

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université de Djilali Bounaama khemis miliana



Institut des Sciences et de Technologie
Département LMD génie civil

Thème :

**Etude d'un bâtiment R+9+s sol, a usage multiple
Contreventé par voiles porteurs**

• **Réalisé par :**

Balaouane Hakima

El fergougui Nassima

• **Encadré par:**

Hadj sadok

2019-2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

En seconde lieu je voudrais présenter mes remerciements à mon encadreur «hadj sadok»

Je voudrais également lui témoigner ma gratitude pour sa patience et son soutien qui m'a été précieux afin de mener mon travail à bon port.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ma recherche en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions. Mes parents, mes frères pour leur réconfort et soutien durant tout mon parcours.

Enfin, je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail

Dédicaces

A ma très chère mère

Tu es l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi puisse dieu .Le tout puissant , te préserver et t'accorder sante longue vie et bonheur.

A mon exemple et ma fierté à mon père décédé :

Tu m'as donné un magnifique modèle de la beur et de persévérance ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentie pour mon c'est la vie éducation et ma formation .je souhaitais que mon père soit vivon mais :

Ames freres : amin..mohamed..fethi

Ames sœurs : hanane

tfous vous êtes dépenses pour moi , sans conter. En reconnnaissance de tous les sacrifices consentis ar tous et chacun pour me permettre d'atteindre cette de ma vie.

mes amies : soumia....dejamila

je vous remercie de votre patience . vous m'avez aidées toujours à avancer .

merci d'être toujours prés demoi amies avec les quelles je souris .

hakima



Dédicaces

A ma très chère mère

Tu es l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi puisse dieu .Le tout puissant , te préserver et t'accorder sante longue vie et bonheur.

A mon exemple et ma fierté à mon père décédé :

Tu m'as donné un magnifique modèle de la beur et de persévérance ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentie pour mon c'est la vie éducation et ma formation .je souhaitais que mon père soit vivon mais :

Ames freres : naser et abed halim et mohamed

Ames sœurs : anissa

tfous vous êtes dépenses pour moi , sans conter. En reconnaissance de tous les sacrifices consentis ar tous et chacun pour me permettre d'atteindre cette de ma vie.

mes amies : hakima, razika

je vous remercie de votre patience . vous m'avez aidées toujours à avancer .

merci d'être toujours prés demoi amies avec les quelles je souris .

nassima



Sommaire

Chapitre 0 : Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1	Introduction.....	01
I.2	Description de l'ouvrage.....	01
I.3	caractéristique mécanique des matériaux	02
I.4	hypothèse de calcul.....	03

Chapitre II : Pré -dimensionnement

II.1	Introduction	5
II.2	Evaluation des Charges et surcharges	6
II.3	Pré-dimensionnement des Poutres	8
II.4	Pré-dimensionnement des Poteaux	12
II.5	choix des sections des poteaux.....	21
II.6	Pré- dimensionnement des voiles.....	22

Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaires

III.1	l'acrotère.....	24
III.1.1	définition	24
III.1.2	calcul de l'acrotère.....	25
III.2	L'escalie	30
III.3	plancher	51
III.4	balcon	68
III.5	asenseur	72

Chapitre IV : Etude Dynamique

IV.1	Introduction	80
IV.2	Etude Dynamique	80
IV.3	Généralité sur logiciel.....	82
IV.4	Etude sismique	83
IV.5	choix de la méthode de calcul	83
IV.5.1	la méthode modale spectrale	85
IV.5.2	calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	87

Chapitre V: *Ferraillage des Eléments Résistants*

V.1	Introduction	92
V.2	section minimales et maximales	92
V.3	Ferraillage des Poutres	92
V.4	Ferraillage des Poteaux	99
V.5	caractéristique et ferraillage des voiles	130

Chapitre VI : *Etude des Fondations*

VI.1	Introduction	133
VI.2	Différents types des Fondation.....	133
VI.3	choix de type de Fondation	133
VI.4	Calcul des Fondations	133
VI.5	semelle isolées	133
VI.6	semelle filantes	134
VI.7	Radier générale	137

Chapitre VII:	<i>Conclusion Générale</i>	145
----------------------	---	------------

liste des tableaux

Tableau I-1 : caractéristiques des aciers utilisés.....	4
Tableau II.1 : .Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers terrasse.....	7
Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers en corps creux:..	9
Tableau II.3 Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers ssol	10
Tableau II.4. loi degression... ..	22
Tableau III.1. le volees... ..	39
Tableau III.2. palier... ..	40
Tableau III.3. les charge de palier... ..	50
Tableau III.4. les charge de volier... ..	50
Tableau III.5. plancher terrasse	68
Tableau III.6. plancher courant... ..	68
Tableau III.7. plancher terrasse Sollicitation à l'ELU	70
Tableau III.8. plancher rdc+courantSollicitation à l'ELU	72
Tableau III.9. plancher terrasseSollicitation à l'ELS	72
Tableau III.10. plancher rdc+courantSollicitation à l'ELS	73
Tableau III.11. Sollicitation maximun... ..	74
Tableau III.13. la charge permant surdalle	85
Tableau IV.1. Modes et Périodes de vibration et taux de participation massique.....	103
Tableau IV.2. les valeurs des efforts sismique appliques sur la structure sens x	106
Tableau IV.4. les valeurs des efforts sismique appliques sur la structure sens y	108
Tableau V.1. caracteristique mecanique des materiaux	112
Tableau V.2. ferrailage de poutre porteuse (etage courant)	116
Tableau V.3 . ferrailage de poutre porteuse (rdc)... ..	121
Tableau V.4 . Les poutre non porteuse.....	126
Tableau V.5 sollicitation de calcul	129
Tableau V.6 . ferrailage des deferent cas de section des poteaux.....	136
Tableau V.7. Vérification de contrainte	139
Tableau .V.8. Ferrailage des voile... ..	147
Tableau VI.1: ferrailage des nervures sens xx.....	162
Tableau VI.2 ferrailage des nervures sens yy.....	162

