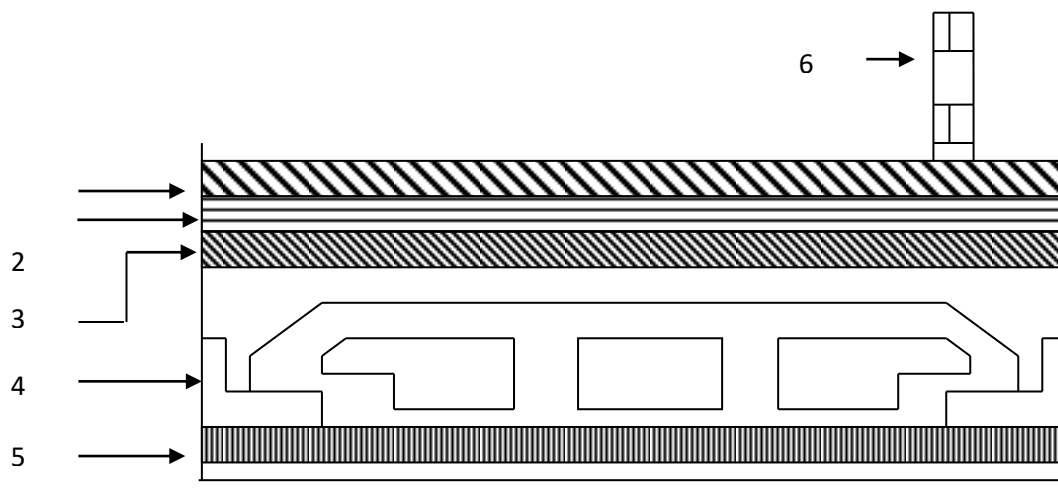


Figure .II-3.1.Plancher corps creux (terrasse accessible)

• **Plancher terrasse inaccessible :**

- Gravier de protection(e=4cm).....76kg/m²
- Etanchéité multicouche(e=2cm)12kg/m²
- Chape de réglage en mortier de ciment(e=2cm).....40kg/m²
- Forme de pente(e=7cm).....170kg/m²
- Isolation thermique(e=4cm).....10kg/m²
- Dalle a corps creux(e=20cm).....280kg/m²
- Enduit en ciment(1,5cm).....27kg/m²
- Totale.....G=615kg/m²

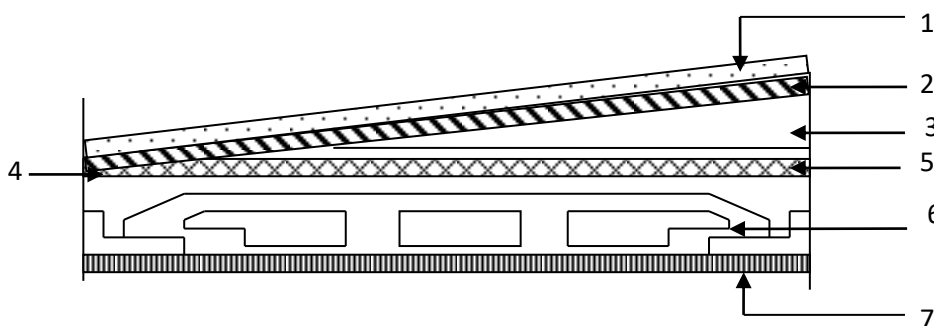


Figure II.3.2.Plancher terrasse inaccessible.

• **balcons :**

- G=481kg/m²
- Q=350kg/m²

II.3.2 surcharge d'exploitation :

- Surcharge d'exploitation du plancher (RDC au 10eme étages)habitation $Q=150\text{kg/m}^2$
- Surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible : $Q =100\text{kg/m}^2$

Charges	Destinations	G [dan/m ²]	Q [dan/m ²]	E.L.U $Q_u=1,35G+1,5Q$ [dan/m ²]	E.L.S $Q_{ser}=G+Q$ [dan/m ²]	Bonde (e) [Cm]	$Q_u=q_u \times e$ [dan/ml]	$Q_s=Q_{ser} \times e$ [dan/ml]
plancher terrasse	Inaccessible	615	100	980,25	715	0,6	588,15	429
1 ^{er} - 10 ^{ém} étage	Habitation	486	150	1031 ,1	736	0,6	618,66	441,6

Tableau II.1: récapitulatifs des charges et combinaisons des charges

II.4.Poutrelles :

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, où les différentes notations sont données sur la figure suivante :

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

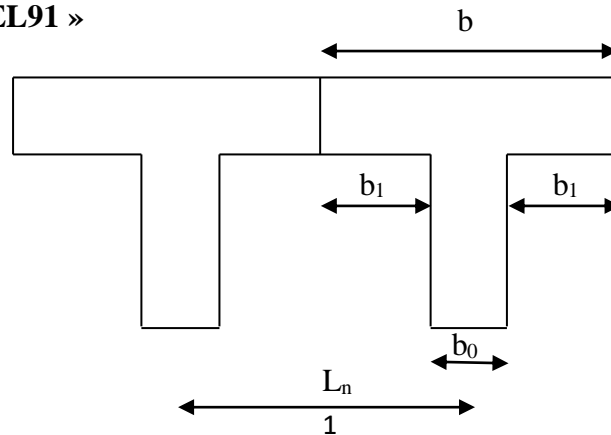


Figure II.4.1.Disposition des poutrelles.

Avec :

L_n est la distance entre axes de nervures ($L_n = 60$ cm (**DTR-B.C.2.2**)), L est la portée entre axe d'appuis ($L = 370$ cm), h_o est la hauteur de la nervure et b_o est l'épaisseur de la nervure.

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

$$d = 0,9h_t.$$

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

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

Les calculs donnent une épaisseur maximale de 9 cm, mais pour des raisons de construction, on prendra une épaisseur de 10 cm. On aura donc :

- $b_1 \leq 370/10 = 37$ cm.
- $b_1 \leq \frac{60-10}{2} = 25$ cm.
- $b \leq 2 \times 25 + 10 = 60$ cm

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

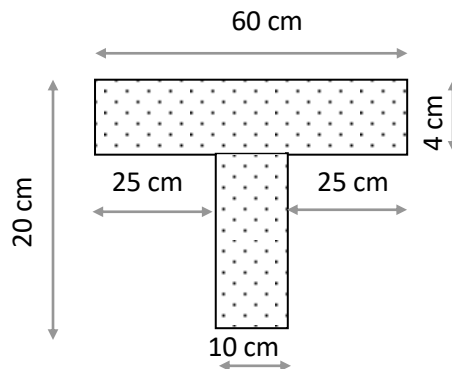


Figure II.4.2. Dimension des poutrelles

II.5. Les poutres :

En construction, il existe plusieurs type de poutres du point de vue de la section.

Pour les bâtiments d'habitation, on adopte des sections régulières (rectangulaire, carrée)

Le pré dimensionnement de ces poutres est basé sur critères suivant :

- **Critère de rigidité (flèche) :**

Pour ne pas compliquer les calculs et rester dans le domaine de la théorie de la poutre on donne la recommandation suivante :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

L : la portée de poutre entre nus des poteaux

H : la hauteur de la poutre

- **Condition imposées par RPA 99 :**

Selon {RPA99 /version 2003 page 69 paragraphe 7-5-1}

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

II.5.1. Poutres principales :

On a : $L_{y\max} = 460\text{cm} = 4,60\text{m}$

$$460 / 15 \leq h \leq 460 / 10 \text{ Donc } 30,66\text{cm} \leq h \leq 46\text{cm}$$

- La largeur est pré dimensionnée comme suit :

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \implies 16 \leq b \leq 32$$

On prend $h = 40\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$

- Condition du RPA99 :

$h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$condition vérifiée

$b = 30 \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée

$h/b = 1,33 \leq 4$ condition vérifiée

II.5.2. Poutre secondaires :

Elles sont conçues pour le contreventement du bâtiment .elle jouent un rôle de chaînage.

$L_{y\max} = 370\text{cm} = 3,70\text{m}$

$$370 / 15 \leq h \leq 370 / 10 \text{ Donc } 24,66 \leq h \leq 37$$

- la largeur est pré dimensionnée comme suit :

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \implies 12 \leq b \leq 24 \implies \text{On prend } h = 30\text{cm} \text{ et } b = 30\text{cm}$$

• **Condition du RPA99 :**

$h=30 \geq 30\text{cm}$ condition vérifiée

$b=30 \geq 20\text{cm}$ condition vérifiée

$h/b = 1 < 4$ condition vérifiée

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

Poutres	Section (cm²)
principales	(30 ;40)
Secondaire	(30 ;30)

Tableau II.2 : sections des poutres

II.6. Les poteaux :

Les poteaux constituent les éléments porteurs du système plancher – poutre , ils supportent les charges verticales et participent à la stabilité de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures.

Puisque les surcharges d’exploitations des plancher des étages courants sont identiques $Q=150 \text{ kg/m}^2$. On adopte la dégression suivante :

Pour les charges :

-soit Q_0 la surcharge d’exploitation sur l’étage 10 du bâtiment.

$Q_0, Q_2, \dots, Q_{n-1}, Q_n$ les surcharge relatives aux plancher 1,2,.....,n-1,n a partir du sommet du bâtiment

10..... Q_0

09..... Q_1+Q_0

08..... $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$

07..... $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$

06..... $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

05..... $Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

04..... $Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

03..... $Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$

02..... $Q_0+0,69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$

01.....Q0+0,67(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9)

RDC.....Q0+0,65(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9 +Q10)

Niveau	Charge permanente G (kg/m ²)	Charge d'exploitation Q (kg/m ²)
10 ^{ème} étage	615	100
09 ^{ème} étage	1101	250
08 ^{ème} étage	1538	385
07 ^{ème} étage	1927	505
06 ^{ème} étage	2267	610
05 ^{ème} étage	2559	700
04 ^{ème} étage	2802	775
03 ^{ème} étage	3030	846
02 ^{ème} étage	3298	928
01 ^{er} étage	3546	1005
R.D.C	3774	1075

Tableaux .II.3. Du dégression des charges dans les bâtiments :

- **Critère de flambement :**(article B-8-4-1 : BAEL91)

Il faut vérifier que : $\lambda = \frac{\sqrt{12} l_f}{b} \leq 35$

Avec :

λ : est l'élanement.

l_f : longueur de flambement ($l_f = 0,7 l_0$).

l_0 : longueur libre du poteau.

i : le rayon de giration de la section de plan de flambement ($i = \sqrt{I/B}$).

B : l'aire de la section du béton seul.

I : le moment d'inertie.

$$I = b.h^3/12$$

- On calcul les dimensions de la section des poteaux par cette formule :

$$b \geq \frac{\sqrt{12} l_f}{\lambda}$$

Avec :

$$\lambda = 35$$

$$b \geq \frac{\sqrt{12} \cdot l_f}{35}$$

Pour les étages $l_0 = 3.06 \text{ m} = 306 \text{ cm}$

$$b \geq \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7 \times 306}{35} = 21,20 \text{ cm}$$

On prend $b = 55, 50, 45, 40, 35, 30 \text{ cm}$, on adopte une section carrée B

• **Vérification RPA :**

- Les poteaux doivent respecter les dimensions ci-après :

Min (b , h) = 30 cm $\geq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Min (b , h) = 30 $\geq h_e/20 = 306/20 = 15,30$ Condition vérifiée.

$1/4 < a / b < 4 \Rightarrow 1/4 < 30/30 < 4$ Condition vérifiée.

Avec

h_e : hauteur libre de l'étage.

➤ **Exemple :**

$h_e = 306 \text{ cm}$ pour l'étage courant.

- **D'après les règles BAEL91 :**

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \text{BAEL91 (article B.8.4.1).}$$

A partir de cette relation, on peut tirer la relation, qui permet de calculer la section réduite Br de manière suivante :

$$\Rightarrow Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + 0,01 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} \text{ Avec :}$$

Nu : l'effort normal maximal à l'état limite ultime.

Br : la section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 2 cm ;

$$B_r \geq 0.0077 \times N_u \quad (N_u \text{ [kN] et } B_r \text{ [cm}^2\text{)] ;}$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5 ;

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15 ;

f_e : Nuance de l'acier (limite élastique , $f_e = 400$ MPa) ;

α : Coefficient dépend de l'élançement du poteau ;

A_s : La section d'armatures dans le poteau prise égale à 1% de la section réelle du poteau ;

On peut tirer «a» et «b» sachant que $B_r = (a-2) \times (b-2)$ cm² d'après le critère de résistance on

$$a : P_u = 1,35 \times N_g + 1,5 \times N_q$$

N_g : Effort normal dus aux charge permanentes ;

$$N_g = G \times S_{aff}$$

N_q : Effort normal dus aux charges d'exploitations ;

$$N_q = Q \times S_{aff}$$

$$N_u = 1.15 \times P_u \dots\dots\dots \text{D'après les règles BAEL91}$$

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

➤ **Exemple de calcul :**

- La surface afférente est :

$$S_{aff} = (1,85 + 1,55) \times (2,30 + 2,25) = 15,47 \text{ m}^2$$

- Poids propre des poutres principales et secondaire :

$$P_p = 2500 \times 0,3 \times 0,4 = 300 \text{ dan /ml.}$$

$$P_s = 2500 \times 0,3 \times 0,3 = 225 \text{ dan /ml .}$$

- La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{affp} = 4,55 \text{ m.}$$

- La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$l_{affps} = 3,40 \text{ m.}$$

- Poids totales des poutres principales et secondaires :

$$P_t = P_p \times L_{affpp} + P_s \times L_{affps} = 300 \times 4,55 + 225 \times 3,40 \quad ; \quad P_t = 2130 \text{ dan.}$$

$$N_p = 1.35 \times P_t \times n .$$

n : nombre d'étage .

Exemple, n= 11 ;

$$N_p = 1.35 \times 2130 \times 11 = 31630.50 \text{ dan}$$

• Poids propre du plancher :

$$G_{\text{Cumulé}} = 3374 \text{ dan/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 1075 \text{ dan /m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35 \times 3374 + 1.5 \times 1075) \times 15.47 = 95409,678 \text{ dan/m}$$

$$N_u = 1.15 \times P_u = 109721,13 \text{ dan}$$

$$P_u = N_{\text{plancher}} + N_p = 127040.178 \text{ dan}$$

$$B_r \geq 0.0077 \times N_u \text{ donc } B_r = 0.0077 \times 109721.13 = 768,048 \text{ dan}$$

$$B_r = (a-2)^2 \geq 768.048 \text{ alors } a = 55 \text{ cm}$$

La section du poteau au niveau de RDC étage est (55*55) cm²

• **Critère de résistance :**

- Critère de résistance au moment fléchissant :

1- la poutre principale :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} < \mu_l$$

On a b = 30 cm

- Calcul de la hauteur h

$$h = d / 0,9$$

$$d > \sqrt{\frac{M_u}{b \times \mu_l \times \sigma_{bc}}}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{25}{1 \times 1,5}$$

$$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$$

- Détermination de μ_l :

$$\varepsilon_{sl} = \frac{\rho_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1,15 \cdot (2 \cdot 10^5)} = 1,74 \cdot 10^{-3} = 1,74\text{‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = 0,668$$

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,392$$

▪ **Tableau II.4.**Tableau récapitulatif des sections des poteaux :

Q	B	i =	H e	Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	N U P P	N U P S	N u P o t	N u P l	N U (KN)	Criter de Résistance			B _c (cm ²)	a (c m)	min (a, b) ≥ 25 ?	min (a, b) ≥ h _e /20 ?	1 / 4 ≤ a / b ≤ 4 ?	Flam beme nt
												B _r (cm ²)	a (c m)	a Chois i (c m)						
1,66	8,0	0	3,0	Sous Téras se	6,15	1	13,8	8,325	0,000	187,522	209,646825	136,714	14	30	279,5291	16,72	ok	ok	ok	23,11
1,50	10,1	1	3,0	Sous 9°Eta ge	11,01	2,5	27,6	16,65	9,295	356,076	409,621005	267,121	18	35	546,16134	23,37	ok	ok	ok	19,81
1,50	10,1	2	3,0	Sous 8°Eta ge	15,87	3,85	41,4	24,975	18,590	520,326	605,290935	394,720	22	35	807,05458	28,41	ok	ok	ok	19,81
1,54	11,5	3	3,0	Sous 7°Eta ge	20,73	5,05	55,2	33,3	31,241	680,272	800,013053	521,702	25	40	1066,68407	32,66	ok	ok	ok	17,33
1,54	11,5	4	3,0	Sous 6°Eta ge	25,59	6,1	69	41,625	43,892	835,914	990,43092	645,877	27	40	1320,57456	36,34	ok	ok	ok	17,33
1,59	12,5	5	3,0	Sous 5°Eta ge	30,45	7	82,8	49,95	60,416	987,251	1180,41735	769,770	30	45	1573,8898	39,67	ok	ok	ok	15,41
1,59	12,5	6	3,0	Sous 4°Eta ge	35,31	7,75	96,6	58,275	76,940	1134,285	1366,09953	890,857	32	45	1821,46604	42,68	ok	ok	ok	15,41
1,53	14,4	7	3,0	Sous 3°Eta ge	40,17	8,5	110,4	66,6	97,853	1281,318	1556,1709	101,4805	34	50	2074,89453	45,55	ok	ok	ok	13,87
1,53	14,4	8	3,0	Sous 2°Eta ge	45,03	9,25	124,2	74,925	118,766	1428,351	1746,24227	113,8754	36	50	2328,32302	48,25	ok	ok	ok	13,87
1,57	15,8	9	3,0	Sous 1°Eta ge	49,89	10	138	83,25	144,585	1575,384	1941,2192	126,5902	38	55	2588,29226	50,88	ok	ok	ok	12,60
1,57	15,8	0	3,0	Sous 1°Eta ge	54,75	10,75	165,6	99,9	170,404	1722,417	2158,32113	140,7478	40	55	179,860094	13,41	ok	ok	ok	12,60

II.7. Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement doit être conforme aux prescriptions de l'article 7.7.1 du RPA99 version 2003.

D'après cet article les voiles doivent vérifier les conditions suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$
- $e \geq \frac{h_e}{20}$
- $L \geq 4 \times e$

L : porté du voile ;

h_e : la hauteur libre d'étage ;

e : épaisseur du voile ;

$$e \geq \frac{306-20}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

Nous adoptons une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

$$L \geq 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$$

Pour le voile périphérique nous obtenons le même épaisseur

II-8 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. Le Chapitre suivant fera l'objet calculs et vérifications des règles et prescriptions sismique de notre ouvrage.

Chapitre III : Etude de plancher

III.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutre, murs, porteurs, ...). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- 1- résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ;
- 2- reprise des efforts horizontaux dus au vent, séisme ou la poussée des terres sur les murs en périphérie de sous-sol enterré et répartition de ces efforts aux éléments porteurs ;
- 3- séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustique ;
- 4- protection des personnes contre les risques d'incendie.

Dans notre structure, on a deux type de plancher :

- Plancher à corps creux.
- Plancher dalle pleine.

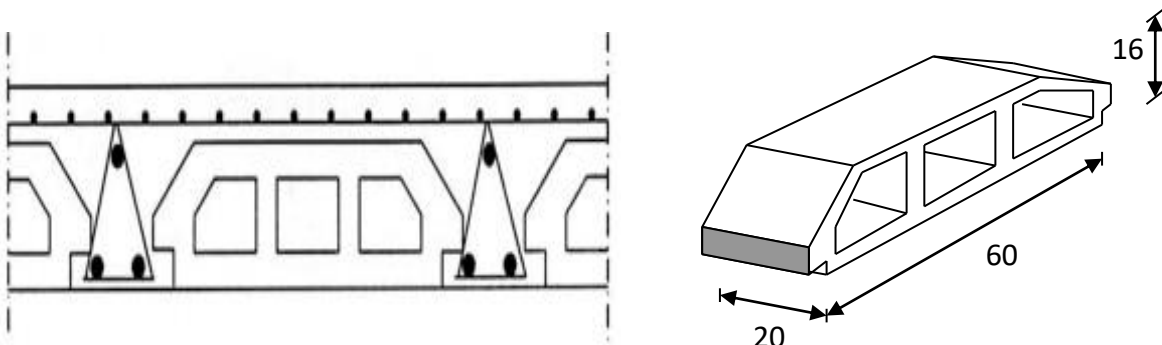


Figure .III.1. Schéma de dalle a corps creux

III.2. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés des deux éléments fondamentaux :

L'élément résistant (porteur) : poutrelle en T renversé comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.

L'élément de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des

III.3.Ferrailage de la dalle de compression :[BAEL91/B .6.8, 423]

D'après les règles **BAEL91**, l'épaisseur minimale de la dalle de compression est de :

$$h_{0 \min} = 4 \text{ cm.}$$

la dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont dimension des mailles ne doivent dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp} (5P .m) pour les armatures perpendiculaire aux nervures .
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; qui l'on note : A_{\parallel} (3 p. m) pour les armatures parallèles aux nervures .
- Les section des armatures doivent satisfaire aux condition suivantes :

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

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

$$\text{Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : } A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec :

l_n : Ecartement entre axes des nervures.

f_e : limite d'élasticité en [Mpa] .

a – Armatures perpendiculaire aux nervures(A_{\perp}):

➤ Détermination des armatures :

Dan notre plancher :

On a :

$$l_n = 60 \text{ cm} \quad \Rightarrow 50 \text{ cm} < l_n < 80 \text{ cm}$$

$$\text{On prendra} \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

Dance

$$A_{\perp} = \frac{4l_n}{f_e} = 4 \times 60 / 400 \Rightarrow A_{\perp} = 0.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures

$$2T12 \rightarrow A_{s'} = 2,26 \text{ cm}^2$$

b – Armatures parallèles aux nervures (A_{\parallel}) :

➤ Détermination des armatures :

$$\text{On a } A_{\parallel} \geq \frac{A_{s'}}{2} = \frac{2,26}{2} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$2T12 \rightarrow A_{s'} = 2,26 \text{ cm}^2$$

III.4. Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts Tranchants, pour cela il existe trois méthodes qui sont :

- Méthode forfaitaire,
- Méthode de Caquot,
- Méthode des trois moments.
- La section transversale de la poutrelle est une section en T :

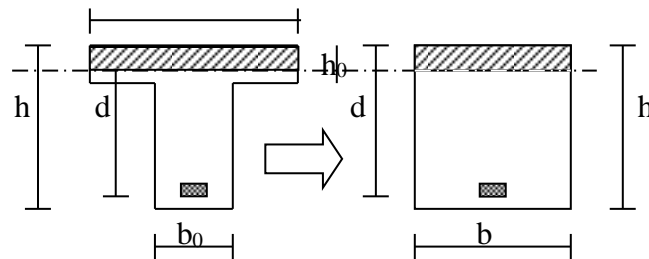


Figure .III.2. Coupe de section rectangulaire et section en T

D'après les règles de **BAEL91** la largeur de la table de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (L_n - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L / 10 \\ 6 \times h_0 \leq b \leq 8 \times h_0 \end{array} \right. , \quad b = 2 \times b_1 + b_0$$

Avec

L_n : la distance entre axes des nervures ($L_n = 60$ cm) [DTRB .C.2.2 /Annexe C3] ;

L : la portée entre nus d'appuis ($L = 3,10$ m) .

h_0 : la hauteur de la nervure ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12$ cm).

$$\text{Dance : } b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{60-12}{2} = 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{310}{10} = 31,10 \text{ cm} \\ 6 \times 4 \leq b \leq 8 \times 4 = 24 \leq b_1 \leq 32 \end{array} \right.$$

On prend $b_1 = 24$ cm et $b = 2 \times b_1 + b_0 = 60$ cm.

III.4.1. Etude des poutrelles :

Dans le cas de plancher comportant des poutres surmontées par une dalle générale a la quelle son liées ; des méthodes simplifiées ont été mise en point et le règlement BAEL(art.B.6.2,2)

Propose une méthode de calcul applicable aux plancher a surcharge modérée appelée «méthode forfaitaire » et autre pour le cas des surcharges élevée désignée par la «méthode Caquot».

A- Méthode de forfaitaire (annexe E.1 du BAEL91) :

- **Domaine d'application (B.6210) :**

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire SI les quatre conditions sont vérifiées :

- ✓ Plancher a surcharge modérée ($Q \leq \min (2G, 5 \text{ kn/m}^2)$).
- ✓ Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$.
- ✓ Le moment d'inertie constante sur toutes les travées.
- ✓ Fissuration peu nuisible (F.P.N).

- **Application de la méthode :**

- ✓ **Valeurs des moments :**

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

Moment en travées ;

$$M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 ; 1.05 \times M_0 \}.$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} \times M_0 \text{ (pour une travée intermédiaire.)}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_0 \text{ (pour une travée de rive).}$$

- **0.6M₀** pour une poutre à deux travées.
- **0.5M₀** pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- **0.4M₀** pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- **M₀**: La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparais » c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ;
- **M_d et M_g**: Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- **M_t** : le montant maximal en travée qui sont près en compte dans les calculs de la travée considérée.
- **α**: Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitations ;

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

Remarque :

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à **0.15M₀**. tel que **M₀ = Max (M₀¹, M₀ⁿ)** }.

✓ **Evaluation de l'effort tranchant :**

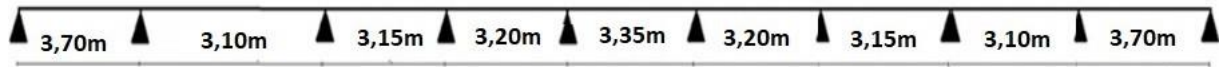
On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est -à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) ou l'on tien compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V₀ de :

15% si c'est une poutre à deux travées .

10% si c'est une poutre à plus de deux travées .

❖ Dans mon projet on a 6 types de travée :

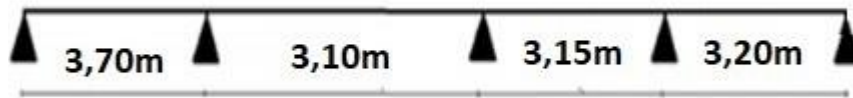
Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



Type 4 :



Type 5 :



Type 6 :



❖ **Exemple de calcul :**

➤ Vérification de la méthode de forfaitaire :

Pour utiliser cette méthode il faut vérifier les conditions suivantes :

1- Plancher a surcharge modérée ($Q \text{ [dan / m}^2] \leq \min (2G, 500 \text{ dan / m}^2)$).

$$Q = 150 \text{ dan / m}^2 \leq \min (2 \times 486, 500 \text{ dan / m}^2) \dots\dots\dots \text{c.v}$$

2- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes des travées. c.v

3- Les portés successifs sont dans un rapporte compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,7}{3,1} = 1 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

4- La fissuration est considéré comme nom préjudiciablec. v

Les5 types sont vérifier pour toute les type des poutrelles (étage courante) donc la méthode de forfaitaire est applicable et pour le type 6 on applique la méthode isostatique.

Tous les calculs sont faits par le logiciel EXCEL et voici un exemple :

Calculs par la Méthode Forfaitaires								
Portée (m)	3,1	3,15	3,2	3,35	3,2	3,15	3,1	
g : permanentes(kg/m)	486	486	486	486	486	486	486	
q : exploitation(kg/m)	150	100	175	175	100	150	150	
Pu=(1.35g+1.5q) charge ELU en (kg/m)	881,1	806,1	918,6	918,6	806,1	881,1	881,1	
Ps=(g+q) charge ELS en (kg/m)	636,00	586,00	661,00	661,00	586,00	636,00	636,00	
0.8<li/ i-1<1.25		1,02	1,02	1,05	0,96	0,98	0,98	
Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)								
M(iso) travée ELU (Pu)	1058,42	999,82	1175,81	1288,62	1031,81	1092,84	1058,42	
Ma (appui)	-211,68	-529,21	-470,32	-515,45	-515,45	-437,14	-546,42	-211,68
Mt (travée) en kg.m	672,50	525,50	634,60	695,49	542,32	585,08	672,50	
a(travée)	0,236	0,171	0,265	0,265	0,171	0,236	0,236	
Mt+(Mw+Me)/2	1042,94	1025,27	1127,48	1210,94	1018,61	1076,86	1051,55	
Maxi[(1+0.3a)Mo;1.05Mo]	1133,31	1051,00	1269,20	1390,97	1084,63	1170,16	1133,31	
Condition Ligne3b-Ligne3c	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m	762,86	551,23	776,31	875,52	608,34	678,39	754,26	
Moments ELU (kg.m)	-211,68	-529,21	-470,32	-515,45	-515,45	-437,14	-546,42	-211,68
Calcul de l'effort tranchant à l'ELU (Kg)								
T(iso) travée ELU (Pu) en Kg	1369,71	1365,71	1269,61	1469,76	1528,66	1289,76	1387,72	1365,71
T(hyper) travée ELU (Pu) en Kg	1369,71	1395,71	1469,76	1528,66	1289,76	1387,72	1502,78	1365,71
Calculs par la Méthode Forfaitaires								
Portée (m)	3,1	3,15	3,2	3,35	3,2	3,15	3,1	
g : permanentes(kg/m)	615	615	615	615	615	615	615	
q : exploitation(kg/m)	100	100	100	100	100	100	100	
Pu=(1.35g+1.5q) charge ELU en (kg/m)	980,25	980,25	980,25	980,25	980,25	980,25	980,25	
Ps=(g+q) charge ELS en (kg/m)	715,00	715,00	715,00	715,00	715,00	715,00	715,00	
0.8<li/ i-1<1.25		1,02	1,02	1,05	0,96	0,98	0,98	
Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)								
M(iso) travée ELU (Pu)	1177,53	1215,82	1254,72	1375,11	1254,72	1215,82	1177,53	
Ma (appui)	-235,51	-607,91	-501,89	-550,04	-550,04	-501,89	-607,91	-235,51
Mt (travée) en kg.m	731,22	633,41	653,68	716,40	653,68	633,41	731,22	
a(travée)	0,140	0,140	0,140	0,140	0,140	0,140	0,140	
Mt+(Mw+Me)/2	1152,93	1188,31	1179,65	1266,44	1179,65	1188,31	1152,93	
Maxi[(1+0.3a)Mo;1.05Mo]	1236,40	1276,61	1317,46	1443,86	1317,46	1276,61	1236,40	
Condition Ligne3b-Ligne3c	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m	814,69	721,71	791,49	893,82	791,49	721,71	814,69	
Moments ELU (kg.m)	-235,51	-607,91	-501,89	-550,04	-550,04	-501,89	-607,91	-235,51
Calcul de l'effort tranchant à l'ELU (Kg)								
T(iso) travée ELU (Pu) en Kg	1519,39	1519,39	1568,40	1641,92	1568,40	1519,39	1519,39	
T(hyper) travée ELU (Pu) en Kg	1519,39	1621,33	1568,40	1641,92	1568,40	1519,39	1671,33	

Les résultats sont recapitulés dans le tableau ci-dessous :

Types	Cas	Moment en appui		Moment en travée		Effort tranchant
		ELU	ELS	ELU	ELS	
1	Terrasse	-820,45	-605,70	1102,21	842,48	1901,81
	Etage courant	-711,89	-531,10	1002,74	720,44	1603,04
2	Terrasse	-607,91	-443,41	893,82	651,96	1698,28
	Etage courant	-546,42	-394,42	829,06	598,44	1526,51
3	Terrasse	-838,73	-611,77	1174,22	856,48	1994,81
	Etage courant	-753,89	-544,18	1086,74	784,44	1630,04
4	Terrasse	-687,55	-501,51	848,21	618,69	1806,11
	Etage courant	-618,01	-446,09	785,82	567,22	1623,43
5	Terrasse	-607,91	-457,60	878,30	640,64	1725,24
	Etage courant	-563,90	-407,4	812,87	586,75	1550,74
6	Terrasse	-206,27	-150,45	1168,84	852,52	1641,92
	Etage courant	-185,38	-133,83	1050,50	758,36	1475,68

Tableau III.1. Récapitulatif des moments

Moment en appui		Moment en travée		Effort tranchant
ELU	ELS	ELU	ELS	
-838,73	-611,77	1174,22	856,48	1994,81

Tableau III.2. Récapitulatif des moments max

➤ **Détermination des armatures :**

Exemple de calcul:

✓ **Ferraillage en travée :**

• **Etat limite ultime (ELU) ;**

On a $M_t^u = 1174,22 \text{ dan.m}$

▪ **Vérifications de l'étendue de la zone comprimée ;**

$$M_t = b h_0 \cdot \sigma_b \cdot \left[d - \frac{h_0}{2} \right] = 54528 \text{ N.m}$$

$$M_u^t = 1174,22 \text{ dan.m} < M_t = 54528 \text{ N.m}$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression : donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ [cm}^2\text{]}$

▪ **Vérifications d'existence des armatures comprimées ;**

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b}$$
$$\mu = \frac{11742,2}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,0242$$

$\mu = 0,042 < 0,392$ (Acier FeE400) → pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

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

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,998$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ Mpa}$$

▪ **Déterminations des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_u^t}{b \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A_s = \frac{11472,2}{0,99 \times 18 \times 348} = 1,85 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s^{\min} \geq 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t^u ; A_s^{\min}) = 1,85 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

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

- **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_t^{\text{ser}} = 856,48 \text{ dan.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{-flexion simple} \\ \text{-section rectangulaire} \\ \text{-Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u^t}{M_t^{\text{ser}}} = 1,37$$

$$\alpha = 0,03 < 0,44 \alpha = 0,025 \xrightarrow{\text{et}} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$$

- **Conclusion :**

Les armatures calculées à ELU seront maintenues.(Aucune vérification pour σ_y)

- ✓ **Ferraillage en appuis:**

- **Etat limite ultime (ELU) ;**

$$\text{On a } M_t^u = -838,73 \text{ dan.m}$$

- **Vérifications de l'étendue de la zone comprimée ;**

$$M_t = b h_0 \cdot \sigma_b \cdot \left[d - \frac{h_0}{2} \right] = 54528 \text{ N.m}$$

$$M_u^t = 838,73 \text{ dan } .\text{m} < M_t = 54528 \text{ N.m}$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression : donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension $(b_0 * h) = (12 * 20) [\text{cm}^2]$

▪ **Vérifications d'existence des armatures comprimées ;**

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b}$$

$$\mu = \frac{8387,3}{14,2 \times 12 \times 18^2} = 0,15$$

$\mu = 0,042 < 0,392$ (Acier FeE400) → pivot A: Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,15}\right) = 0,20$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,92$$

▪ **Déterminations des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_u^t}{b \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow A_s = \frac{8387,3}{0,9 \times 18 \times 348} = 1,48 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u ; A_s^{min}) = 1,48 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix des armatures :**

$$1\text{T12} \xrightarrow{\text{Alors}} A_t = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ chap}$$

$$1\text{T12} \xrightarrow{\text{Alors}} A_t = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ Fill}$$

▪ **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_t^{\text{ser}} = -611,77 \text{ dan.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{-flexion simple} \\ \text{-section rectangulaire} \\ \text{-Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha = \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u^t}{M_t^{\text{ser}}} = 1,37$$

$$\alpha = 0,2 < 0,44$$

▪ **Conclusion :**

Les armatures calculées à ELU seront maintenues.

Vérification de la flèche :

$$f = \frac{M_u \times L^2}{10 \times E_v \times I_{Fv}}$$

$$f = \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$I_{Fv} = \frac{b \times h^3}{12} = 0,0004 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_{umax} = 1147,22 \text{ dan.m}$$

$$f = \frac{11742,2 \times 9,61}{10 \times 10818,9 \times 10^6 \times 0,0004} = 0,003$$

$$f = 0,62$$

$f < f$ donc condition est vérifiée.

c) – vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{19948,1}{12 \times 18 \times 100} = 0,92 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,92 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

d)- section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{1\min} \right) .$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right) = 0,57 \text{ cm} .$$

on prendre $\phi_6 = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier Fe E 400

e) – Espacement des armatures transversales ;

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\checkmark \delta_{t1} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\checkmark \delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,56 \times 400}{0,4 \times 12 \times 1} = 46,66 \text{ cm}$$

$$\checkmark \frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t3}} \leq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$\text{Alors } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = 438,66 \text{ cm}$$

- Conclusion :

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

		M [kn.m]	A _t [cm ²]	Choix des armatures	A _t
		Type 1			
En travée	ELU	497,920	1,85	3T12 A= 3,39 [cm ²]	2Ø₆ A_t = 0,56 cm²
	ELS	530,472	Vérifie		
En appuis	ELU	743,165	1,48	1T12chap + 1T12 fil	
	ELS	318,283	Vérifie	A = 1,13 [cm ²]	

tableau .III.3. -ferrailage de la poutrelle

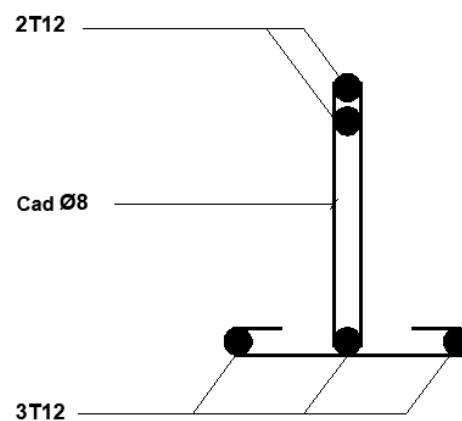


Figure.III.3 Schéma de ferrailage de poutrelle

Chapitre IV : Elément non structuraux

IV.1. Etude des Escaliers :

IV .1.1. Introduction :

L'escalier est un élément de circulation verticale qui permet d'atteindre les différents niveaux d'étage dans le bâtiment .il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée.

- La hauteur (h) des contres marches se situe entre 13 et 19 cm ;
- La largeur (g) des marches se situe entre 22 et 33 cm .