liste des figures

CHAPITRE II: pré dimensionnement.

Figure. II.1: Plancher terrasse (corps creux).....	7
Figure. II.2: plancher étage courant (corps creux	8
Figure. II.3 :poutreprincipale.....	11
Figure. II.4 :poutre secondaire.....	13
Figure. II.5 :surface revenant au poteaux	15
Figure. II.6 :degrossion des surcharge.....	22
Figure. II.12 : Coupes de voiles en plan.....	27

CHAPITRE III : Calcule des éléments secondaires.

Figure. III.1 : Les dimensions de l'acrotère	29
Figure III.2 : section de l'acrotère	30
Figure. III.3:ferraillage de lacrotère.....	37
Figure. III.9: Les éléments d'escalier.....	37
Figure.III.10:Schéma statique de l'escalier.....	64
Figure. III.11 : diagramme des moments et des efforts à l'ELU	67
Figure. III.12: diagramme des moments et des efforts à l'ELS	69
Figure.III.13: Schéma statique de la poutre palière	73
Figure. III.14 : diagramme des moments de la poutre palière à E.L.U.....	74
Figure. III.15 : diagramme des moments de la poutre palière à E.L.S.....	75
Figure III.4 : Dimension des poutrelles	45
Figure III.5. : Hauteur de la poutrelle	45
Figure. III.6 : Les longueurs effective.....	50
Figure. III.7 : position de l'axe neutre.....	59
Figure .III.8: Ferraillage de poutrelle.....	62
Figure.III.16 : schéma de ferraillage d'escalier	80
Figure III.17: Schéma statique de Balcon	80
Figure III.18: ferraillage du balcon.....	84

Chapitre IV: Etude dynamique

Figure IV.1 :disposition des voiles entre rdc/ssol.....	101
Figure IV.2 :disposition de voile les etage	102

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

Figure. V.1.ferraillage de la poutre porteuse de9 etage.....	115
Figure V.2 :flexion deviee	126
Figure V.3 :organigramme de calcule des section rectengulaire en flexion compose	130

Figure V.5 : vue en plan du voile plein en L	142
Figure V.6 : la traction du cote v2.....	143
Figure V.7 : la traction du cote v1.....	145
Figure V.8 : schéma de ferrailage	146

Chapitre VI : Etude des fondations

Figure VI.1 : Schéma de ferrailage de radier.....	161
Figure VI .2: Ferrailage des nervures du sens y-y	164
Figure VI .3: Ferrailage des nervures du sens x-x	164

LISTE DES SYMBOLE

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement. A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales. B : Aire d'une section de béton.

\emptyset : Diamètre des armatures, mode propre.

φ : Angle de frottement. C : Cohésion.

q : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

σ_c : Contrainte de consolidation.

C_c : Coefficient de compression.

C_s : Coefficient de sur consolidation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur, Indice des vides.

N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابق و تجاري تتألف من طابق ارضي +9 طوابق + طابقين تحت الأرض يتم انجازها بولاية غبون دنفمة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم II حسب القواعد الجزائرية المضادة لمزلزل (RPA99 modifié en 2003). مقاومة و استقرار البناية لكل المحاولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات, الأعمدة و الجدران المشكمة من مادة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستخدام برنامج ألي (cypecade). لتحديد الأبعاد و التوزيع لكل العناصر المقاومة لبناية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 modifié en 2003, BAEL 91 modifier 99). لبتحقق من نتائج التوزيع استعنا بواسطة برنامج ألي منطور Socotec. دراسة الطوابق تحت أرضية مرحمة من مراحل هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage (commerce) de R + 9 étages + sous sol qui sera implanté dans la wilayaain deffla, classé en zone IIb selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifié en 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles. L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (cype cade). Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 modifié en 2003). Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (Socotec). En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Abstract

The aim of this study is the conception of an for d commercial of R + 9 stages + under grounds, which will be established in the wilaya ofain deffla, classified in zone IIb according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 modifié en 2003). The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (cypecade). The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifié 99, RPA99 modifié en 2003). For the checking of reinforcement we used software (Socotec). In end, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, also forms part of it project

Introduction Générale

Introduction :

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir.

Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de master travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+9+ssol, présentant une irrégularité en plan, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul *cypecade* pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **CBA93** et le **RPA99**/version2003.

Le travail a été partagé en deux parties principales :

- La première partie réservée à la superstructure, qui contient :
 - Des généralités ;
 - Pré dimensionnement des éléments ;
 - Etude des éléments secondaires ;
 - Etude dynamique ;
 - Etude des éléments structuraux ;
- La deuxième partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure :
 - Etude des fondations.