IV .1.2. Les différents types d'escalier à étudier :

Dans le projet qui suit-il ya un seul type d'escalier

- L'escalier est schématisé ci –dessous la **figure IV.1**

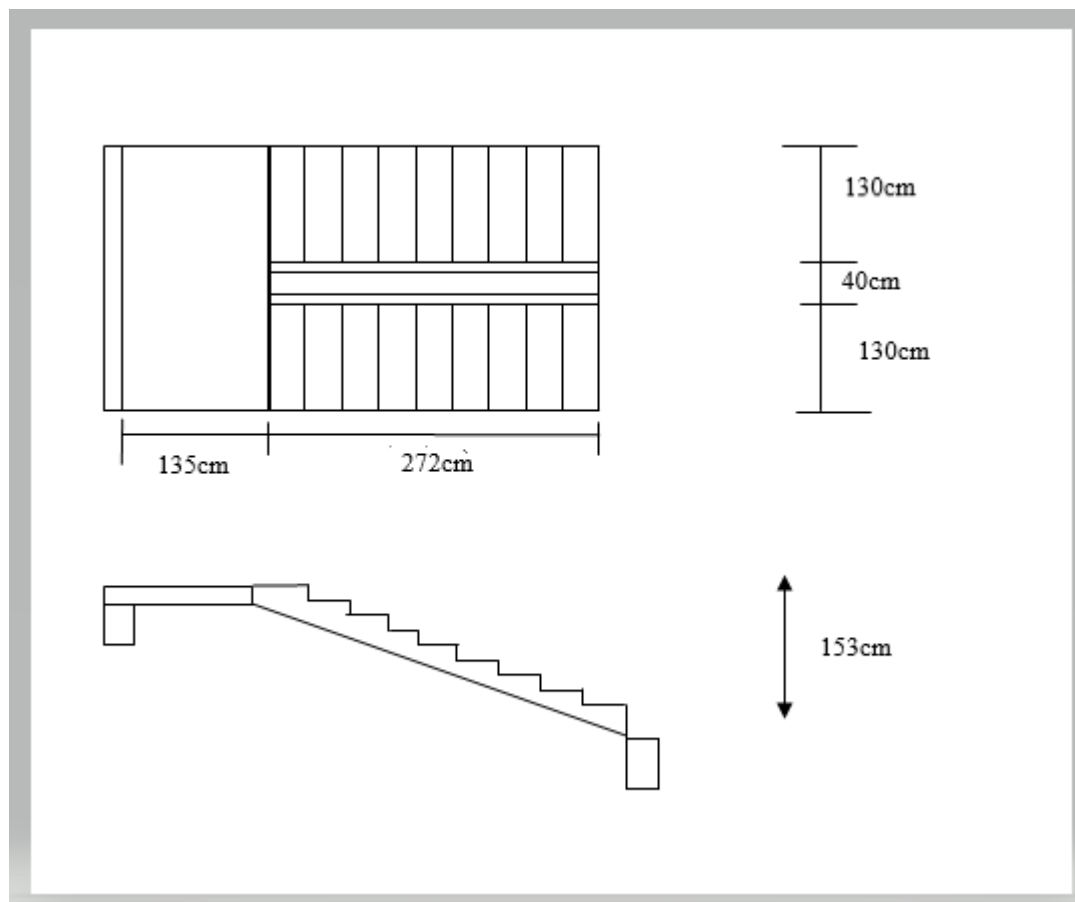


Figure.IV.1 . Schéma de l'escalier

IV .1.3. Vérification de Pré dimensionnement :

- Emmarchement \leq largeur du palier (lp)

$$E = 1,30 \text{ m et } lp = 1,35 \text{ m} \rightarrow \text{c.v}$$

- Pente ($\alpha \sim 30^\circ$ à 40°)

$$\text{Tg}\alpha = \frac{153}{272} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,36^\circ \rightarrow \text{c.v}$$

- Pour le dimensionnement des marches (g) et des contremarches (h) on utilise la Formule de « BLONDEL ». $59 \leq g + 2 \times h \leq 66$ (1)

- Pour des bâtiments à usage d'habitation on doit avoir :

$$2 \times h + g = 64 \dots \dots \dots (2)$$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$n \times h = H \dots \dots \dots (3)$$

$$(n - 1) \times g = L \dots \dots \dots (4)$$

Avec :

- n : Le nombre des contre marches
- (n-1) : Le nombre des marches
- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

En remplaçant (3) et (4) dans (2), nous obtenons :

$$64n^2 - n(64 + 2 \times H + L) + 2 \times H = 0$$

Avec :

- n ; La solution de l'équation

$$64n^2 - n \times (64 + 2 \times H + L) + 2 \times H = 0$$

▪ **Application numérique :**

$$64n^2 - n \times (64 + 2 \times 153 + 272) + 2 \times 153 = 0$$

$$64n^2 - 642n + 306 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 577,78 \text{ ,}$$

$$n = 10 \text{ , } n - 1 = 9$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{272}{9} = 30 \text{ cm} \text{ , } h = \frac{H}{n} = \frac{153}{10} \approx 15.3 \text{ cm et on prend } h = 17 \text{ cm}$$

• **Conclusion :**

Les dimensions de l'escalier seront de:

- Nombre de marches égale à 9 marches.
- Le giron égale à 30 cm.
- La hauteur de la marche égale a 17 cm.

$59 \leq 64 \leq 66$ d'où la relation de « BLONDEL » est vérifiée.

- **Épaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse = l'épaisseur du palier

$$L_R = \sqrt{1,53^2 + 2,72^2} = 3,12 \text{ m}$$

- **Condition de résistance :**

$$\frac{L_R}{30} \leq e \leq \frac{L_R}{20} \Rightarrow 10,4 \leq e \leq 15,6$$

On choisit $e_p = 15 \text{ cm}$.

- **Le schéma statique :**

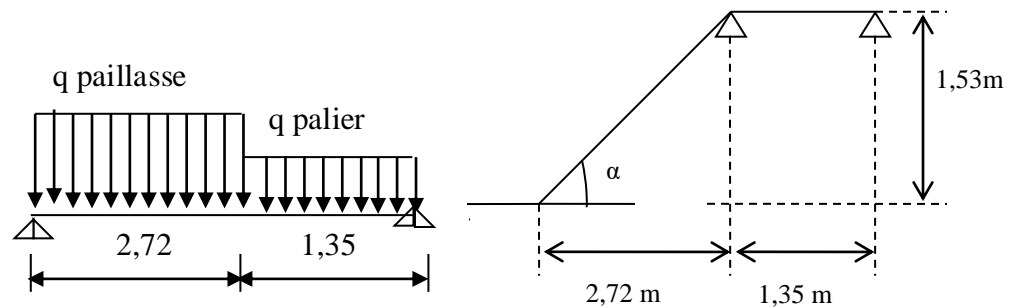


Figure .IV.2 .Schémas statiques des escaliers.

IV .1.4.Evaluation des sollicitations

- **Charges et surcharges :**

- **Charge permanente :**

a- Descente de charge de volée (paillasse) :

Désignation	E p [m]	Poids volumique [kn/m ³]	G [kn/m ²]
- Revêtement en carrelage horizontal	0,002	20,00	0,400
- Lit de sable fin	0,02	18,00	0,360
- Revêtement en carrelage verticale	0,02	20,00	0,264
- Poids propre de la paillasse	0,15	25,00	3,750
- Poids propre des marches	/	22,00	1,980
- Gard corps	/	/	0,100
- Enduit en plâtre	0,002	10	0,240
- Mortier de ciment horizontal	0,001	20,00	0,400
Totale	/	/	7,494

Tableau IV.1 : Evaluation des charges de volée (paillasse).

b- Descente de charge de palier :

Tableau IV. 2 : Evaluation des charges de palier.

Désignation	E p [m]	Poids volumique [kn/m ³]	G [kn/m ²]
- Poids propre de palier	0,12	25,00	3
- Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
- Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
- Lit de sable fin	0,02	18,00	0,360
- Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,20
Totale	/	/	4,360

➤ **Charge d'exploitation :**

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

• **Combinaison des charges :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

L'état limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

L'état limite service :

$$q_{ser} = G + Q$$

Tableau IV. 3 : combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/m ²)	q _{ser} (KN/m ²)
Palier	4,360	2,500	9,636	6,86
Paillasse	7,494	2,500	13,867	9,99

• **Calcul des moments fléchissant :**

✓ **Etat limite ultime :**

$$Q_{eq}^{ult} = \frac{9,636 \times 1,35 + 13,867 \times 3,12}{1,35 + 3,12} = 12,60 \text{ kn/m}$$

$$T_u = \frac{Q_{eq}^{ult} \times l}{2} = \frac{12,60 \times 4,47}{2} = 28,161 \text{ kn}$$

$$M_{max}^{ult} = \frac{Q_{eq}^{ult} \times l^2}{8} = \frac{12,60 \times 4,47^2}{8} = 31,47 \text{ kn.m}$$

$$-0,3M_{max}^{ult} = -0,3 \times 31,47 = -9,44 \text{ kn.m}$$

✓ **Etat limite de service :**

$$Q_{eq}^{ser} = \frac{6,86 \times 1,35 + 9,99 \times 3,12}{1,35 + 3,12} = 9,04 \text{ kn/m}$$

$$T_{ser} = \frac{Q_{eq}^{ser} \times l}{2} = \frac{9,04 \times 4,47}{2} = 20,20 \text{ kn}$$

$$M_{max}^{ser} = \frac{Q_{eq}^{ser} \times l^2}{8} = \frac{9,04 \times 4,47^2}{8} = 22,58 \text{ kn.m}$$

$$-0,3M_{max}^{ser} = -0,3 \times 22,58 = -6,77 \text{ kn.m}$$

IV .1.5. Calcul du Ferrailage :

1- **En travée :**

• **Calcul des armatures longitudinales :**

➤ **Etat limite ultime:**

$$M_t^{ult} = 25,18 \text{ kn.m}$$

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

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**

a- **Vérification de l'existence de A' :**

$$\mu = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{25,18 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (10,8)^2} = 0,152 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,207$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,92$$

b- **Calcul des armatures :**

$$A = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{25,18 \times 10^3}{348 \times 0,92 \times 13,5} = 5,83 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,83 \text{ cm}^2$$

c- **Condition de non fragilité :**

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

d- Conclusion :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 5,83 \text{ cm}^2$$

e- Choix des armatures :

$$6T12 \rightarrow A_t = 6,78 \text{ cm}^2 \quad 1T12 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

f- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$4T10 \rightarrow A_r = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$1T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_t^{ser} = 18,06 \text{ kn.m}$$

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

Avec ;

$$\gamma = \frac{M_t^{ult}}{M_t^{ser}} = \frac{25180}{18060} = 1,39$$

$$\alpha = 0,207 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

▪ **Conclusion :**

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

(Aucune vérification pour σ_x)

2- En appuis:

• **Calcul des armatures longitudinales :**

➤ **Etat limite ultime:**

$$M_t^{ult} = -9,44 \text{ kn.m}$$

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

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**

a- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9440}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,036 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

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

b- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9,44 \times 10^3}{348 \times 0,982 \times 13,5} = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,045 = 0,982$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,036}) = 0,045$$

$$A = 2,05 \text{ cm}^2$$

c- Condition de non fragilité :

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

d- Conclusion :

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

e- Choix des armatures :

$$5T12 \rightarrow A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$1T12 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Etat limite de servis :**

$$M_t^{ser} = -6,77 \text{ kn.m}$$

- flexion simple

- section rectangulaire

- Acier FeE400

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

Avec ;

$$\gamma = \frac{M_t^{ult}}{M_t^{ser}} = \frac{9440}{6770} = 1,39$$

$$\alpha = 0,045 \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa .}$$

▪ **Conclusion :**

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

(Aucune vérification pour σ_y)

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$4\text{T}10 \rightarrow A_r = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$1\text{T}10 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de tangentielle.

$\overline{\tau_u}$: Contrainte de tangentielle admissible.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{28161}{100 \times 13,5 \times 100} = 0.21 \text{ Mpa}$$

• **conclusion :**

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 1 \text{ MPa}$ il n'ya pas de repris de bétonnage \Rightarrow les armateurs transversale ne son pas nécessaires .

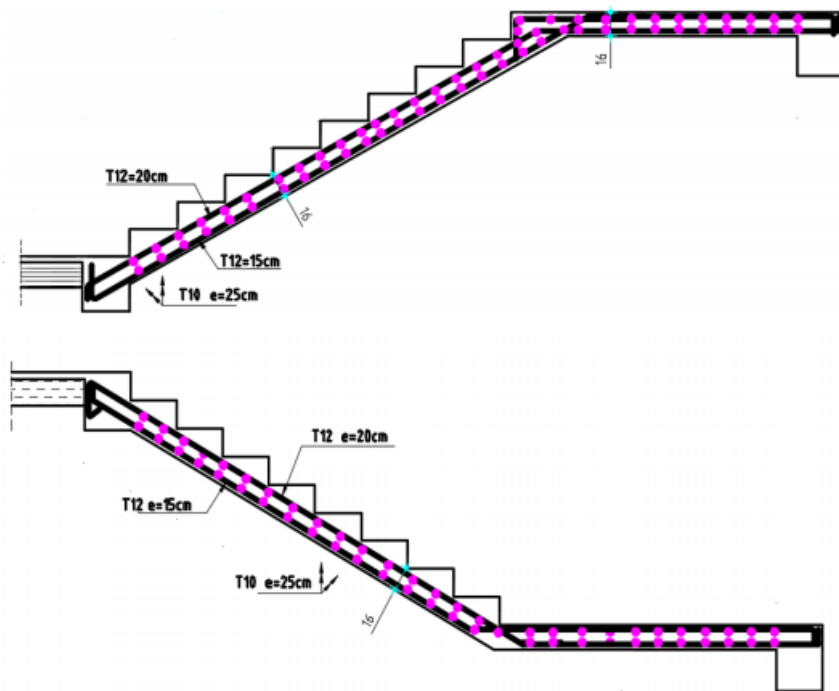


Figure.IV.3.Schéma de ferrailage des escaliers

IV.2. Ferrailage de la poutre palière :

La poutre palier sert d'encastrement au palier, et a la dimension suivante (30×30×3,35)

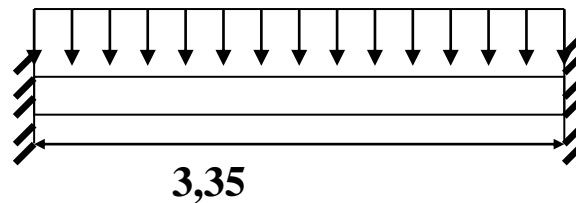


Figure. IV.4.Schéma statique de la poutre palière.

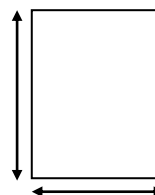
g : poids propre de la poutre palière.

q : réaction d'appuis des deux escaliers.

IV.2.1. Dimensionnement :

- Selon le CBA 93 :

-la hauteur h de la poutre palière doit être : 30cm



$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10}$$

$22,33 \leq h \leq 33,35 \text{ cm}$ on prend $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Poutre palière

- Selon le RPA99 :

$h = 30$ et $b = 25$ tel que

$$h = 30 \geq 30$$

$$b = 30 \geq 20$$

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

IV.2.2. Sollicitation :

Type	Moment en appui (KN.m)			Moment en travée (KN.m)			Effort tranchant (KN)
	ELU	ELS	ELA	ELU	ELS	ELA	
Poutre palière	-9,59	-6,92	-20,69	6,17	4,44	17,40	-87,72

Tableau VI.4.récapitulatif des sections des poteaux

Ferraillage

Type		A min		A calculée	Ferraillage	
		BAEL	RPA		Choix	Section
Poutre palière	En travée	0,98	4,5	3,2	4T12	4,52
	En appui	0,98	4,5	3,8	4T12	4,52

Tableau VI.5. Récapitulatif des sections des poteaux

IV. 3.Etude de l'acrotère :

IV. 3.1..Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire qui assure la protection des usagers de la terrasse il est exposé aux chocs thermiques. Le calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur il est considéré comme une console encastrée au plancher terrasse, il est soumis à :

- Son poids propre.
- Une surcharge d'exploitation horizontale (qui peut correspondre à l'action sismique).

La surface de l'acrotère :

$$S = 0,1 \times 0,6 + 0,08 \times 0,15 + (0,02 \times 0,15) / 2 = 0,073 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre de l'acrotère: } w_P = 25 \times 0,073 = 1,825 \text{ kN/ ml}$$

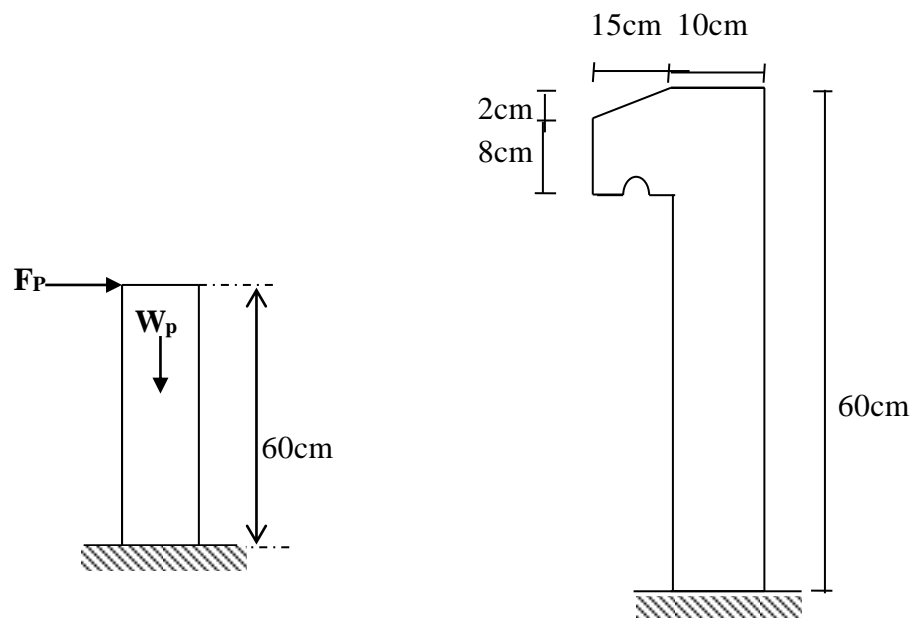


Figure.IV.5.les dimensions de l'acrotère

1- Calcul de la force sismique

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_P appliqué à sa partie supérieure.

On a :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$$

Avec :

- F_P : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.
- A : coefficient d'accélération pour la zone IIa, groupe d'usage 1b, $A = 0,2$
- C_P : facteur des forces horizontales ($C_P = 0,8$) élément consol
- W_P : poids de l'élément en considération le poids de l'élément

$$W_P = 2500(0,1 \times 0,6 + (0,15 \times 0,02) / 2 + 0,15 \times 0,08) = 1,838$$

$$W_P = 1,838 \text{ kN/ml}$$

$$F_P = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 1,838 = 1,168 \text{ kN/ml}$$

2- Calcul des sollicitations :

➤ Calcul des efforts à L'ELU :

$$N_u = 1,35 \times W_P = 1,35 \times 1,838 = 2,463 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 1,5 \times F_P \times L = 1,5 \times 1,168 \times 0,6 = 1,05 \text{ kN.m}$$

$$T_u = F_P = 1,168 \text{ kN}$$

➤ Calcul des efforts à L'ELS :

$$N_s = W_P = 2,463 \text{ kN.m}$$

$$M_s = F_P \times L = 0,70 \text{ kN.m}$$

3- Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 15cm, la section de calcul est (15×100)

Données :

$$M_u = 2,63 \text{ kN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; f_{c28} = 20 \text{ MPa} ; N_U = 2,463 \text{ kN} ;$$

$$\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}, f_e = 400 \text{ MPa}, d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$$

$$c = c' = 2 \text{ cm}$$

a- Calcul de l'excentricité : (centre de pression)

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,05}{2,463} = 42,3 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5,5 \text{ cm}$$

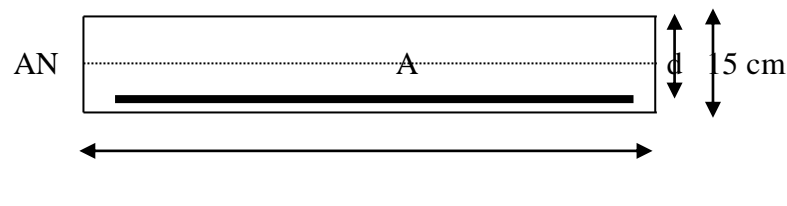


Figure .IV. 6:section decalculs

On a

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = 42,3 \text{ cm} \\ h/2 - c = 5,5 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow e_0 > h/2 - c$$

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section
 ⇒ la section est partiellement comprimée (s.p.c) ; donc le calcul se fait à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport au armature tendues .

b- Calcul le moment fictifs :

$$M_F = M_u + N_u \times (h/2 - c), \text{ ou bien } M_F = N_u \times (e_0 \times h/2 - c)$$

$$D'où : M_F = 1,185 \text{ kN.m}$$

c- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_F}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu = 0,0072 < \mu_L = 0,392 ; A_s' = 0 \text{ (pas d'acier comprimés)}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,093$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,962$$

d- Calcul des armatures A :

$$A = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = 2,5 \text{ cm}^2$$

e- Condition de nom fragilité

$$A_{\min} = 0,23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,39 \text{ cm}^2$$

f- Conclusion :

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

g- Choix des armatures :

$$5T10 \Rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2$$

h- L'état limite de service :

$$e_0 = \frac{M_{SER}}{N_{SER}} = \frac{0,70}{2,463} = 0,284 \text{ m} \text{ On prend } e_0 = 28,4 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5,5 \text{ cm}$$

On a $e_0 = 28,4 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 5,5 \text{ cm} \Rightarrow$ Section Partiellement Comprimée.