L'étude

Chapitre I

**PRESENTAT
ION DE
L'ouvrage**

I.1. Introduction

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé pour le processus de construction des ouvrages. Cette étude vise à mettre en application les connaissances théoriques et pratiques durant les cinq années de formation d'ingénieur.

L'ouvrage étudié est constitué d'un rez-de-chaussée et neuf étages plus sous sols (R+9 et S-S) à usage administratif, dont le système de contreventement est mixte (voiles - portiques).

Après avoir effectué une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique a été effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé les méthodes classiques et le logiciel de calcul par éléments finis **sip** pour le calcul des éléments structuraux dans le cas statique et dynamique. Les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le règlement BAEL 91 (révisées 99), CBA et le RPA99 (version 2003).

I.2 Présentation de l'ouvrage

I.2.1. Caractéristiques géométriques

Notre bâtiment est de forme régulière en plan et irrégulière en élévation. Il est constitué de :

- sous-sols à usage de parking.
- Un rez-de-chaussée à usage de commerce .
- Les étages du 1^{er} au 9^{ème} à usage d'habitation.

I.2.1.1 Dimensions en élévation

- Hauteur total du bâtiment...36.45m
- Hauteur du sous sol.....2,45m
- Hauteur du Rez-de-chaussée 3.40m
- Hauteur de l'étage courant 3.40m

I.2.2.2 Dimensions en plan

- Longueur totale32.35m
- Largeur totale 31.91m

I.2.2 Données du site

Le bâtiment est implanté dans la région ain deffla, classée comme une zone de forte sismicité (Zone IIb) d'après le RPA99 (version 2003). Les caractéristiques du site sont données comme suit :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 (la hauteur ne dépasse pas 48m)

- Le site est considéré comme meuble (S3).
- La Contrainte admissible du sol d'après le rapport géotechnique du sol est $\sigma_{sol} = 1.45\text{bars}$.

I.2.3. Conception structurelle

a) Plancher

Nous avons opté pour trois types de plancher:

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine calculée (1^{er} sous-sol).

b) Acrotère

C'est un élément de béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

c) Escaliers

Notre structure comporte deux types d'escalier :

1) Escalier droit (palier / volée)

Deux cages d'escalier :

- Du RDC au 9^{ème} étage constitué de deux volées et un palier.

2) Escalier balancé

On a pris ce type d'escalier en préfabriqué.

d) Maçonnerie

Elles sont réalisées selon deux types:

- Murs extérieurs constitué
- Murs intérieurs constitués par :
 - ✓ Une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur
 - ✓ Un panneau de vitre isolant

I.3. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX UTILISEES :

Le béton et les aciers seront choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA.

1.3.1 .Béton : est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées,..), du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés.

1.3.1.1. Résistance caractéristique du béton :

- **Résistance à la compression :**

Dans le cas courant un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais au laboratoire. Ces essais consistent en l'écrasement au moyen d'une presse des éprouvettes.

A partir de la résistance moyenne obtenue, on calcul la résistance caractéristique, dans notre cas on prendra comme données : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

• **Résistance à la traction :**

La résistance à la traction du béton a «j» jour est définie conventionnellement par la relation:

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 \times f_{c_i} (MPa)$$

Donc, on à : $f_{c_{28}} = 25MPa \Rightarrow f_{t_{28}} = 2,1MPa$

➤ **La contrainte de calcul du béton comprimé**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c_{28}}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$\begin{cases} \text{si } t > 24\text{heures} & \theta = 1 \\ \text{si } 1 \leq t \leq 24\text{heures} & \theta = 0,9 \\ \text{si } t < 1\text{heures} & \theta = 0,85 \end{cases}$$

Le coefficient γ_b vaut 1,5 pour les combinaisons durables et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

Pour $\theta = 1 \Rightarrow$ Cas durable ($\gamma_b = 1,5$) $\sigma_{bc} = 14,16 MPa$

Cas accidentel ($\gamma_b = 1,15$) $\sigma_{bc} = 18,48 MPa$

La masse volumique du béton est prise égale à $\rho = 25kN/m^3$

I.3.2. Acier

I.3.2.1. Caractéristiques mécaniques :

f_e : Limite d'élasticité (résistance caractéristique)

On distingue:

Type d'acier	Nuance	Limite d'élasticité f_e (MPa)	Utilisation
Rond lises	FeE235	235	Armatures transversales
Barres à haute adhérence (HA)	FeE400	400	Armatures longitudinales
Treillis soudés	FeE235	235	Armatures de table de compression

Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ .

• **Etat limite ultime (E.L.U) :**

f_e (Limite d'élasticité de l'acier) = 400 Mpa

γ_s (coefficient de sécurité) = 1,15 (situation durable)

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

γ_s (coefficient de sécurité) = 1 (situation accidentelle)

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$

Module d'élasticité longitudinale de l'acier $E_s = 2 \times 10^5 MPa$ (Article A.2.2.1.BAEL91)

révisées 99.page13)

- **Etat limite de service (E.L.S) :**

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

- **Fissuration peu préjudiciable :**

Il n'y a aucune Vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .

- **Fissuration préjudiciable**

$$0 \leq \frac{\sigma_s}{f_{te}} \text{ avec } \sigma_s = \xi = \min \left(\frac{2}{3} f_{te}; \text{Max}(0,5f_{te}; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right)$$

Avec :

$$\Rightarrow \begin{cases} \eta = 1 & \text{pour Rond Lisse} \\ \eta = 1,6 & \text{pour Haute Adhérence} \\ \eta = 1,3 & \phi < 6 \text{ mm} \end{cases}$$

- **Fissuration très préjudiciable.**

$$\sigma_s = 0,8 \cdot \xi$$

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions des sections des différents éléments constituant la structure. Il devra respecter les prescriptions des règles BAEL 91 révisées 99 et des RPA99/Version2003, il contribue aussi dans la détermination d'épaisseurs économiques.

II.2. Prédimensionnement des plancher :

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes.

Plancher en corps creux :

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad [4]$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : La distance maximale de la poutre $L_{\max} = 5,4m \Rightarrow 21.6cm \leq e \leq 27cm$

On prend : (20+4) cm.

Plancher en dalle pleine :

Résistance au feu: $e = 7cm$ pour une heure de coup de feu.
 $e = 11cm$ pour deux heures de coup de feu.
 On prend $e_1 = 11cm$.

Isolation phonique:

Le confort acoustique exige une épaisseur minimale de 15 cm

On prend $e_2 = 15cm$.

Flexion simple :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,40}{5,4} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\frac{540}{45} \leq e \leq \frac{540}{35} \Rightarrow 12,00cm \leq e \leq 15,42cm \dots \dots \dots \text{On prend : } e = 15cm.$$

II.2.1.1 Evaluation des charges et surcharges :

Pour les calculs on utilise document technique réglementaire DTR B.C.2.2.5 charges permanentes et charges d'exploitations.

II.2.1.1.1. Charge permanente:

II.2.1.1.1.1. Plancher terrasse (inaccessible) :

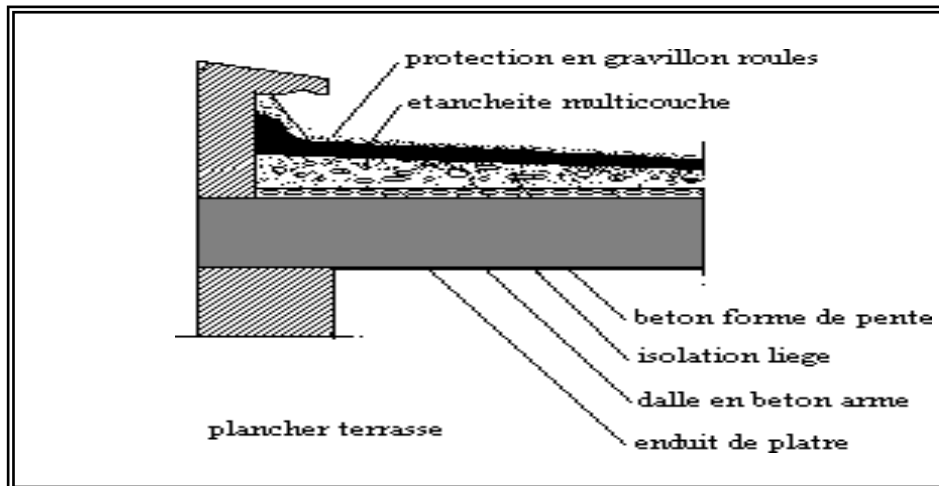


Fig.2.1 Plancher terrasse

II.2.1.1.1.2. Plancher courant (accessible) :

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m3)	Poids superficiels (KN/m2)
Protection gravillon	5	15	0,75
Etanchéité multicouche	2	6	0,12
Forme en pente en béton	10	22	2,20
Isolation thermique	4	4	0,16
Dalle de comp + corps creux (20+4)	(20+4)	/	3,20
Enduit en plâtre	2	10	0,2
Total			G_T = 6,63

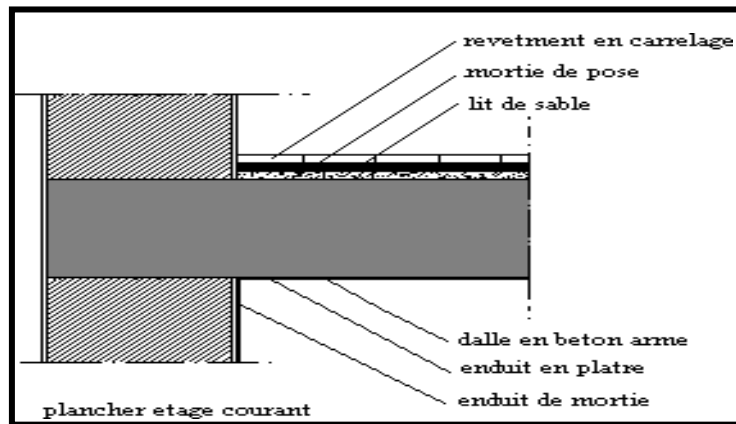


Fig.2.2. Plancher courant

Élément	Épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0,5
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle de comp + corps creux (20+4)	(20+4)	/	3,2
Cloison de distribution	10	/	1
Enduit en plâtre	2	10	0,2
Total			Gec =5,84

II.2.1.1.1.3. Plancher Sous sol (parking) :

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
Couche appelée chape bouchardée	2	/	1,50
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle pleine	15	/	3,75
Enduit en plâtre	2	10	0,20
Total			Gps =6,39

II.2.1.1.2. Charge exploitation:

élément	surcharge (Kn/m2)
Plancher terrasse (inaccessible)	1.00
Plancher terrasse (accessible)	1,50
Plancher courant	2.5
Parking	2,50
Escalier	2,50

II.3. Pré dimensionnement des portiques :

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.3.1. LES POUTRES

Le prédimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le « BAEL 91 modifié 99 » et vérification selon « RPA 99 version 2003 » .
- Vérification de la flèche pour la section choisie.