On doit vérifier le béton et l'acier

➤ Position de l'axe neutre

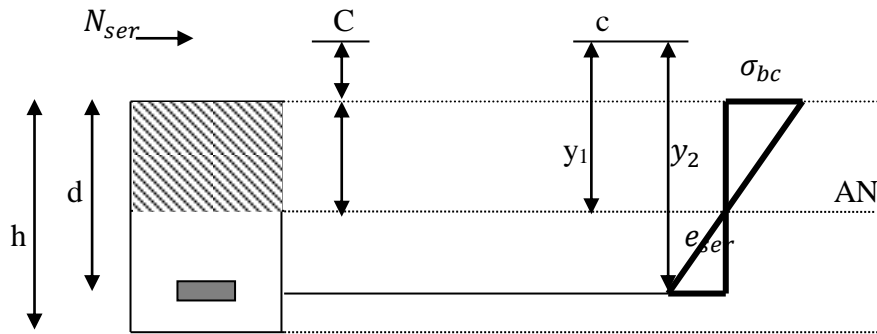


Figure IV.7: Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.

On a :

$$Y_1 = y_c + C \dots\dots\dots [1]$$

C : distance de centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$C = e - h / 2 = 28,4 - (15/2) = 20,9 \text{ cm}$$

$$e_{ser} = [C + (d - h/2)] \Rightarrow e_{ser} = 26,9 \text{ cm}$$

$$c = d - e_{ser} = 13,5 - 26,9 = -13,4 \text{ cm}$$

D'après le BAEL 91(modifier 99) on doit résoudre l'équation suivante :

$$Y_2^3 + P y_2 + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

Avec :

y_c : la distance entre le centre de pression et l'axe neutre

$$P = -3c^2 - \frac{90A_s'(c - c')}{b} + \frac{90A_s(d - c)}{b} = -3c^2 + \frac{90}{b} A_s(d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A_s'(c - c')^2}{b} - \frac{90A_s(d - c)^2}{b} = -2c^3 - \frac{90}{b} A_s(d - c)^2$$

$$\text{Avec } A_s' = 0 \Rightarrow \begin{cases} P = -538,68 \text{ cm}^2 \\ q = 4812,208 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

D'où l'équation (*) devient

$$Y^3 - 538,68 y_2 + 4812,208 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = -0,009 \times 10^6 < 0$$

D'où :

$$\cos \varphi = \left[\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] = -0,994$$

$$\cos \varphi = -0,993 \Rightarrow \varphi = 173,19^\circ$$

Après itération on trouve :

- $Y_1 = a \cos (\varphi / 3) = 14,308 \text{ cm}$
- $Y_2 = a \cos (\varphi / 3 + 240^\circ) = 12,47 \text{ cm}$
- $Y_3 = a \cos (\varphi / 3 + 120) = -26,77 \text{ cm}$

Avec : $a = 2 \sqrt{-p/3} = 26,8$

La solution qui convient : $y_c = 14,308 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{se} = y_c + c < h$ avec $y_1 = y_c + c = 0,908 \text{ cm}$

Alors : la position de l'axe neutre est $y_1 = 0,908 \text{ cm}$

➤ **Calcul des moments d'inertie de la section :**

$$S^* = \frac{by_{SER}^3}{3} + 15A_s(d - y_{SER})^2 = \frac{100 \times 0,988^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (13,5 - 0,908)^2 = 629,165 \text{ cm}^4$$

$$S^* = 629,165 \text{ cm}^4$$

➤ **Contraint de béton :**

$$\sigma_c = K \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{SER}}{S^*} \times y_c \Rightarrow K = \frac{2.463 \times 10^3}{629,165 \times 10^4} \times 14,308 \times 10$$

$$K = 0,056 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_c = 0,056 \times 0,908 \times 10 = 0,508 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = 0,508 \text{ N/mm}^2 < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Contraint de l'acier :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} = 240 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{S} (d - y_c) = 51,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Conclusion :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

⇒ les armatures calculées à ELU sont maintenues.

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

Armature de répartition :

$$A_r \geq A/4 = 3,14 / 4 = 0,785$$

Le choix :

$$5T8 \Rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$(T8 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Vérification des l'efforts tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_U = \frac{T \max}{b * d} = \frac{1.752 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.012$$

$$\bar{\tau}_U = \min \{0.1 f_{c28}; 4MPa\} = 2MPa$$

$$\tau_U = 0.012 < \bar{\tau}_U = 2MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Conclusion :

$\tau_U = 0.012 < \bar{\tau}_U = 2MPa \Rightarrow$ il n'ya pas de repris de bétonnage

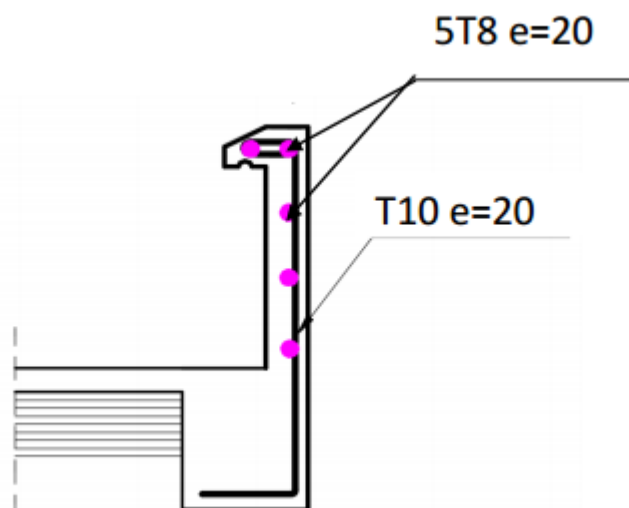


Figure.IV.8.Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV. 4. Etude du balcon:

IV. 4.1. Introduction :

Le balcon est considéré comme une console encastrée, constituée d'une dalle pleine soumise à son poids propre G , à une charge d'exploitation P et à une charge concentrée à son extrémité libre due au poids propre du garde-corps Q .

G : charge permanente

P : surcharge d'exploitation

Q : charge concentrée du mur en métal

L : longueur de balcon.

IV. 4.2. Schéma statique :

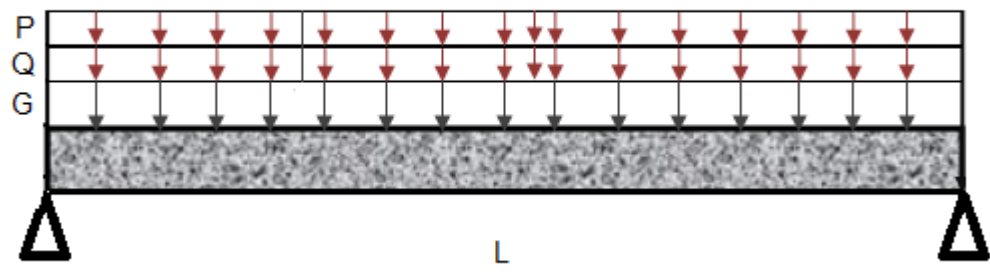


Figure.IV.9.Schéma statique du balcon

1- Descente des charges:

a- Charge permanente G :

- Revêtement horizontale (carrelage (ép = 2 cm)
+ mortier de pose) $\rightarrow 0,8 \text{ kg} / \text{m}^2$
- Lit de sable $\rightarrow 0,24 \text{ kg} / \text{m}^2$
- Poids propre de la dalle en BA (ép = 16 cm) $\rightarrow 4,00 \text{ kg} / \text{m}^2$
- Enduit en ciment (ép = 2 cm) $18 \times 15 \rightarrow 0,27 \text{ kg} / \text{m}^2$

$$\sum G = 5,31 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$\sum G = 5,31 \text{ dan} / \text{m}^2$$

b- Surcharge d'exploitation :

$P = 350 \text{ dan} / \text{m}^2$ (balcon pour locaux à usage d'habitation)

c- Charge du grande de corps :

$$Q = 600 \text{ dan/m}^2$$

➤ **Exemple de calcul l = 1,2 m :**

1- Evaluation des moments :

$$M_G = G \times \frac{1,2^2}{8} = 95,58 \text{ dan.m}$$

$$M_P = P \times \frac{1,2^2}{8} = 63 \text{ dan.m}$$

$$M_Q = Q \times L = 720 \text{ dan.m}$$

2- Combinaisons fondamentales des charges :

▪ **E.L.U :**

$$M_u = 1,35(M_G + M_Q) + 1,5 M_P = 1195,53 \text{ dan.m}$$

▪ **E.L.S**

$$M_s = M_G + M_Q + M_P = 878,58 \text{ dan.m}$$

Calcul de la Ferrailage :

On calcule le balcon à la flexion simple de section rectangulaire (100x15) cm².

E.L.U :

a- Vérification de l'existence de A' :

$$M_u = 1195,53 \text{ dan.m}$$

$$d = 0,9.h = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{11955,3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,046$$

$$\mu \leq \mu_L = 0,392 (\text{Acier FeE400}) \Rightarrow 1000\varepsilon_s < 1000\varepsilon_l$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A' \neq 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \alpha = 0,059 ; \beta = 0,98.$$

c- Calcul des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11955,3}{348 \times 0,98 \times 13,5} = 2,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,932 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,60 \text{ cm}^2$$

e- Choix des armatures :

$$5T12 \Rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L'espacement ; $e = 20 \text{ cm}$

f- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} \rightarrow A_r = \frac{5,65}{4} \rightarrow A_r = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$4T10 \Rightarrow A_r = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

E.L.S :

$$M_{\text{ser}} = 8785,8 \text{ N.m}$$

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

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

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

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

a- Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 0,8475$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,875 \times 13,5 = 23,63$$

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

$$y_1 = 5,02 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 \rightarrow I = \frac{100 \times 5,03^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (13,5 - 5,02)^2$$

$$I = 10336,53 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{8785,8}{10336,53} = 0,85$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1,76 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 49,77 \text{ Mpa}$$

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

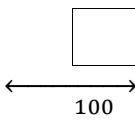
L'état	M [dan/m]	A _{cal} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ar [cm ²]	Les choix des armatures	Section de calcul
E.L.U	1195,53	1,15	0,982	1,41	A = 5T12 = 5,65 Ar = 4T10 = 3,14	
E.L.S	878,58	Vérifier				

Tableau IV. 6:Ferraillage du Balcon.

b- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_u^{\max} = 1,35 \times M_Q + (1,35 \times M_G + 1,5 \times M_P) \times l = 1198,655 \text{ dan .}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d \cdot 100} = \frac{11986,55}{100 \times 14,4 \times 100} = 0,08 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,05 \times f_{t28} \Rightarrow \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ → les armatures transversales ne sont pas.
(pas de repris de bétonnage nécessaires)

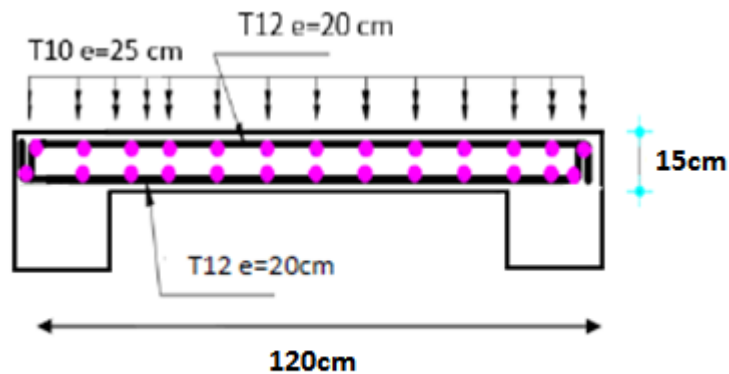


Figure.IV.9.Schéma ferrailage balcon

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, autres 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 la 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 où, 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 « Auto desk Robot » est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par éléments, il offre :

- Performances de la technologie d'aujourd'hui.

- 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, contraintes).

- Analyse statique et dynamique.

V.5. Etapes de modélisation :

Pour la 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 ROBOT (voir la figure V.1).
- d- Les poutres et les poteaux sont 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 les propriété de chaque éléments de la structure : la section et le matériau utilisé.
- g- Introduire les condition aux limites .

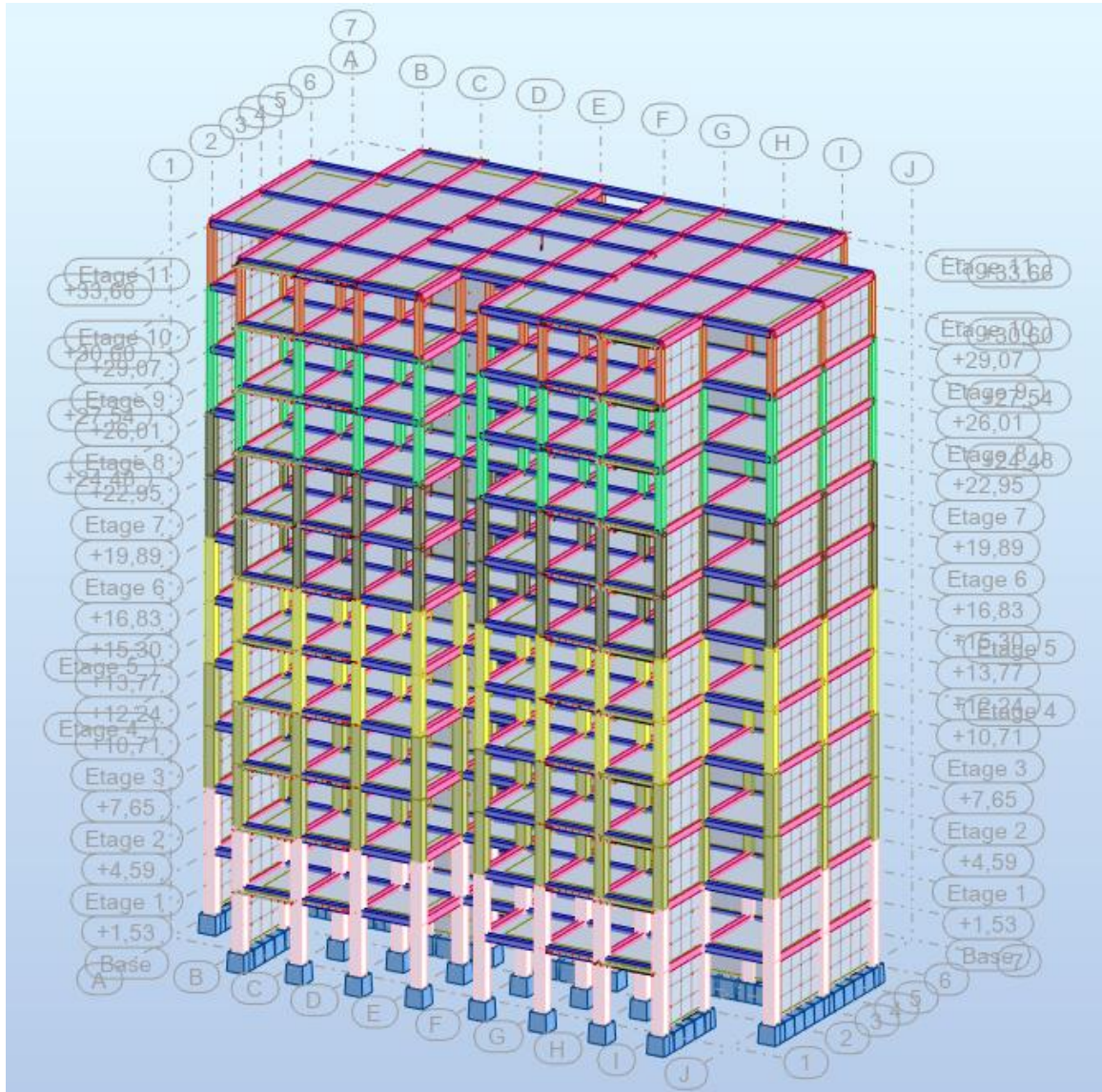


Figure V.1 : interface du robot

V.6. Les 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 :

Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
ELU	Combinaison lin	ELU	permanente	$1*1.35+2*1.50$
ELS	Combinaison lin	ELS	permanente	$(1+2)*1.00$
G+Q+VX	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2+4)*1.00$
G+Q-VX	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2)*1.00+4*-1.00$
G+Q+VY	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2+5)*1.00$
G+Q-VY	Combinaison lin	ACC	sismique	$(1+2)*1.00+4*-1.00$
0.8G+VX	Combinaison lin	ACC	sismique	$4*1.00+1*0.80$
0.8G-VX	Combinaison lin	ACC	sismique	$1*0.80+4*-1.00$
0.8G+VY	Combinaison lin	ACC	sismique	$1*0.80+5*1.00$
0.8G-VY	Combinaison lin	ACC	sismique	$1*0.80+5*-1.00$

Figure.V.2.liste des combinaisons

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 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 :

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

e- Coefficient d'accélération de zone « A » :

Il est donné par le tableau (4 .1) [RPA99/4.2.3] suivent 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 .

$$R= 3.5$$

g- Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1+ \sum_1^6 P_q$$

Tableaux .V.1.Valeurs des pénalités P_q :

Critère « q »	P_q	
	q_x	q_y
1- Condition minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2- redondance en plan	0,05	0
3- régularité en plan	0	0
4- régularité en élévation	0	0
5- contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6- contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	0,15	0,10

$$Q_x = 1+ 0,15 = 1,15$$

$$Q_y = 1+ 0,10 = 1,10$$

h- pourcentage d'amortissement critique « ξ » :

Voiles en béton armé $\xi = 7\%$

i- facteur de correction d'amortissements « η »:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,882$$

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

$$h_N = 33,66 \text{ m}$$

- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$$C_T = 0,05$$

$$T = 0,05 \times (33,66)^{3/4} = 0,699 \text{ s}$$

Periodes: $T = \frac{0,09 \cdot h_N}{\sqrt{D}}$

a) Sens-x

$$h_N = 33,66 \text{ m} ; D_x = 29,65 \text{ m.}$$

$$T(x) = \frac{0,09 \times 33,66}{\sqrt{29,65}} = 0,556 \text{ s.}$$

On prend $T = 0,556 \text{ s} \leftarrow$ Tempirique.