II.3.1.1. Détermination de la hauteur h :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h = L/m$$

L : la portée de la poutre (entre nus).

m : coefficient qui dépend de la charge sur la poutre, donné selon le tableau ci-dessous.

Type de charge	Lourde	Moyenne	Légère
Charge (KN/ml)	$P > 45$	$15 < P < 45$	$P < 15$
m	$10 \div 12$	$12 \div 15$	$15 \div 20$

On a trois types de poutres :

- Poutres principales (porteuses)
- Poutres secondaires (non porteuses)

III.3.1.1.1.Poutre principale (porteuses) :

On prend la poutre la plus chargée, et on calcule le chargement P

On suppose une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

$$p = g_0 + g$$

Avec :

g_0 : poids propre de la poutre de dimension $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

g : poids de la charge permanente

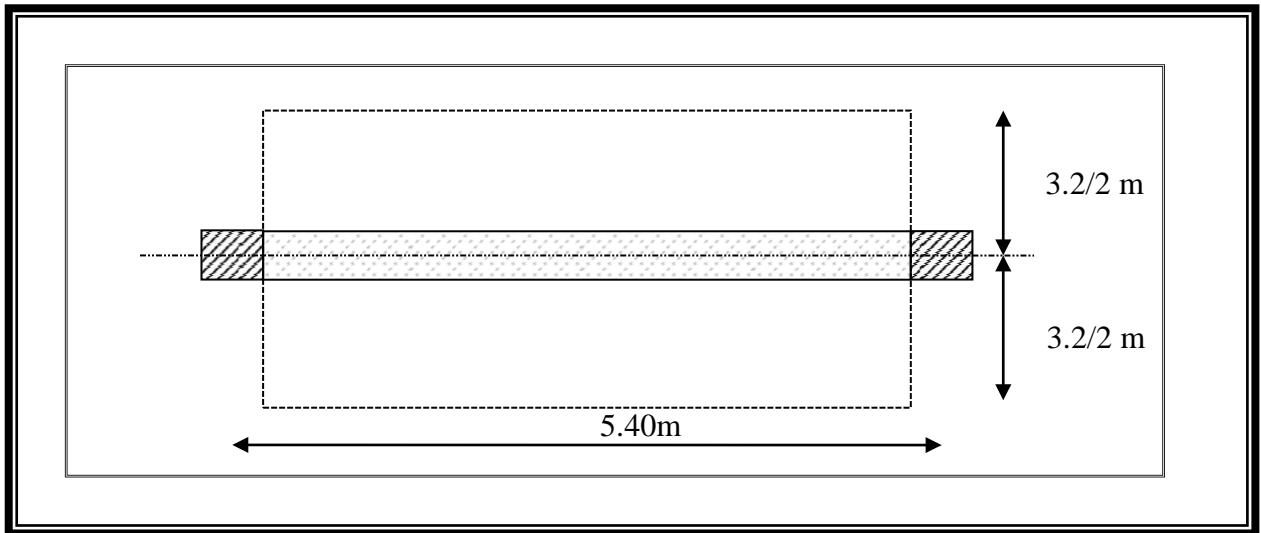


Fig.2.3. poutre principale

$$g_0 = (0,3 \times 0,4) \times 25 = 3 \text{ KN / ml}$$

$$g = G' \times L$$

$$G' = \max(G_T, G_{ec}) = \max(6,63; 5,84) \text{ KN / m}^2 \quad \longrightarrow \quad G' = G_T = 6,63 \text{ KN / m}^2$$

L: La longueur du plancher revenant à la poutre étudiée

$$L = \frac{3,2}{2} + \frac{3,2}{2} = 3,2 \text{ m}$$

✓ Charge permanente :

$$g = G' \times L = 6,63 \times 3.2 = 21,22 \text{KN} / \text{ml}$$

✓ Calcul de la charge P :

$$P = g_0 + g = 3 + 21,22 = 24,22 \text{KN} / \text{ml}$$

✓ Surcharge d'exploitation:

$$Q = L \times q = 3.2 \times 1 = 3.2 \text{KN} / \text{ml}$$

✓ Calcul de la charge ultime Pu :

$$P_u = 1,35.p + 1,5.Q = 1,35 \times 24.22 + 1,5 \times 3.2 = 37.50 \text{KN} / \text{ml}$$

On a :

$15 \text{KN/ml} < 37.5 \text{KN/ml} < 45 \text{KN/ml} \Rightarrow$ charge lourde, d'après le tableau on prend :

$$m = 12 \div 15 \quad L = 5,4 \text{m}$$

$$\frac{540}{12} \leq h \leq \frac{540}{10} \quad \Rightarrow \quad 36 \text{cm} \leq h \leq 45 \text{cm} \dots \dots \dots \text{On prend : } h = 40 \text{cm.}$$