$$1,3 \times \text{Temp} = 1,3 \times 0,556 = 0,736$$

b) Sens-y

$$h_N = 33,66 \text{ m} ; D_x = 16,70 \text{ m.}$$

$$T(y) = \frac{0,09 \times 33,66}{\sqrt{16,70}} = 0,741 \text{ s.}$$

On prend $T = 0,669 \text{ s} \leftarrow$ Tempirique.

$$1,3 \times \text{Temp} = 1,3 \times 0,669 = 0,869$$

Temp < Tanalytique < 1,3Temp.

$$0,556 < U_x = 0,57 < 0,736.$$

$$U_y = 0,61 < \text{Temp}$$

k- Facteur d'amplification dynamique « D »:

il est en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (h) et de période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site , donner par **tableau 4.7 du RPA99 (version 2003) .site ferme (s_2)** donc : $T_1 = 0,15 \text{ s} ; T_2 = 0,4 \text{ s}$

On adopte : $D = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3s$

a) Sens-x

$$D(x) = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,882 \times (0,4/0,57)^{\frac{2}{3}} = 1,741$$

b) Sens-y

$$D(y) = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,882 \times (0,4/0,61)^{\frac{2}{3}} = 1,664$$

V.7. Interprétation de 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 effectives 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 :

$$K \geq 3$$

- N : le nombre de niveau au-dessus du sol (11 niveau).

$$K \geq 3 \text{ modes}$$

- **Mode 1** : $U_x = 0,00 \%$; $U_y = 64,59 \%$ translation suivant Y
- **Mode 2** : $U_x = 65,08 \%$; $U_y = 0,00 \%$ translation suivant X
- **Mode 3** : $U_x = 0,02 \%$; $U_y = 0,00 \%$ torsion suivant Z

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} : poids des charges permanentes
- W_{Qi} : charge d'exploitation

Remarque :

le poids totales de la structure est donné par le logiciel de Robot bat

$$W = 48545,67 \text{ [kn]}$$

3- La force sismique sera donc :

$$V_x = \frac{0,15 \times 1,741 \times 1,15}{3,5} \times 48545,67 = 4165,53 \text{ [kn]}$$

$$80\% V_x = 3332,42 \text{ [kn]}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 1,664 \times 1,10}{3,5} \times 48545,67 = 3808,20 \text{ [kn]}$$

$$80\% V_y = 3046,56 \text{ [kn]}$$

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,61	0,00	64,59	0,00	64,59	4854567,05	4854567,05
3/ 2	0,57	65,08	64,59	65,08	0,00	4854567,05	4854567,05
3/ 3	0,45	65,10	64,59	0,02	0,00	4854567,05	4854567,05
3/ 4	0,15	65,10	85,56	0,00	20,97	4854567,05	4854567,05
3/ 5	0,15	84,82	85,57	19,72	0,00	4854567,05	4854567,05
3/ 6	0,11	84,82	85,57	0,00	0,00	4854567,05	4854567,05
3/ 7	0,08	84,82	85,57	0,00	0,00	4854567,05	4854567,05
3/ 8	0,08	84,83	85,57	0,00	0,00	4854567,05	4854567,05
3/ 9	0,08	84,83	85,57	0,00	0,00	4854567,05	4854567,05
3/ 10	0,08	84,89	85,57	0,06	0,00	4854567,05	4854567,05
3/ 11	0,07	84,89	92,13	0,00	6,56	4854567,05	4854567,05
3/ 12	0,07	85,04	92,13	0,15	0,00	4854567,05	4854567,05
3/ 13	0,07	91,06	92,13	6,02	0,00	4854567,05	4854567,05

Figure.V.3.tableau de périodes

4- Vérification des forces sismique : [RPA99version 2003/4.3.6]

Après l'interprétation des résultats du logiciel **Auto desk Robot**, la résultante des forces sismiques à la base est égale :

$$V_{xd} = 3615,80 \text{ [kn]} > 80 \% V_{xs} \dots \dots \dots c.v$$

$$V_{yd} = 3336,47 \text{ [kn]} > 80 \% V_{ys} \dots \dots \dots c.v$$

5- Vérification de la période : [RPA99 (version 2003) /4.2.4.4]

$$T_{dy} \leq 1,3 \times T_S \quad , \quad T_S = \min (0,699 ; 0,566 ; 0,741)$$

$$T_{dy} = 0,57 \leq 1,3 \times 0,566 = 0,736 c.v$$

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 Auto desk Robot.
- R : coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta_k = \delta_K - \delta_{(k-1)}$$

$$D_{rad} = 1\% h_e = \frac{306}{100} = 3,06 \text{ cm}$$

Tableaux .V. 2 :La vérification du déplacement de tous les niveaux effectuée sur le tableau suivant :

hk	dr UX	dr UY	Vérification
306	0,021	-0,006	<D _{rad} =3,06cm
306	0,040	-0,010	<D _{rad} =3,06cm
306	0,054	-0,014	<D _{rad} =3,06cm
306	0,064	-0,018	<D _{rad} =3,06cm
306	0,073	-0,021	<D _{rad} =3,06cm
306	0,079	-0,023	<D _{rad} =3,06cm
306	0,083	-0,024	<D _{rad} =3,06cm
306	0,084	-0,025	<D _{rad} =3,06cm
306	0,085	-0,026	<D _{rad} =3,06cm
306	0,052	-0,068	<D _{rad} =3,06cm
306	0,127	-0,072	<D _{rad} =3,06cm

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 niveau :

$$\theta = \frac{P_t \times \Delta_K}{V_t \times h_K} \leq 0,10$$

- 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 : $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, 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

Tableaux .V. 3.Récapitulatif pour la vérification de l'effet P- Δ :

Etage	P_t	Δ_x	Δ_y	V_{tx}	V_{ty}	h_k	θ_x	θ_y	Vérification
RDC	47607,04	0,021	0,006	3615,81	3336,54	306	0,0052	0,0016	OK
1	42428,93	0,040	0,010	3560,95	3275,13	306	0,0083	0,0022	OK
2	37814,75	0,054	0,014	3432,92	3142,51	306	0,0095	0,0027	OK
3	33324,70	0,064	0,018	3252,97	2968,11	306	0,0094	0,0029	OK
4	28900,62	0,073	0,021	3038,87	2769,83	306	0,0089	0,0028	OK
5	24588,84	0,079	0,023	2792,53	2545,56	306	0,0078	0,0025	OK
6	20336,09	0,083	0,024	2504,76	2286,35	306	0,0065	0,0021	OK
7	16183,82	0,084	0,025	2175,76	1994,35	306	0,0051	0,0017	OK
8	12088,63	0,085	0,026	1798,59	1662,94	306	0,0037	0,0011	OK
9	8072,100	0,052	0,068	1347,66	1259,47	306	0,0015	0,0021	OK
10	4109,05	0,127	0,072	773,51	730,00	306	0,0022	0,0011	OK

V.9.Conclusion :

Puisque tous les coefficient θ_k sont inférieurs à 0,10, donc l'effet P- Δ est négligé .

Chapitre VI : Etude des portiques

VI.1. Chargement des portiques :

VI.1.1. Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) et horizontaux (poutres).

VI.1.2. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'action sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le [RPA99] et [BAEL91] comme suit :

- **BAEL91 :**
- Combinaisons fondamentales ou bien durable et transitoires :

$$1,35 \times G + 1,5 \times P \rightarrow \text{E.L.U}$$

$$G + P \rightarrow \text{E.L.S}$$

- **RPA99 Version 2003 :**
- Combinaisons accidentelles :

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \times G \pm E \\ G + P \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \times G \pm E \\ G + P \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel de calcul « **Robot bat** »

Avec :

- G : charge permanente.
- Q : charge d'exploitation.
- E : effort sismique.

VI.2. Ferrailage des portiques :

VI.2.1. Ferrailage des poutres :

- **Définition :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'ils subissent des efforts normaux très faibles.

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principale $\Rightarrow (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires $\Rightarrow (30 \times 30) \text{ cm}^2$
- **Ferraillage réglementaire :**

1- Recommandation du RPA99/Version 2003 :

▪ Armatures longitudinales :

- Armatures minimales : $0,5\% \times B$ en zone IIa
- Armatures maximales [RPA99/Version2003/A.7.5.2.1] $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone recouvrement} \end{array} \right.$

B : Section de la poutre

Longueur de recouvrement est de $40 \times \varphi$ en zone IIa (RPA99/Version 2003)

▪ Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{min}^t = 0,003 \times S \times b \dots\dots\dots [\text{RPA99/Version2003/A.7.5.2.1}]$$

Avec :

- b : largeur de la section
- 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 :

$$S = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \varphi \right)$$

En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{4}$$

2- Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{pour les armatures tendues [BAEL91]}$$

Les sollicitations des poutres :

Les résultats sont donnés par logiciel de calcul et remplie dans les tableaux suivants :

Tableau. VI.1. : récapitulatif des moments fléchissant en[KN.m]et effort tranchants.

Poutre	Moment en travée [kn.m]			Moment en appuis [kn.m]			Effort tranchant [kn]	
	Elu	Els	Acc	Elu	Els	Acc	Elu	Acc
p.p (30 ; 40)	38,38	28,03	28,84	-96,06	-70,10	-90,53	-100,15	-76,84
p.s (30 ;30)	11,29	8,08	32,19	-18,30	-13,32	-50,01	33,59	59,87

Calcul des armatures longitudinales :

- **Condition imposées par le RPA99/Version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poutres principales : } A'_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2 \\ \text{poutres secondaires: } A'_{min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4,5\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

- **Condition imposées par le BAEL91**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poutres principales : } A_{min} = 0,023 \times \frac{2,1}{400} 30 \times 36 = 1.31 \text{ cm}^2 \\ \text{poutres secondaires: } A_{min} = 0,023 \times \frac{2,1}{400} 30 \times 27 = 0,98\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

VI.2.1.1.Exemple de calcul :

Poutre principale de section (30 × 40) cm² :

a- En travées :

➤ **Etat limite ultime:**

$$M_t^u = 38,38\text{kn} \cdot \text{m}$$

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

Acier FeF400

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 36 \text{ cm} ; b = 30\text{cm} ; h = 40\text{cm} ; \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Fissurations **peut nuisible**

a- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{38,38 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,069 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

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

b- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_t^{ult}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{38,38 \times 10^3}{348 \times 0,964 \times 36} = 3,18 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,09 = 0,964$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,069}) = 0,09$$

$$A = 3,18 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service :

$$M_t^{ser} = 28,03 \text{ kn.m}$$

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

Avec ;

$$\gamma = \frac{M_t^{ult}}{M_t^{ser}} = \frac{11170}{8140} = 1,369$$

$$\alpha = 0,09 \leq \frac{1,369-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} .$$

▪ 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)

➤ **Situation accidentelle :**

$$M_t^{\text{acc}} = 28,84 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1,15 \end{cases}$$

a- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{28,84 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,052 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

⇒ A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

b- Calcul des armatures :

$$A_{\text{acc}} = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{28840}{400 \times 0,973 \times 36} = 2,06 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,067 = 0,973$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,052}) = 0,067$$

$$A = 2,06 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_t = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min(RPA)}} ; A_{\text{min (BAEL)}} ; A_{\text{acc}}) = \max (3,18 ; 6 ; 1,31 ; 2,06) = 6 \text{ cm}^2$$

$$6T12 \rightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2$$

b- En appuis:

➤ **Etat limite ultime:**

$$M_a^u = 96,06 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

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

Acier FeF400

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 36 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Fissurations **peu nuisible**

c- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_a^{\text{ult}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{96,06 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,173 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

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

d- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_a^{\text{ult}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{96,06 \times 10^3}{348 \times 0,904 \times 36} = 8,48 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,239 = 0,904$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,173}) = 0,239$$

$$A = 8,48 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_a^{\text{ser}} = 70,1 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

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

Avec ;

$$\gamma = \frac{M_a^{\text{ult}}}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{96060}{70100} = 1,37$$

$$\alpha = 0,239 \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}.$$

▪ **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)

➤ **Situation accidentelle :**

$$M_a^{\text{acc}} = 90,53 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1,15 \end{cases}$$

a- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{90,53 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,164 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

⇒ A' n'existe pas (pas d'armature comprimée) et $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

b- Calcul des armatures :

$$A_{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{90530}{400 \times 0,91 \times 36} = 6,91 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,225 = 0,91$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,164}) = 0,225$$

$$A = 6,91 \text{ cm}^2$$

c-Choix des armatures :

$$A_t = \max (A_{cal} ; A_{min(RPA)} ; A_{min (BAEL)} ; A_{acc}) = \max (8,48 ; 6 ; 1,31 ; 6,91) = 8,48 \text{ cm}^2$$

$$(5T14 \rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2 + 1T12 \rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 8,83 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{max} = 100,15 \text{ kn}$$

a- Vérification de l'influence de l'effort tranchant a voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\alpha = 0,9 \times 36 = 32,4 \text{ cm}$$

$$T_u = 100150 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 = 6488,1 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

b- Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armateurs longitudinales:**On doit vérifier que :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d})$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \times (100150 - \frac{96060}{0,9 \times 36}) \times 10^{-2} = 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 8,48 \text{ cm}^2 \geq 2,79 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

c-Vérification si les armatures transversales son perpendiculaire à la ligne moyenne .

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = 0,927 \text{ Mpa}$$

(Fissuration peu nuisible)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,927 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

⇒ les armatures transversal sont perpendiculaires à la ligne moyenne

$$\alpha = 90^\circ$$

d- Section et écartement des armatures transversales ϕ_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{1\min} \right) .$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right) = \min (1,14 ; 3 ; 1,2) = 1,14 \text{ cm} .$$

On prendre $\phi_t = 10 \text{ mm}$ de nuance d'acier Fe E 400

e- Choix des armatures :

$$4\phi_{10} \rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (1 cadre + 1 étrier)}$$

c- Espacement des armatures transversales ;

• Selon (BAEL91) :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\checkmark \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,9 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{3,14 \times 0,9 \times 400}{30 \times (0,927 - 0,3 \times 2,1)} = 126,87 \text{ cm}$$

$$\checkmark \delta_{t2} \leq \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min (32,4 ; 40) = 32,4 \text{ cm}$$

$$\checkmark \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{3,14 \times 400}{0,4 \times 30 \times 1} = 104,66 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 32,4 \text{ cm}$$

• Selon (RPA99/Version 2003) :

- Zone nodale :

$$\delta_{t2} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \varphi \right) = \min \left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,2 \right) \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_{t4} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} \delta_t = 10 \text{ cm en zone nodale} \\ \delta_t = 15 \text{ cm en zone courante} \end{cases}$$

d- Vérification des armatures transversales :

- Zone nodale :

$$A'_t = 0,003 \times \delta_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

- Zone courante :

$$A'_t = 0,003 \times \delta_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

e- Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \times \phi_l \dots\dots\dots (\text{RPA99 / Version 2003})$$

Remarque :

Après calcul des sections de ferrailage des poutres secondaires à l'aide de logiciel **ROBOT EXPERT 2010**, on a obtenu les résultats traduit dans le tableau ci-dessous :

Types des poutres		A _{min}		A _{cal} [cm ²]	Barres choisis	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement
		BAEL [cm ²]	RPA [cm ²]				
Poutres principales	Travée	1,31	6	3,18	6T12	6,79	48
	Appuis	1,31	6	8,48	5T14+1T12	8,83	56
Poutres secondaires	Travée	0,98	4,5	3,00	6T12	6,78	48
	Appuis	0,98	4,5	4,90	6T12	6,78	48

Tableau. VI.2. tableau de ferrailage des poutres :

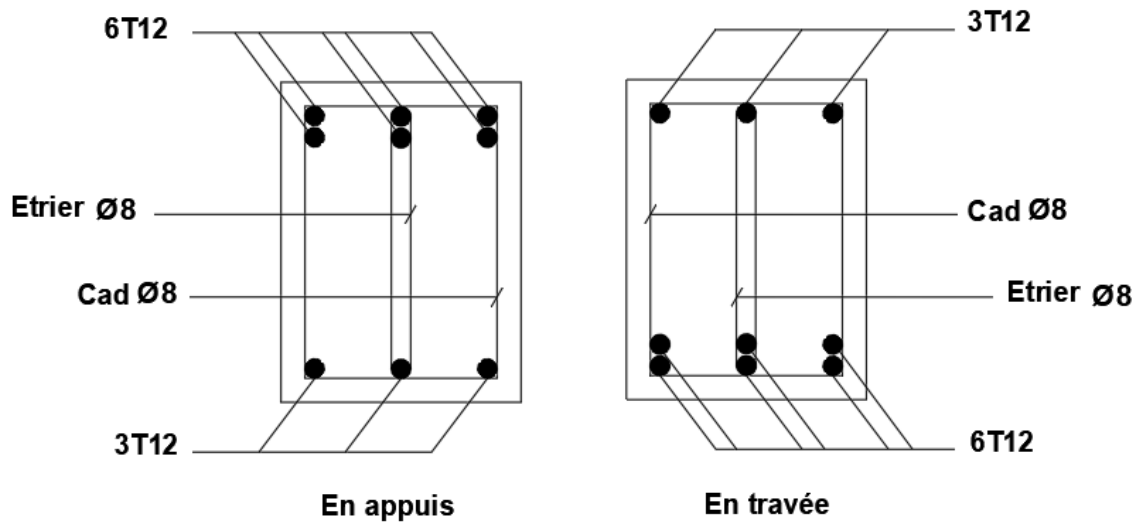


Figure.VI.1.ferrailage des poutres principales

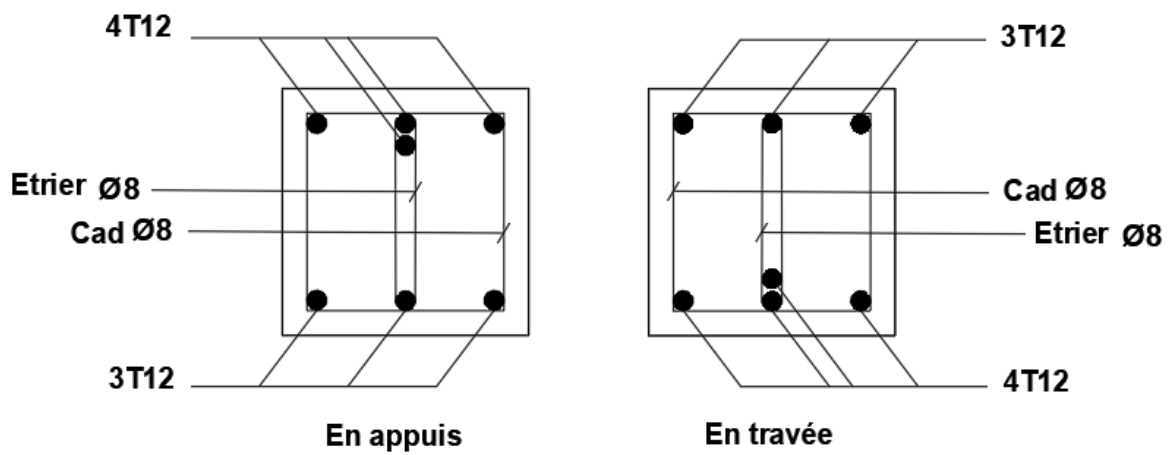


Figure.VI.2.ferrailage des poutres secondaires

VI.2.2.Ferraillage de poteaux :

- **Définition :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de la superstructure vers les fondations.

Les poteaux sont sollicités en flexion composée sous l'effet des actions verticales et horizontales; ils sont soumis à un effort normal (N) et un moment de flexion (M) dans le sens longitudinal et transversal.