La largeur b comprise entre 0,3h et 0,7h

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow \text{ on prend : } b = 30 \text{ cm.}$$

✓ Vérification des conditions exigées par R.P.A.99 :

$$b = 30 \text{cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{c.v}).$$

$$h = 40 \text{cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{c.v}).$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{c.v}).$$

$$b_{\max} < 1,5.h + b_1 \dots \dots \dots (\text{c.v}).$$

✓ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{40}{540} = 0,07 \geq 0,062 \dots \dots \dots (\text{c.v}).$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_T}{20.M_0} \Leftrightarrow \frac{40}{540} = 0,09 \geq \frac{0,75.M_0}{20.M_0} = 0,037 \dots \dots \dots (\text{c.v}).$$

Selon le règlement RPA.2003, on prend la section de la poutre principale **(30x40) cm²**.

III.3.1.1.2. Poutre secondaire (non porteuses) :

Puisque la poutre secondaire est non porteuse, la charge revenant à cette poutre est légère, donc on estime que la section de la poutre secondaire est de **(30x30) cm²**.
on prend la poutre la plus chargée.

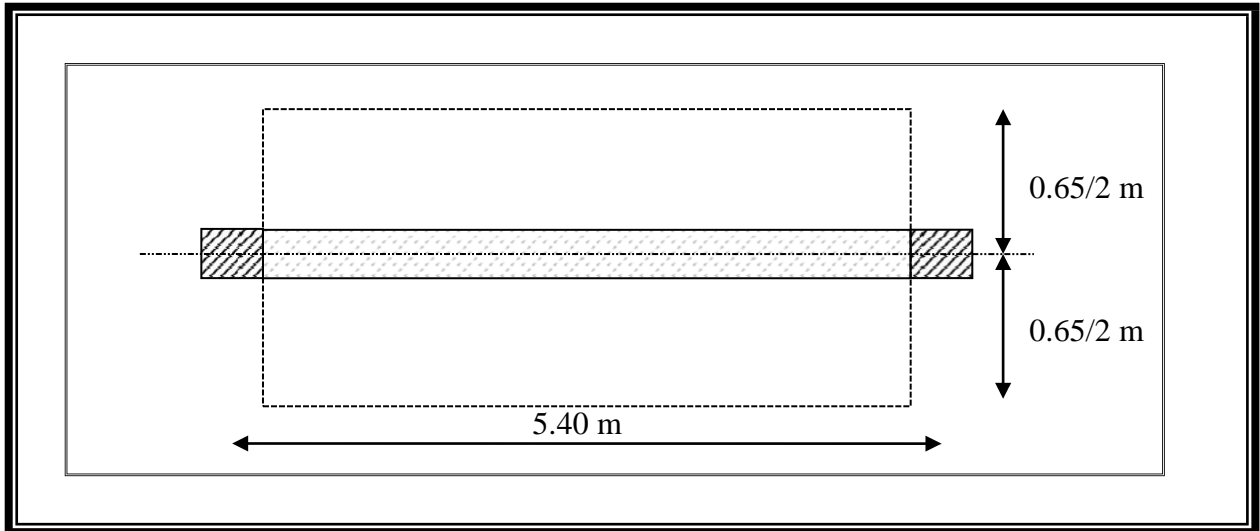


Fig.2.4. poutre secondaire

$$g_0 = (0,3 \times 0,3) \times 25 = 2,25 \text{ KN / ml}$$

L: La longueur du plancher revenant à la poutre étudiée

$$L = 0,65 \text{ m}$$

✓ Charge permanente :

$$g = G' \times l = 6,63 \times 0,65 = 4,30 \text{ KN / ml}$$

✓

Surcharge d'exploitation:

$$Q = l \times q = 0,65 \times 1 = 0,65 \text{ KN / ml}$$

✓ Calcul de la charge P :

$$P = g_0 + g = 2,25 + 0,65 = 2,9 \text{ KN / ml}$$

✓ Calcul de la charge ultime Pu :

$$P_u = 1,35 \cdot p + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 2,9 + 1,5 \times 0,65 = 4,89 \text{ KN / ml}$$

On a :

$P < 15 \text{ KN/ml} \Rightarrow$ charge légère, d'après le tableau on prend :

$$L = 500 \text{ m}$$

$$\frac{540}{20} \leq h \leq \frac{540}{15} \Rightarrow 27 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$.

La largeur b comprise entre $0,3h$ et $0,7h$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

✓ Vérification des conditions exigées par R.P.A.99 :

$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v.})$

$h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v.})$

$h / b < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v.})$

$b_{\max} < 1,5h + b_1 \dots\dots\dots (\text{c.v.})$

✓ Vérification de la flèche :

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{45}{500} = 0,09 > 0,062 \dots\dots\dots (\text{c.v.})$

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_T}{20.M_0} \Leftrightarrow \frac{45}{500} = 0,09 > \frac{0,75.M_0}{20.M_0} = 0,037 \dots\dots\dots (\text{c.v.})$

Selon le règlement RPA.2003, on prend la section de la poutre secondaire (30x35)

II.4. dimensionnement des poteaux :

Le Pré dimensionnement s’effectue d’après le B.A.E.L91, selon la condition de stabilité de forme et en même temps on vérifie les exigences données par le règlement RPA.2003. D’après le plan architectural on prend le poteau le plus chargé non lié aux voiles.