- **On a 4 types de poteaux ; à savoir :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Type 1 : } (55 \times 55) \\ \text{Type 2 : } (50 \times 50) \\ \text{Type 3 : } (45 \times 45) \\ \text{Type 4 : } (40 \times 40) \\ \text{Type 5 : } (35 \times 35) \\ \text{Type 6 : } (30 \times 30) \end{array} \right.$$

- **Ferraillage réglementaire :**

Le ferraillage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le [RPA99/Version 2003] et le [BAEL.91] .

a- Armatures longitudinales :

1- Condition imposée par le [RPA99/Version2003] :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, avec un diamètre minimal est de 12 mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \emptyset$ en zone IIa [RPA99/V2003] .

- La distance verticale entre les barres dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

2- Condition imposée par le [BAEL91] :

- $A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8 \times (b+h)}{100} \right] \Rightarrow$ pour la compression simple.

- $A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times h \Rightarrow$ pour traction simple .

- $A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times h \Rightarrow$ pour flexion simple.

b- Les armatures transversales :

1- Condition imposée par le [RPA99/Version2003] :

- **Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

- V_u : l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_a : Coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g .

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \begin{cases} \rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- **Espacement entre les armatures transversales δ_t :**

Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min (10\phi_t; 15 \text{ cm}) \dots\dots \text{ zone IIa.}$$

Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_t \dots\dots\dots \text{ zone IIa.}$$

- **Section minimale des armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times \delta_t}$ en % est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$: 3%
- Si $\lambda_g < 5$: 3%
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes λ_g est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b} \right)$$

a,b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée .

l_f : Longueur du flambement.

1- Condition imposée par le [BAEL91/A.8.1.3] :

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\phi_t \leq \frac{1}{3} \phi_{lmax}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t \leq \min (15\phi_{1min}; 40cm ; b + 10 cm)$$

Avec :

b : Plus petite dimension de la section transversales du poteau .

ϕ_{1min} : Plus petite diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

Les sollicitations des poteaux:

Les résultats sont donnés par logiciel de calcul et remplie dans les tableaux suivants :

Combinaison		Poteau (30 ; 30)	Poteau (35 ; 35)	Poteau (40 ; 40)	Poteau (45 ; 45)	Poteau (50; 50)	Poteau (55 ;55)	
ELU	Cas1	N^{max} [kn]	147,73	405,46	676,04	964,75	1275,38	1610,51
		M_y^{corr} [kn.m]	0,97	0,98	0,93	0,74	0,48	0,27
		M_z^{corr} [kn.m]	0,18	1,79	3,84	5,51	6,57	5,95
ACC	Cas2	N^{corr} [kn]	73,52	145,84	433,65	614,49	811,18	1027,96
		M_y^{corr} [kn.m]	15,50	23,16	23,67	25,76	27,75	36,86
		M_z^{max} [kn.m]	-16,99	-28,28	-36,35	-46,24	-44,95	-32,35
	Cas3	N^{corr} [kn]	51,14	193,32	307,62	544,95	828,66	563,15
		M_y^{corr} [kn.m]	-1,40	10,19	8,40	8,90	9,63	0,70
		M_z^{max} [kn.m]	31,21	-54,08	-66,43	-73,16	-71,39	-78,18
	Cas4	N^{corr} [kn]	18,48	36,52	69,26	102,97	111,42	130,46
		M_y^{corr} [kn.m]	-2,25	-2,09	-2,23	-2,03	12,00	6,69
		M_z^{max} [kn.m]	-19,84	-10,68	-12,34	-11,77	3,74	-0,88

Tableau. VI.3. : récapitulatif des moments en [KN.m]et effort normal en[KN.].

Types	A min (RPA)	A obtenu	Ferrailage	
			Choix	Section
(30 ; 30)	7,20	4,80	4T12+2T14	7,60
(35 ; 35)	9,80	5,60	4T14+2T16	10,18
(40 ; 40)	12,80	6,40	6T14+2T16	13,26
(45 ; 45)	16,20	7,20	6T14+2T16	17,28
(50 ; 50)	20,00	8,00	4T16+8T14	20,35
(55 ; 55)	24,20	8,80	4T20+8T16	28,65

Tableau. VI.3. Calcul section des armatures :

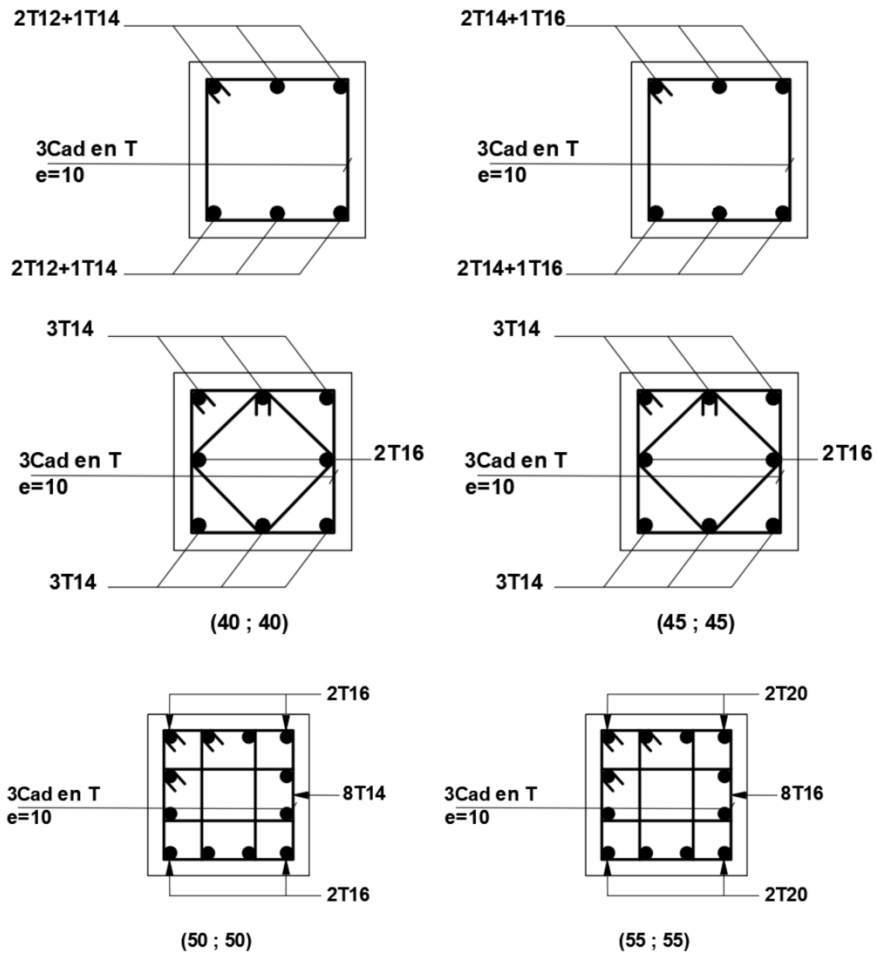


Figure.VI.3.Schéma de ferrailage des poteaux

Chapitre VII : Etude des voiles

V.5. Etude des voiles

V.5.1. Voile de contreventement

V.5.1.1. Introduction :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- ❖ Structures auto stables
- ❖ Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.5.1.2. Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ❖ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ❖ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.5.1.3. Sollicitation de calcul :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Ces sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{array}{ll} 1,35 G + 1,5 Q & \text{(E.L.U)} \\ G + Q & \text{(E.L.S)} \\ G + Q \pm E & \\ 0,8G \pm E & \end{array}$$

V.5.1.4. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) : On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \alpha = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué,
M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie

❖ On distingue 3 cas :

1^{er}cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$A_{min} = 0,15 \times a \times L$

2^{ème}cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- Si $A_v < A_{min} = 0,15 \% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale.

- Si $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

3^{ème}cas

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

- Armatures verticales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur,

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%.
- En zone courante 0,10 %.

- Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire

V.5.1.5.Exemple de calcul :

Notre choix a été porté sur le voile du RDC de l'axe A entre Fille 8 et 9 : voile rectangulaire avec deux poteaux aux extrémités avec des caractéristiques suivants :

Les voiles les plus sollicités dans notre structure c'est le 166.

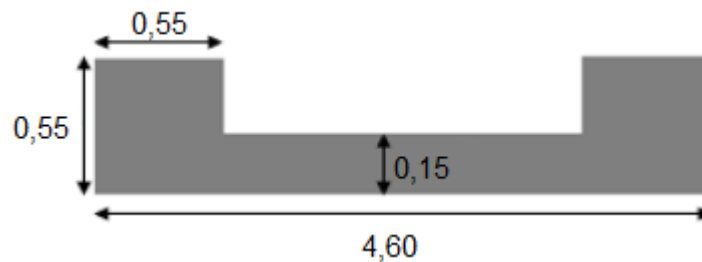


Figure.VII.1.dimension du voile

- Longueur : $L = 3,35$ m
- Epaisseur : $e_p = 0,20$ m
- La section : $A = (3,35 - 0,55) \times 0,2 = 0,56$ m²
- Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12} = 0,36$ m⁴

1. Détermination des contraintes

$N = 1182,4$ KN.

$M = 21,82$ KN.m.

$V = 2,71$ KN.m.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1182,4 \times 10^{-3}}{0,6} + \frac{(21,82 \times 2,71) \times 10^{-3}}{0,36} = 2,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1182,4 \times 10^{-3}}{0,6} - \frac{(21,82 \times 2,71) \times 10^{-3}}{0,36} = 1,81 \text{ MPa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue " Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

2. Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$A_{\min} = 0,15 \% \times a \times L$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1$ m)

$$A_{\min} = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3. Le diamètre

$$D \leq 1/10 \times a$$

$$D \leq (1/10) \times 150 = 15\text{mm}$$

On adopte : $D = 12\text{ mm}$

4. L'espacement

- Selon le BAEL 91, on a

$$St \leq \min \{2a; 33\text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40; 33\text{ cm}\}$$

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

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a

$$St \leq \min \{1,5a; 30\text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30; 30\text{ cm}\}$$

$$St \leq 30\text{ cm}$$

$$\text{Donc: } St \leq \min \{St\text{ BAEL}; St\text{ R.P.A99}\}$$

$$St = 30\text{ cm}$$

On adopte un espacement égal à : 15 cm

Le diamètre des armatures verticales est de 7T12 soit : $A_{st} = 7,91\text{ cm}^2$

5. Détermination des armatures horizontales

$$A_h = \frac{2}{3} A_v$$

Avec :

A_v : est la section des armatures verticales

$$A_h = \frac{2}{3} \times 12 = 8\text{ mm}^2$$

On prend: $A_h = 10\text{ mm}^2$

Soit : 7T10 de section $A_{st} = 5,5\text{ cm}^2$

6. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a \times l}$$

Avec :

$$\bar{T} = 1,4T \text{ (l' effort tranchant de calcul majoré de 40\%)}$$

a : épaisseur du voile

l : longueur du voile

$$\text{Donc : } \tau_b = \frac{1,4 \times 0,81 \times 10^{-3}}{0,15 \times 4,6} = 0,0016\text{MPa}$$

$$0,05 \times f_{c28} = 1,25\text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,0016 < 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7. Schéma de ferrailage :



Figure.VII.2.ferrailage du voile

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII. Etude de l'infrastructure

VIII.1.Introduction :

La partie sol-fondation constitue avec les éléments de contreventements un ensemble dont la résistance est une condition intrinsèque pour qu'une construction puisse tenir debout après un séisme. En effet même si les éléments de la super structure sont bien calculés au séisme, nous pouvons assister à la ruine de la structure si l'ensemble sol fondation est mal choisi ou mal calculé.

La fondation reprend les efforts transmis par les éléments de contreventement au sol. Celui-ci conditionne le type de fondation à choisir ainsi que son ancrage.

VIII.2.Choix des fondations :

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations :

a- Les fondations superficielles :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier générale.

b- Les fondations profondes :

- Semelles sur puits et pieux.

VIII.3.Calcul des semelles :

VIII.3.1. Pré dimensionnement :

- Semelle de centre :

$$N = 1340,95 \text{ Kn.}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bar.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B$$

Avec : a = 50 cm et b = 50 cm

$$A = \left(\frac{50}{50}\right) \times B \Rightarrow A = B ;$$

$$B \geq \sqrt{\frac{50}{50} \times \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{50}{50} \times \frac{134095}{2,5}} = 231,598 \text{ cm}$$

On prendre $B = A = 300 \text{ cm}$

- **Semelle de rive :**

$N = 1340,16 \text{ Kn}$.

Avec :

$\overline{\sigma_{sol}} = 2,5 \text{ bar}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B$$

Avec : $a = 50 \text{ cm}$ et $b = 50 \text{ cm}$

$$A = \left(\frac{50}{50}\right) \times B \Rightarrow A = B ;$$

$$B \geq \sqrt{\frac{50}{50} \times \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{50}{50} \times \frac{13416}{2,5}} = 73,25 \text{ cm}$$

On prendre $B = A = 100 \text{ cm}$

- **Semelle d'angle :**

$N = 921,61 \text{ Kn}$.

$$B \geq \sqrt{\frac{50}{50} \times \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{50}{50} \times \frac{92161}{2,5}} = 192 \text{ cm}$$

On prendre $B = A = 200 \text{ cm}$

➤ **Justification :**

1- Semelle de centre :

La surface de semelles de centre est :

$$S_{sc} = A \times B = 300 \text{ cm} \times 300 \text{ cm} = 9,00 \text{ m}^2$$

On a 19 semelles de centre dans mon projet

$$S_{tsc} = 9 \text{ m}^2 \times 19 = 173 \text{ m}^2$$

2- Semelle de rive :

La surface de semelles de rive est :

$$S_{sr} = A \times B = 100 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 1,00 \text{ m}^2$$

$$S_{tsr} = 1 \text{ m}^2 \times 14 = 14 \text{ m}^2$$

3- Semelle d'angle :

La surface de semelles d'angle est :

$$S_{sr} = A \times B = 200 \text{ cm} \times 200 \text{ cm} = 4,00 \text{ m}^2$$

$$S_{tsd} = 4 \text{ m}^2 \times 8 = 24 \text{ m}^2$$

Conclusion :

La surface totale des semelles est :

$$S_{tot} = S_{tsc} + S_{tsr} + S_{tsd} = 173 + 14 + 24 = 211 \text{ m}^2$$

La surface de plans est donnée par logiciel «**Auto Desk Robot** » :

$$S_{pl} = 404,40 \text{ m}^2$$

$404,40 \times 50\% = 202,02 < S_{tot} = 211 \text{ m}^2 \Rightarrow$ Comme la surface totale des éléments des semelles isolées dépasse 50 % de la surface du bâtiment considéré, on a opté pour un radier général.

VIII.3.2. Prédimensionnement du radier :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité.
- Condition forfaitaire.
- Condition de non cisaillement.
- Condition de non poinçonnement.

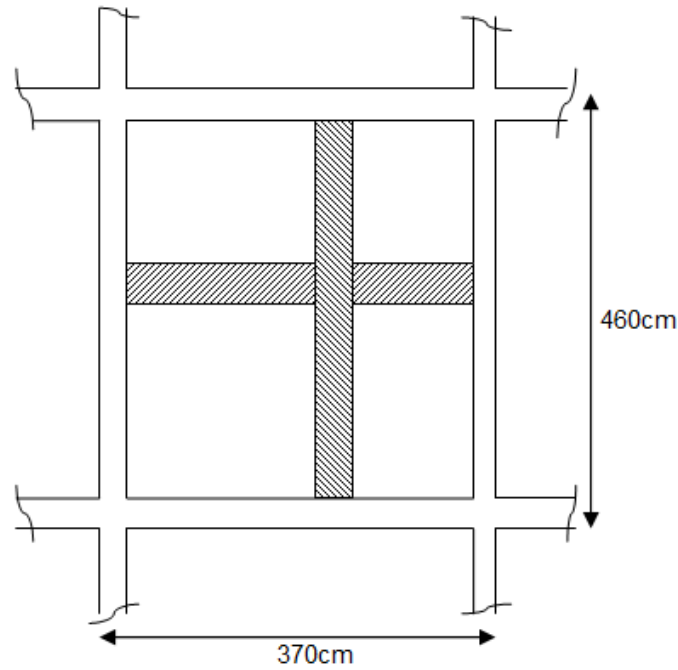


Figure VIII.1. Dimension du panneau de dalle le plus sollicité

✓ **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L_e \geq \frac{2 \times L_{\max}}{\pi}$$

Avec :

L_e : longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- K : Coefficient d'élasticité du sol $K = 4 \text{ Dan/m}^2$
- E : module d'Young du béton ($E = 3 \times 10^4 \text{ Mpa}$)
- I : inertie du radier, $I = \frac{b \times h^3}{12}$
- b : bonde de 1m

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times k}{E} \times \left(\frac{2 \times L_{\max}}{\pi}\right)^4}$$

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \times \left(\frac{2 \times 4,6}{3,14}\right)^4} \geq 66,55 \text{ cm}$$

$$h_2 \geq 66,55 \text{ cm}$$

✓ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{460}{8} \leq h_r \leq \frac{460}{5} \quad \rightarrow \quad 57,5 \text{ cm} \leq h_r \leq 92 \text{ cm}$$

L_{\max} : est le plus grande portée entre deux poteaux :

$$L_{\max} = 4,60 \text{ m}$$

✓ **Condition de non cisaillement.**

L'épaisseur du radier doit également vérifier la condition de la contrainte de cisaillement dans le cas d'une fissuration préjudiciable

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ Mpa} \dots \text{La fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$$\frac{T_u^{\max}}{b \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times 0,9 \times h} \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow h \geq \frac{T_u^{\max}}{b \times 0,9 \times \overline{\tau_u}} \dots \dots \dots \text{[BAEL91/A5.1.1]}$$

τ_u : Contraint tangentielle

$\overline{\tau_u}$: Contraint tangentielle admissible.

T^{\max} : Effort tranchant max.

Pour le panneau le plus défavorable :

On a:

$$L_x = 3,70 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_y = 4,60 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,70}{4,60} = 0,81 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Pour les panneaux de dalle forme régulière

$$T_u^x = q_u \times \frac{L_x \times L_y}{3 \times L_y}$$

$$T_u^y = q_u \times \frac{L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$$

Calcul q_u :

La surface du radier est de :

$$S = 404,04 \text{ m}^2$$

Le poids de superstructure :

$$G = 43338,5868 \text{ Kn}$$

$$Q_u = 1,35 \times \frac{G}{S} + 1,5 \times Q = 1,35 \times \frac{43338,5868}{404,04} + 1,5 \times 5 = 230,05 \text{ Kn}$$

$$T_u^x = 230,05 \times \frac{3,70 \times 460}{3 \times 4,60} = 237,71 \text{ Kn/m}$$

$$T_u^y = 230,05 \times \frac{3,70 \times 460}{2 \times 4,60 + 3,70} = 194,02 \text{ kn/m}$$

$$h_3 \geq \frac{237,71}{1 \times 0,9 \times 2,2 \times 10^3} = 0,12 \text{ m} \Rightarrow h_3 \geq 0,12 \text{ m}$$

✓ **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots(1)$$

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

h : épaisseur du radier.

$$U_c = 2 \times (a_1 + b_1) \rightarrow \begin{cases} a_1 = a + h_r \\ b_1 = b + h_r \end{cases} \rightarrow U_c = 2 \times (a + b + 2h)$$

N_u : la Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculé à l'E.L.U.R.

$N_{u\max} = 1924,11 \text{ kN}$ appliquée sur un poteau de section rectangulaire de dimension

$(50 \times 50) \text{ cm}^2$

$$4500h^2 + 2250h - 1924,11 = 0$$

$$h_4 \geq 0,45 \text{ m}$$

Remarque : pour satisfaire les quatre condition précédentes , On prendra une hauteur de radier égale à 70 cm

La hauteur des nervures :

$$h_n \geq \frac{l}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm} , \text{ on prendra } h_n = 50 \text{ cm}$$

Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{460}{20} = 23 \text{ cm} , \text{ on prendra } e = 20 \text{ cm}$$

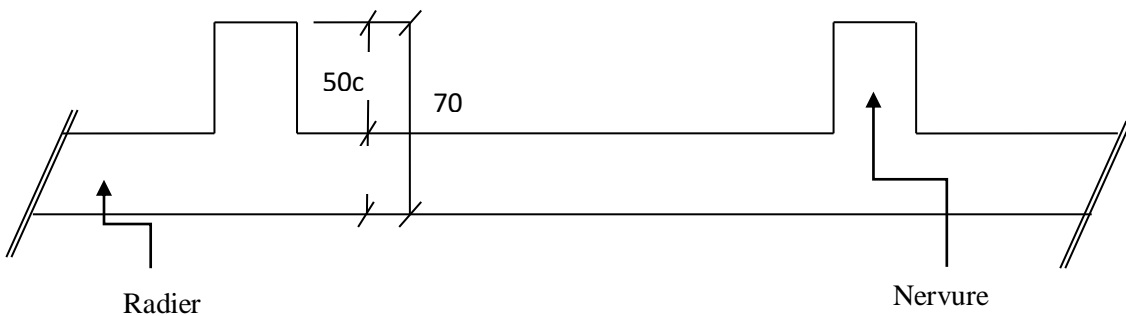


Figure VIII.2. Dimension du radier

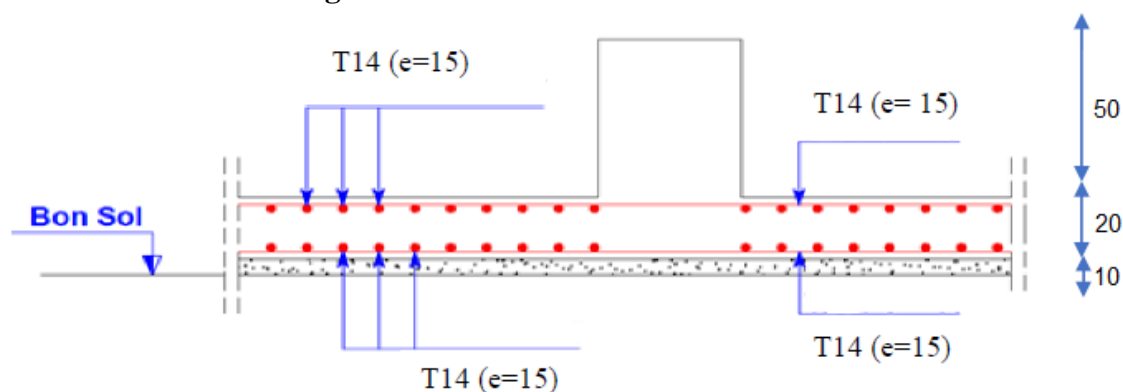


Fig. VIII.3. Schéma du ferrailage de la dalle.

VIII.3.3. Pré-dimensionnement des poutres :

On distingue deux types de poutres apparentes :

- poutres principales
- poutres secondaire

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3 \times h \leq b_0 \leq 0,4 \times h$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l - b_0}{2}; \frac{l}{10}\right)$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

Tableau. VIII.1. Dimension des poutres :

	h [cm]	h ₀ [cm]	b ₀ [cm]	b ₁ [m]	b[cm]
Poutres pp	70	20	25	30	85
Poutre Ps	70	20	25	30	85

VIII.4. Détermination des sollicitations :

❖ Caractéristiques des radiers :

$$h = 70 \text{ cm.} \quad e = 20 \text{ cm.}$$

$$S = 404,40 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 16718,29 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 25280,114 \text{ m}^4$$

$$v_x = 5,21 \text{ m}$$

$$v_y = 9 \text{ m}$$

Avec :

v_x, v_y : abscisse du centre de gravité du radier

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier

❖ calcul du poids du radier : p_r

Poids du radier sans poutres : $p_1 = S \times e \times \gamma_b$

Poids des poutres principales : $p_p = L \times (h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

Poids des poutres secondaires : $p_s = L' \times (h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

Avec :

e : épaisseur du radier sans poutres

γ_b : Masse volumique du béton

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires

$$p_1 = 404,04 \times 0,2 \times 25 = 1314,46 \text{ Kn}$$

❖ Surcharges d'exploitation : Q_r

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 404,04 = 1314,46 \text{ Kn}$$

❖ Combinaisons d'action :

✓ Etat limite ultime :

Situations durable et transitoire :

$$\underbrace{1,35 \times G + 1,5 \times Q}_{N_u^1} + \underbrace{1,35 \times P_r + 1,5 \times Q_r}_{N_u^2}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

Avec :

N_u^1 : Résultante des toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel « **Auto desk Robot** » la combinaison ELU.

$$N_u^1 = 64853,91 \text{ Kn}$$

$$N_u^2 = 3943,38 \text{ Kn}$$

$$N_u = 64853,91 + 3943,38 = 68797,29 \text{ Kn}$$

$$M_x = - 52,39 \text{ Kn}$$

$$M_y = - 237,20 \text{ Kn}$$

Avec :

M_x, M_y : Résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire :

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_z \times (X_i - X_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_z \times (Y_i - Y_g))$$

M_x et M_y et F_z sont donnée par logiciel « **Auto desk Robot** »

x, y ; Abscisses dpoint d'application de F_z

✓ **Etat limite de service :**

$$N_s = (G+Q) + (P_r + Q_r)$$

$$N_s = 48713,33 \text{ kn}$$

$$M_x = -38,23 \text{ kn .m}$$

$$M_y = -173,16 \text{ Kn .m}$$

✓ situation accidentelle :

$$[(G + Q \pm E) + (P_r + Q_r)] \text{ et } [(0,8 \times G \pm E) + 0,8 \times P_r]$$

$$N_a = 71387,11 \text{ Kn}$$

$$M_x = 985,90 \text{ Kn .m}$$

$$M_y = -107,23 \text{ Kn .m}$$

❖ **Vérification des contraintes sous radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{S}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier).

➤ **Situation durable est transitoire :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \times V$$

$$N_u = 66825,6 \text{Kn}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2,5 \text{ bars}$$

• suivant le **RPA99/V2003** :

$$\overline{\sigma_{adm}} = \overline{\sigma_{sol}^u} = 2 \times \overline{\sigma_{sol}} = 5 \text{bars}$$

$$V_x = 5,21 \text{ m} , V_y = 12,68 \text{ m}$$

✓ **Etat limite ultime :**

▪ **sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{66825,6}{404,04} \pm \frac{52,39}{16718,29} \times 5,21 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,546 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{ bars} \rightarrow cv$$

$$\sigma_2 = 2,546 \text{ bars} > 0 \rightarrow cv$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 2,546 + 2,546}{4} = 2,546 \text{ bars}$$

▪ **sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{66825,6}{404,04} \pm \frac{237,20}{25280,114} \times 12,68 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,5 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{ bars} \rightarrow cv$$

$$\sigma_2 = 2,5 \text{ bars} > 0 \rightarrow cv$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 2,5 + 2,5}{4} = 2,5 \text{ bars}$$

✓ **Etat limite de service:**

▪ **sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{48713,33}{404,04} \pm \frac{38,23}{16718,29} \times 5,21 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,8 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{ bars} \rightarrow cv$$

$$\sigma_2 = 1,8 \text{ bars} > 0 \rightarrow cv$$

La contraint moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 1,8 + 1,8}{4} = 1,8 \text{ bars}$$

▪ **sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{48713,33}{404,04} \pm \frac{173,16}{25280,114} \times 12,68 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,8 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{ bars} \rightarrow cv$$

$$\sigma_2 = 1,8 \text{ bars} > 0 \rightarrow cv$$

La contraint moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 1,8 + 1,8}{4} = 1,8 \text{ bars}$$

✓ **Situation accidentelle :**

✓ **sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{71387,11}{404,04} \pm \frac{985,90}{16718,29} \times 5,21 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,72 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{ bars} \rightarrow cv$$

$$\sigma_2 = 2,72 \text{ bars} > 0 \rightarrow cv$$

La contraint moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 2,72 + 2,72}{4} = 2,72 \text{ bars}$$

✓ **sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{71387,11}{404,04} \pm \frac{107,23}{25280,114} \times 12,68 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,71 \text{ bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{ bars} \rightarrow cv$$

$$\sigma_2 = 2,71 \text{ bars} > 0 \rightarrow cv$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 2,71 + 2,71}{4} = 2,71 \text{ bars}$$

❖ **Vérification vis -à-vis de l'effort de soulèvement :**

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq S \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : Poids du bâtiment.

S : Surface d'assise du bâtiment.

Z : L'ancrage.

γ : Poids volumique de l'eau (1t/m³).

Pour la structure étudiée :

$$P = 43338,5868 \text{ Kn} > 1,5 \times 404,04 \times 10 \times 3,6 = 14196,168 \text{ Kn} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$P \geq S \times \gamma \times Z \Rightarrow \text{la structure est stable.}$$

VIII.5.Ferraillage du radier :

VIII.5.1.Ferraillage de la dalle:

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

❖ **Détermination des efforts :**

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \times \left(\frac{L}{4}\right) \times 1m$$

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 3,70 \text{ m}$$

$$L_y = 4,60 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,70}{4,60} = 0,81 \Rightarrow \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2 \rightarrow \text{suivant la direction } I_x$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \text{ suivant la direction } I_y$$

✓ **Etat limite ultime :**

$$q = \sigma_m \times 1m = 254 \text{Kn /m}$$

✓ **Etat limite de service :**

$$q = \sigma_m \times 1m = 180 \text{Kn /m}$$

✓ **Situation accidentelle :**

$$q = \sigma_m \times 1m = 272 \text{Kn /m}$$

Les résultats des moments en travées et en appuis sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau VIII.2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant des panneaux.

	L_x [m]	L_y [m]	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	M_x	M_y
ELU	3,70	4,60	0,81	0,0517	0,6678	126,196	84,273
ELS	3,70	4,60	0,81	0,0586	0,7655	101,366	77,595

Tableau VIII.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées en Kn .m.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Appuis [Kn/ml]	Travée [KN/ml]	Appuis [Kn/ml]	Travée [KN/ml]
ELU	63,098	107,266	42,136	71,632
ELS	50,683	86,161	38,797	65,955

❖ **Calcul des armatures :**

➤ **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 2 \text{ cm}$

$$C_x = a + \frac{\varphi}{2}$$

$$C_y = a + \varphi + \frac{\varphi}{2}$$

$$\varphi_{max} \leq \frac{h_d}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On prend : $\varphi = 1,5 \text{ cm}$

Donc :

$$C_x = 2 + \frac{1,5}{2} = 2,75 \text{ cm}$$

$$C_y = 2 + 1,5 + \frac{1,5}{2} = 4,25 \text{ cm}$$

La hauteur utile :

$$d_x = h_0 - C_x = 18 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 15 \text{ cm}$$

➤ **Sens X-X :**

• **En travée :**

✓ Etat limite ultime :

$$M_u = 107,266 \text{ Kn.m}$$

a- Vérification de l'existence de A'

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{107266}{14,2 \times 100 \times (18)^2} = 0,233 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

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

b- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{107266}{348 \times 0,865 \times 18} = 9,16 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,336 = 0,865$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,233}) = 0,336$$

c- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 4 \text{ cm}^2$$

d- conclusion :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 9,16 \text{ cm}^2$$

e- Choix des armatures :

$$6T14 \rightarrow A = 9,24 \text{ cm}^2$$

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

✓ **Etat limite de service :**

$$M_{ser} = 86,161 \text{ KN.m}$$

a- Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 3,016 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 3,016 \times 18 = 108,594 \text{ cm}^2$$

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

$$y_1 = 7,83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 \rightarrow I = \frac{100 \times 7,83^3}{3} + 15 \times 20,11 \times (18 - 7,83)^2$$

$$I = 47200,9506 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{86161}{47200,9506} = 1,82$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 14,25 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 277,641 \text{ Mpa}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 14,25 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 277,641 < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'états ultime conviennent pas et doivent être recalculées à l'els.

b- Détermination des armatures à l'état limite de servis :

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{86161}{240 \times 100 \times 18^2} = 0,011$$

$$\mu_1 = 0,011 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,847 \\ K_1 = 17,68 \end{array} \right.$$

c- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{240}{17,08} = 13,57 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{86161}{240 \times 0,847 \times 18} = 13,32 \text{ cm}^2$$

d- Choix des armatures :

$$9T14 \rightarrow A_c = 13,85 \text{ cm}^2$$

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

• **En appuis:**

✓ Etat limite ultime :

$$M_u = 63,098 \text{ Kn.m}$$

a- Vérification de l'existence de A'

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{63098}{14,2 \times 100 \times (18)^2} = 0,137 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

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

b- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{63098}{348 \times 0,926 \times 18} = 6,06 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,184 = 0,926$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,137}) = 0,184$$

c- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 4 \text{ cm}^2$$

d- conclusion :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 6,06 \text{ cm}^2$$

e- Choix des armatures :

$$4T14 \rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

✓ **Etat limite de service :**

$$M_{ser} = 50,683 \text{ KN.m}$$

a- Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 1,846 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,846 \times 18 = 66,47 \text{ cm}^2$$

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

$$y_1 = 6,51 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 \rightarrow I = \frac{100 \times 6,51^3}{3} + 15 \times 12,31 \times (18 - 6,51)^2$$

$$I = 33586,731 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{50683}{33586,731} = 1,50$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 9,82 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 285,525 \text{ Mpa}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 9,82 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 285,525 < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'état ultime conviennent pas et doivent être recalculées à l'els.

b- Détermination des armatures à l'état limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{50683}{240 \times 100 \times 18^2} = 0,0065$$

$$\mu_1 = 0,0065 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,875 \\ K_1 = 25 \end{array} \right.$$

c- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{240}{25} = 9,6 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{50683}{240 \times 0,875 \times 18} = 13,32 \text{ cm}^2$$

d- Choix des armatures :

$$9T14 \rightarrow A_c = 13,85 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Sens Y-Y :**

• **En travée :**

✓ Etat limite ultime :

$$M_u = 71,632 \text{ Kn.m}$$

a- Vérification de l'existence de A'

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{71632}{14,2 \times 100 \times (15)^2} = 0,224 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

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

b- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{71632}{348 \times 0,872 \times 15} = 4,68 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,321 = 0,872$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,224}) = 0,321$$

c- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 4 \text{ cm}^2$$

d- conclusion :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 4,68 \text{ cm}^2$$

e- Choix des armatures :

$$4T14 \rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

✓ **Etat limite de service :**

$$M_{ser} = 65,955 \text{ KN.m}$$

a- Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 2,40 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 2,40 \times 15 = 72,04 \text{ cm}^2$$

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

$$y_1 = 6,42 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 \rightarrow I = \frac{100 \times 6,42^3}{3} + 15 \times 16,01 \times (15 - 6,42)^2$$

$$I = 26499,288 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{65955}{26499,288} = 2,48$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 15,92 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 319,176 \text{ Mpa}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 15,92 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 319,176 > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'état ultime conviennent pas et doivent être recalculées à l'els.

b- Détermination des armatures à l'état limite de servis :

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{65955}{240 \times 100 \times 15^2} = 0,0122$$

$$\mu_1 = 0,0122 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,841 \\ K_1 = 16,45 \end{cases}$$

c- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{240}{16,45} = 14,58 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{65955}{240 \times 0,841 \times 15} = 13,32 \text{ cm}^2$$

d- Choix des armatures :

$$9T14 \rightarrow A_c = 13,85 \text{ cm}^2$$

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

• **En appuis:**

✓ Etat limite ultime :

$$M_u = 42,136 \text{ Kn.m}$$

a- Vérification de l'existence de A'

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{42136}{14,2 \times 100 \times (15)^2} = 0,131 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

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

b- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{42136}{348 \times 0,929 \times 15} = 4,80 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,929$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,177$$

c- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 4 \text{ cm}^2$$

d- conclusion :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 4,80 \text{ cm}^2$$

e- Choix des armatures :

$$4T14 \rightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm}$$

✓ **Etat limite de service :**

$$M_{ser} = 38,797 \text{ KN.m}$$

a- Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = 1,488 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,488 \times 15 = 44,64 \text{ cm}^2$$

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

$$y_1 = 5,36 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 \rightarrow I = \frac{100 \times 5,36^3}{3} + 15 \times 9,92 \times (15 - 5,36)^2$$

$$I = 18960,946 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{38797}{18960,946} = 2,046$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 10,96 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 295,8516 \text{ Mpa}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 10,96 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 295,8516 > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa} \end{array} \right. \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'état ultime conviennent pas et doivent être recalculées à l'els.

b- Détermination des armatures à l'état limite de servis :

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{38797}{240 \times 100 \times 15^2} = 0,00717$$

$$\mu_1 = 0,00717 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,871 \\ K_1 = 23,76 \end{cases}$$

c- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{240}{23,76} = 10,10 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{38797}{240 \times 0,871 \times 15} = 5,68 \text{ cm}^2$$

d- Choix des armatures :

$$5T14 \rightarrow A_c = 7,70 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

Tableau VIII.4 : Tableau récapitulatif de ferrailage du radier :

Sens Zone	X-X		Y-Y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A calculée [cm ²]	9,16	6,06	4,68	4,00
Choix	6T14	4T14	4T14	4T14
A adoptée [cm ²]	9,24	6,16	6,16	6,16

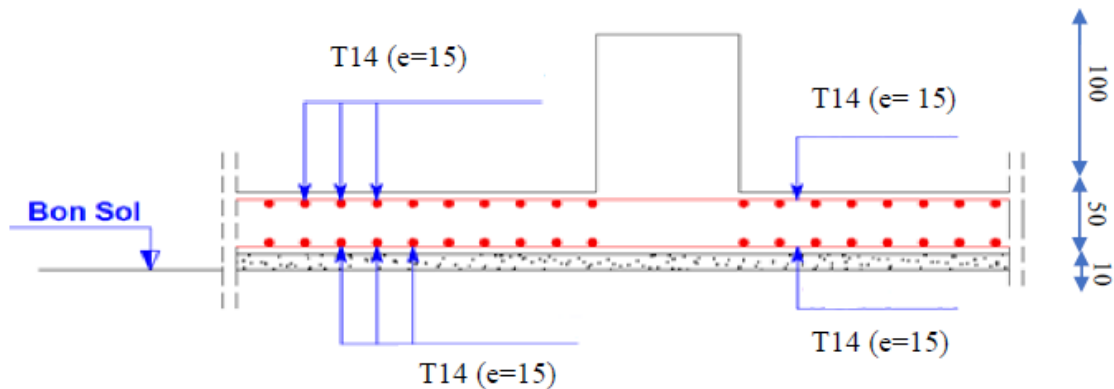


Fig. VIII.4. Schéma du ferrailage de la dalle.