L’effort normal agissant ultime N_u d’un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28} + A f_e}{0,9 \cdot \gamma_b \quad \gamma_s} \right] \dots\dots\dots (\text{Article BAEL91 révisées 99.page 102})$$

102)

Les dimensions doivent vérifier aussi les exigences du RPA 99 VERSION 2003 qui sont :

$Min (b, h) \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{En zone IIb}$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité de l’acier tel que :

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

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

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

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

λ : L’élancement du poteau considéré

B : air total de la section du poteau



A_S : section d'acier minimale.

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

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

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 2cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) m^2$

Calcul des surfaces revenant à chaque poteau :

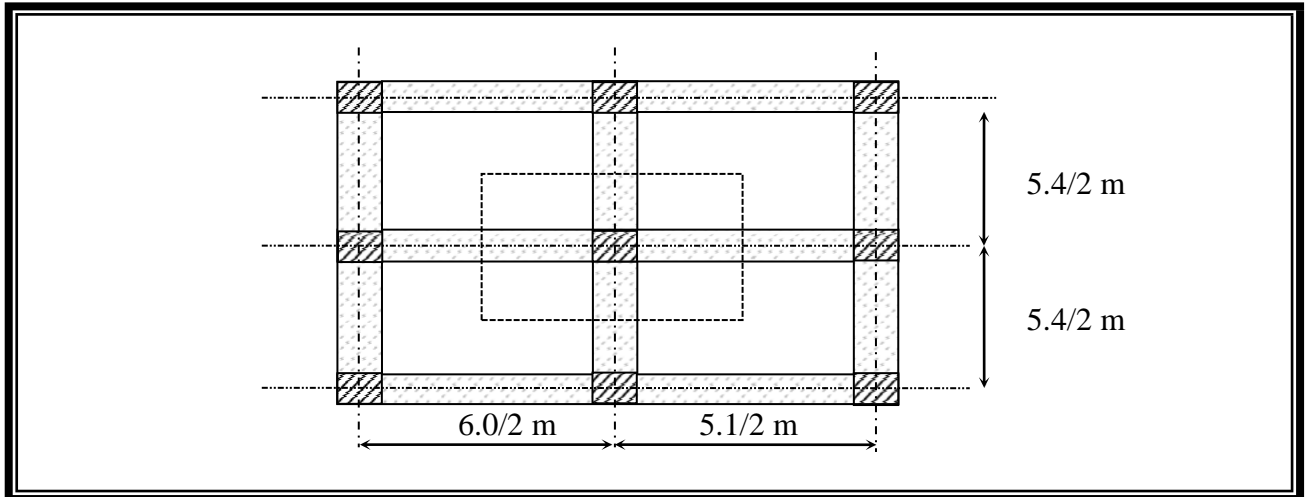


Fig.2.5. surfaces revenant au poteau

Le poteau central supportant la plus grande surface est :

$$S_1 = (3.63/2 + 4.3/2 - 0,3) (5.06/2 + 4.25/2 - 0,3) = 15.96 m^2$$

On suppose une section :

- $(bxh) = (50 \times 50) cm^2$ pour étages 1-2-3-4-5-6-7-8-9
- $(bxh) = (55 \times 55) cm^2$ pour RDC
- $(bxh) = (60 \times 60) cm^2$ pour sous sol

III.2.1. Charge permanente :

Niveau 1	Plancher terrasse	6,63 x 15.96	105.82
	Poutre principale	0,3x0,4x(5.06/2+4.25/2)x25	13.965
	Poutre secondaire	0,3 x 0,3 x (4.3/2+3.63/2)x 25	10.408
		Σn1 =30.193KN
Niveau 2	Venant de n1		130.193
	Poids propre du poteau	0,5x 0,5 x (3.40-0,4) x 25	18.75
			Σn2 = 148.93 KN
Niveau 3	Venant de n2	148.93
	Plancher étage	5,84x15.96	93.206

	courant	$0,3 \times 0,4 \times (5.06/2 + 4.25/2) \times 25$	13.965
	Poutre principale	$0,3 \times 0,35 \times$	10.408
	Poutre secondaire	$(4.3/2 + 3.63/2) \times 25$	
			$\Sigma n3 = 266.509 \text{ KN}$
Niveau 4	Venant de n3	266.509
	Poids propre du poteau	$0,5 \times 0,5 \times (3,4 - 0,4) \times 25$	18.75
			$\Sigma n4 = 285.25 \text{ KN}$
Niveau 5	Venant de n 4	285.25
	Plancher étage	$5,84 \times 15.96$	93.206
	courant	$0,3 \times 0,5 \times (5.06/2 + 4.25/2) \times 25$	13.965
	Poutre principale	$0,3 \times 0,45 \times$	10.408
	Poutre secondaire	$(4.3/2 + 3.63/2) \times 25$	
			$\Sigma n5 = 402.829 \text{ KN}$
Niveau 6	Venant de n5	402.8292
	poids propre du poteau	$0,5 \times 0,5 \times (3,4 - 0,4) \times 25$	18.75
			$\Sigma n6 = 421.579 \text{ KN}$
Niveau 7	Venant de n6	421.579
	Plancher étage	$5,84 \times 15.96$	93.206
	courant	$0,3 \times 0,4 \times (5.06/2 + 4.25/2) \times 25$	13.965
	Poutre principale	$0,3 \times 0,35 \times$	10.408
	Poutre secondaire	$(4.3/2 + 3.63/2) \times 25$	
			$\Sigma n7 = 539.158 \text{ KN}$
Niveau 8	Venant de n7	539.158
	Poids propre du poteau	$0,5 \times 0,5 \times (3,4 - 0,4) \times 25$	18.75
			$\Sigma n8 = 557.908 \text{ KN}$
Niveau 9	Venant de n8	557.908