VIII.5.1.Ferrailage du la dalle:

Le débordement est de 50 cm au-devant du bâtiment

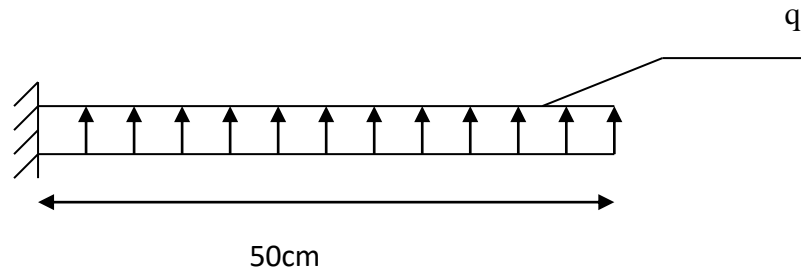


Figure VIII .5. Dimension du débordement

✓ Etat limite ultime :

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\sigma_m = 254 \text{ KN}$$

$$q_u = \sigma_m \times 1m = 254 \times 1 = 254 \text{ Kn}$$

$$M_u = -q_u \times \frac{L^2}{2} = -31,75 \text{ Kn.m}$$

a- Vérification de l'existence de A'

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d \times x^2} = \frac{31750}{14,2 \times 100 \times (18)^2} = 0,069 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeF400)}$$

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

b- Calcul des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{31750}{348 \times 0,960 \times 18} = 4,70 \text{ cm}^2$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,089 = 0,960$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,069}) = 0,089$$

c- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 4,00 \text{ cm}^2$$

d- conclusion :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}) = 4,70 \text{ cm}^2$$

e- Choix des armatures :

$$5T14 \rightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

✓ **Etat limite de service :**

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\sigma_m = 180 \text{ KN}$$

$$q_s = \sigma_m \times 1m = 180 \times 1 = 180 \text{ KN}$$

$$M_s = -q_s \times \frac{L^2}{2} = -22,50 \text{ Kn.m}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\begin{cases} \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{c28}}\right) = \min(266,66; 240) = 240 \text{ Mpa} \end{cases}$$

a- Détermination des contraintes :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 68}{100} = 1,017 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,017 \times 18 = 36,61 \text{ cm}^2$$

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

$$y_1 = 5,12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 \rightarrow I = \frac{100 \times 5,12^3}{3} + 15 \times 6,78 \times (18 - 5,12)^2$$

$$I = 22655,28 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{22500}{22655,28} = 0,993$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 5,08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 191,8476 \text{ Mpa}$$

$\begin{cases} \sigma_b = 5,08 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 191,8476 < \overline{\sigma_s} = 240 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow$ Les armatures calculées en l'état ultime sont maintenues.

VIII.6.Ferraillage des poutres :

❖ Charge équivalente :

Pour faciliter le calcul des poutres, On remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes, Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M et T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente).

Etat	\bar{q}_1	Poutre principale	Poutre secondaire
		$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{2}{L_y}$	$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$
ELU (KN)	150,00	188,98	150,00
ELS (KN)	109,44	1274,23	109,44
ACC (KN)	111,00	139,84	111,00

Tableau VII.28 : Tableau de calcul des charges équivalentes.

Sollicitations	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M_t [kn.m]	M_a [kn.m]	T [KN]	M_t [kn.m]	M_a [kn.m]	T [KN]
ELU	-379,5	501,0	576,8	-217,3	250,5	374,7
ELS	-255,9	337,8		-158,8	182,9	
ACC	-280,8	370,7		-160,8	185,5	

Tableau VII.29 : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants maximaux.

Choix des armatures pour les poutres :

sollicitations	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
$A_u \text{ cm}^2$	8,44	9,26	4,82	4,61
$A_{acc} \text{ cm}^2$	5,41	5,93	3,09	2,96
$A_{min} \text{ cm}^2$	8,67	10,46	8,67	10,46
$A_{max} \text{ cm}^2$	8,67	10,46	8,67	10,46
Choix d'armatures	5T16 A=10,05 cm ²	3T20+2T16 A=13,44 cm ²	5T16 A=10,05 cm ²	3T20+2T16 A=13,44 cm ²

Tableau VII.30 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures.

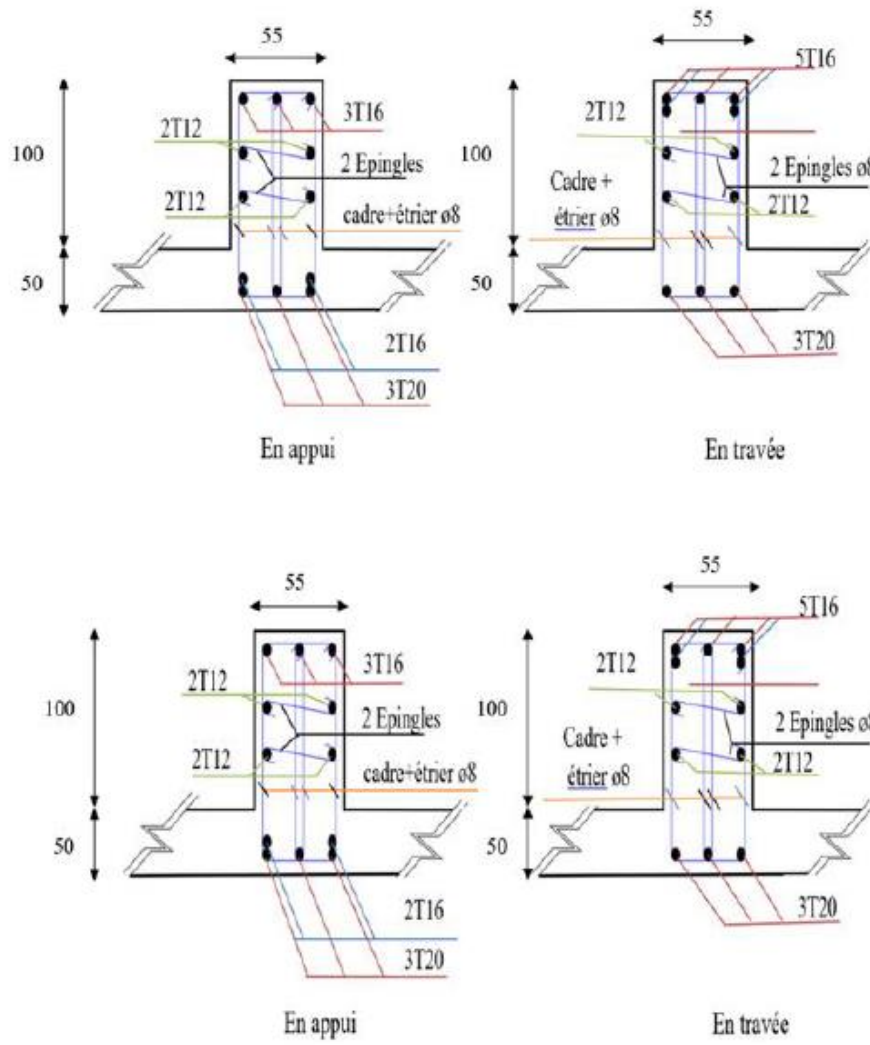


Fig. VIII.6. Ferrailage des poutres en travée et en appui.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation et de mettre en exécution nos connaissances en se basant sur les documents techniques et les règlements et les méthodes connues (**BAEL91 révisé 99, RPA 99 / version 2003**). Ces règlements et recommandations sont le fruit des travaux antérieurs basés sur l'expérience, l'expertise, la théorie et les recommandations des commissions de rédaction des codes.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- Une bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

Annexe

Annexe1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGEES ARTICULEES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_y}{l_x}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe2
Tableau des Armatures
(en cm²)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Notation

A' , A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone

e : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

B, b : la largeur(m).

CT: coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen .

ELS: Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_d, E_c : les modules de déformation

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée (MPa).

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{adm} : la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5G: Action permanente.

H : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression. h_e : hauteur libre d'étage.

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.

Q: Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service..

L: Longueuruportée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x : distance entre nus des poutrelles.

L_y : distance entre axes d'appuis des poutrelles principales .

l' : longueur fictive.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul desservie .

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique

M_i : Moment à l'appui

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau

(t/m^3) . γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

q: chargement KN/ml.

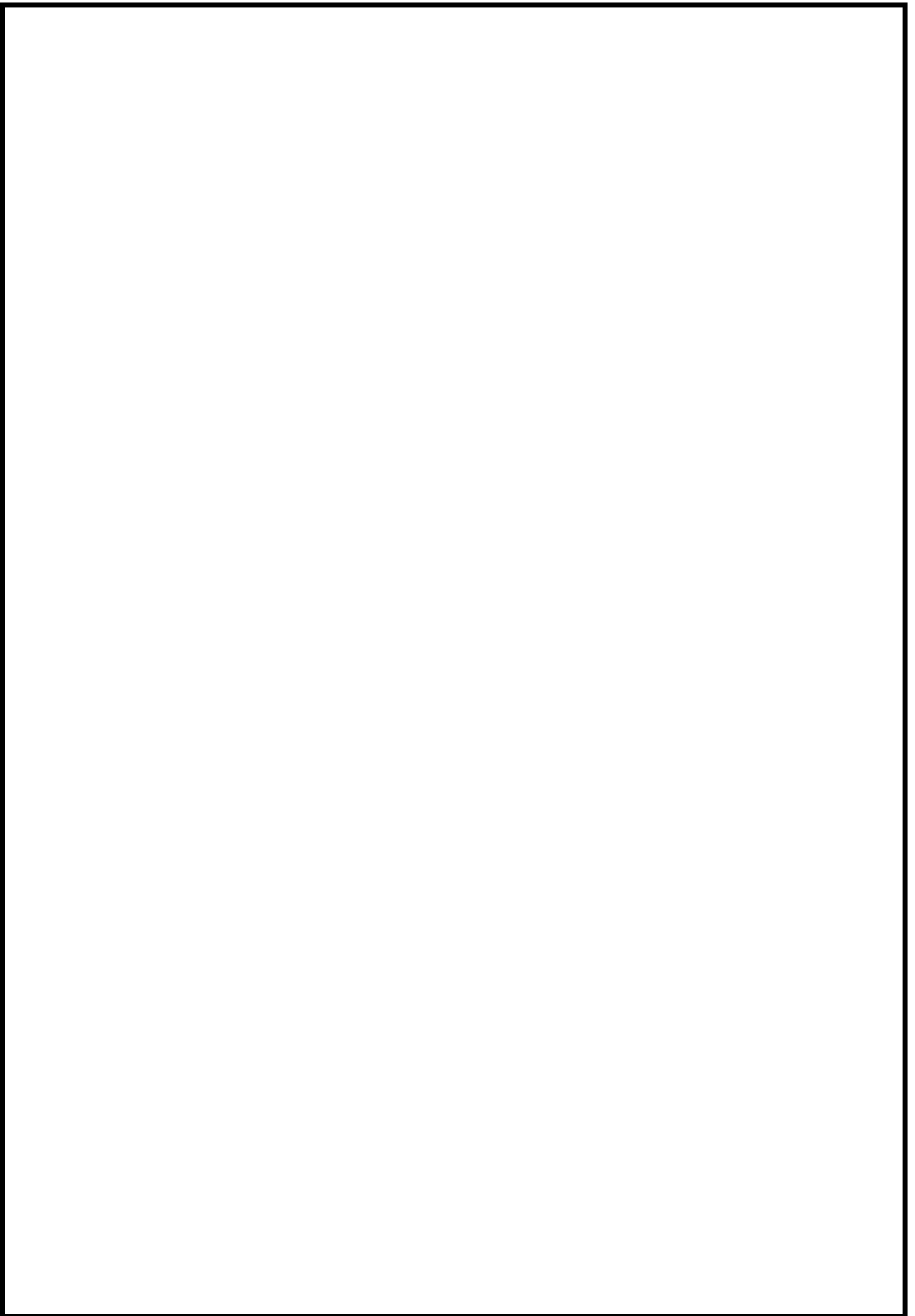
r_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

r_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_i : Moment



Sommaire

Chapitre I : Généralité.....	1
I.1.Introduction :	1
I.2.Caractéristiques géométriques et système structural du bâtiment :.....	1
I .3. Caractéristique mécanique du béton et de l'acier :	2
Chapitre II : Prédimensionnement.....	8
II .1. Introduction :.....	8
II.2. Pré dimensionnement des dalles (planchers) :	8
II.2.1 plancher corps creux :	8
II.2.2 Plancher dalle pleine :	9
II.3 .descente de charge :	9
II.3.1charge permanente :	9
II.3.2surcharge d'exploitation :	11
II.4.Poutrelles :	11
II.5.Les poutres :	12
II.5.1. Poutres principales :	13
II.5.2.Poutre secondaires :	13
II.6. Les poteaux :	14
II.7. Pré dimensionnement des voiles :.....	21
II-8 Conclusion :	21
Chapitre III : Etude de plancher.....	22
III.1. Introduction :	22
III.2.Plancher à corps creux :	22
III.3.Ferraillage de la dalle de compression :[.....	23
III.4.Détermination des dimensions des poutrelles :	24
III.4.1. Etude des poutrelles :	25
Chapitre IV : Element non structureaux	37
IV.1.Etude des Escaliers :	37
IV .1.1. Introduction :.....	37
IV .1.2. Les différents types d'escalier à étudier :	37
IV .1.3. Vérification de Pré dimensionnement :	38
IV .1.4.Evaluation des sollicitations	39

IV .1.5. Calcul du Ferrailage :	41
IV.2. Ferrailage de la poutre palière :	45
IV.2.1. Dimensionnement :	46
IV.2.2. Sollicitation :	46
IV. 3.Etude de l'acrotère :	47
IV. 3.1..Introduction :	47
IV. 4. Etude du balcon:.....	53
IV. 4.1. Introduction :	53
IV. 4.2.Schéma statique :	53
Calcule de la Ferrailage :	54
Conclusion :	55
Chapitre V : Etude sismique	57
V.1.Introduction :	57
V.2.Objectif de l'étude dynamique:	57
V.3.Méthode de calcul :	57
V.4.Présentation du logiciel :	58
V.5.Etapes de modélisation :	58
V.6.Les forces sismiques E :	60
V.7.Interprétation de résultats obtenus :	63
V .8.justification vis-à-vis de l'effet P - Δ	65
V.9.Conclusion :	66
Chapitre VI : Etude des portiques	67
VI.1.Chargement des portiques :	67
VI.1.1.Introduction :	67
VI.1.2. Les combinaisons de calcul :	67
VI.2.Ferrailage des portiques :	67
VI.2.1.Ferrailage des poutres :	67
VI.2.1.1.Exemple de calcul :	69
VI.2.2.Ferrailage de poteaux :	77
Chapitre VII : Etude des voiles	82
V.5. Etude des voiles.....	82
V.5.1. Voile de contreventement	82
V.5.1.1. Introduction :	82
V.5.1.2. Rôle de contreventement :	82

V.5.1.3. Sollicitation de calcul :	82
V.5.1.4. La méthode de calcul :	82
V.5.1.5.Exemple de calcul :	84
7. Schéma de ferrailage :	85
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	86
VIII. Etude de l'infrastructure	86
VIII.1.Introduction :	86
VIII.2.Choix des fondations :	86
VIII.3.Calcul des semelles :	86
VIII.3.1. Pré dimensionnement :	86
VIII.3.2. Pré-dimensionnement du radier :	88
VIII.3.3. Pré-dimensionnement des poutres :	92
VIII.4.Détermination des sollicitations :	92
VIII.5.Ferrailage du radier :	97
VIII.5.1.Ferrailage du la dalle:.....	97
VIII.5.1.Ferrailage du la dalle:.....	106
VIII.6.Ferrailage des poutres :	108

Liste des figures

Fig. I.1.: Diagramme contrainte déformation E.L.U.R	3
Fig. I.2.: Diagramme contrainte déformation E.L.S	4
Figure .I.3 : diagramme contraintes-deformations de l'acier a l'ELU.....	5
Figure. II.1. Dalle à corps creux	8
Figure .II-3.1.Plancher corps creux (terrasse accessible).....	10
Figure II.3.2.Plancher terrasse inaccessible.	10
Figure II.4.1.Disposition des poutrelles.	11
Figure II.4.2.Dimension des poutrelles.....	12
Figure .III.1. Schéma de dalle a corps creux.....	22
Figure .III.2.Coupe de section rectangulaire et section en T.....	24
Figure.III.3 Schéma de ferrailage de poutrelle.....	36
Figure.IV.1 . Schéma de l'escalier.....	37
Figure .IV.2 .Schémas statiques des escaliers.	39
Figure.IV.3.Schéma de ferrailage des escaliers.....	45
Figure. IV.4.Schéma statique de la poutre palière.	45
Figure.IV.5.les dimensions de l'acrotère	47
Figure .IV. 6:section de calculs	48
Figure IV.7:Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.....	50
Figure.IV.8.Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	52
Figure.IV.9.Schéma statique du balcon	53
Figure V.1 : interface du robot.....	59
Figure.V.2.liste des combinaisons.....	60
Figure.V.3.tableau de périodes.....	64
Figure.VI.1.ferrailage des poutres principales	76
Figure.VI.2.ferrailage des poutres secondaires.....	76
Figure.VI.3.Schéma de ferrailage des poteaux.....	81
Figure.VII.1.dimension du voile.....	84
Figure.VII.2.ferrailage du voile	85
Figure VIII.1. Dimension du panneau de dalle le plus sollicité.....	89
Figure VIII.2. Dimension du radier.....	92
Fig. VIII.3. Schéma du ferrailage de la dalle.	92

Fig. VIII.4. Schéma du ferrailage de la dalle.	106
Figure VIII .5. Dimension du débordement.....	106
Fig. VIII.6. Ferrailage des poutres en travée et en appui.	110

Liste des tableaux

Chapitre I :

Tableau. I.1 : Différent types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.....06

Chapitre II :

Tableau II.1: récapitulatifs des charges et combinaisons des charges11

Tableau II.2 : sections des poutres..... 14

Tableaux .II.3. Du dégression des charges dans les bâtiments15

Tableau II.4.Tableau récapitulatif des sections des poteaux20

Chapitre III :

Tableau III.1. Récapitulatif des moments.....30

Tableau III.2. Récapitulatif des moments max.....30

Tableau.III.3. Ferrailage de la poutrelle36

Chapitre IV :

Tableau IV.1 : Evaluation des charges de volée (paillasse).....39

Tableau IV. 2 : Evaluation des charges de palier.....40

Tableau IV. 3 : combinaison des charges de l'escalier.....40

Tableau VI.4.récapitulatif des sections des poteaux.....46

Tableau VI.5. Récapitulatif des sections des poteaux.....46

Tableau IV. 6:Ferrailage du Balcon56

Chapitre V :

Tableaux .V.1.Valeurs des pénalités P_q 61

Tableaux .V. 2 :La vérification du déplacement de tous les niveaux effectuée sur le tableau suivant65

Tableaux .V. 3.Récapitulatif pour la vérification de l'effet $P- \Delta$ 66

Chapitre VI :

Tableau. VI.1. moments fléchissant en[KN.m]et effort tranchants.....69

Tableau. VI.2. tableau de ferrailage des poutres75

Tableau. VI.3. : récapitulatif des moments en [KN.m]et effort normal en[KN.].....79

Tableau. VI.3. Calcul section des armatures80

Chapitre VII :

Tableau. VII.1.Dimension des poutres92

Tableau VII.2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant des panneaux.....98

Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées en Kn.m. 98

Tableau VII.4 : Tableau récapitulatif de ferrailage du radier106

Tableau VII.28 : Tableau de calcul des charges équivalentes.109

Tableau VII.29 : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants maximaux.
.....109

Tableau VII.30 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures.109