	Plancher étage courant	5,84x15.96 0,3x0,5x(5.06/2+4.25/2)x25	93.206 13.965
	Poutre principale	0,3 x 0,45 x	10.408
	Poutre secondaire	(4.3/2+3.63/2)x25	
			Σn9 = 675.487 KN
Niveau10	Venant de n9	675.487
	Poids propre du poteau	0,5x 0,5 x (3,4-0,4) x 25	18.75
			Σn10 =694.237KN
Niveau11	Venant de n10	694.487
	Plancher étage courant	5,84x15.96 0,3x0,4x(5.06/2+4.25/2)x25	93.206 13.965
	Poutre principale	0,3 x 0,35x	10.408
	Poutre secondaire	(4.3/2+3.63/2)x25	
			Σn11 = 812.066 KN
Niveau12	Venant de n11	812,066
	Poids propre du poteau	0,5x 0,55 x (3,4-0,4) x 25	18.75
			Σn12 =830,816 KN
Niveau13	Venant de n12	830.816
	Plancher étage courant	5,84x15.96 0,3x0,5x(5.06/2+4.25/2)x25	93.206 13.965
	Poutre principale	0,3 x 0,45 x (4.3/2+3.63/2)	10.408
	Poutre secondaire	25	
			Σn13 =948.395KN
Niveau14	Venant de n13	948.395
	Poids propre du poteau	0,5x 0,5x (3,4-0,4) x 25	18.75
			Σn14 =967.145KN
Niveau15	Venant de n14	967.145
	Plancher étage	5,84x15.96	93.206

	courant	$0,3 \times 0,5 \times (6/2 + 5,1/2) \times 25$	13.965
	Poutre principale	$0,3 \times 0,45 \times (5,4/2 + 5,7/2)$	10.408
	Poutre secondaire	$\times 25$	
			$\Sigma n15 = 1084.72 \text{KN}$
Niveau16	Venant de n15	1084.72
	Poids propre du poteau	$0,5 \times 0,5 \times (3,4 - 0,4) \times 25$	18.75
			$\Sigma n16 = 1103.47 \text{KN}$
Niveau17	Venant de n16	1103.47
	Plancher étage	$5,84 \times 15.96$	93.206
	courant	$0,3 \times 0,5 \times (5.06/2 + 4.25/2) \times 25$	13.965
	Poutre principale	$0,3 \times 0,45 \times (4.3/2 + 3.63/2)$	10.408
	Poutre secondaire	25	
			$\Sigma n17 = 1221.049 \text{KN}$
Niveau18	Venant de n17	1221.049
	Poids propre du poteau	$0,5 \times 0,5 \times (3.40 - 0,4) \times 25$	18.75
			$\Sigma n18 = 1239.799 \text{KN}$
Niveau19	Venant de n18	1239.799
	Plancher étage	$5,84 \times 15.96$	93.206
	courant	$0,3 \times 0,5 \times (5.06/2 + 4.25/2) \times 25$	13.965
	Poutre principale	$0,3 \times 0,45 \times (4.3/2 + 3.63/2)$	10.408
	Poutre secondaire	25	
			$\Sigma n19 = 1357.378 \text{KN}$
Niveau20	Venant de n19	1357.378
	Poids propre du poteau	$0,55 \times 0,55 \times (3.40 - 0,4) \times 25$	22.6875
			$\Sigma n19 = 1380.06 \text{KN}$
Niveau21	Venant de n20	1380.06
	Plancher étage	$5,84 \times 15.96$	93.206
	courant	$0,3 \times 0,4 \times (5.06/2 + 4.25/2) \times 25$	13.965

	Poutre principale	0,3 x 0,45 x	10.408
	Poutre secondaire	(4.3/2+3.63/2)X25	
			Σn21=1497.63KN
Niveau22	Venant de n21	1497.63
	Poids propre du poteau	0,6x 0,6 x (2,45-0,4) x 25.	18.45
			Σn22=1516.08KN.

III.2.2. Charges d'exploitations:

Loi de dégression des surcharges :

$$S_1 = (6/2+5.1/2) (5,4/2+5,4/2)=29,97m^2$$

p	Les niveaux	La surcharge Q_i KN/m ²
9	niv1 et niv2	$Q_0 = 1$
8	niv3 et niv4	$Q_1 = (1+2,5)$
7	niv5 et niv6	$Q_2 = [1+0,95 \times (2,5+2,5)]$
6	niv7 et niv8	$Q_3 = [1+0,90 \times (2,5+2,5+2,5)]$
5	niv9 et niv10	$Q_4 = [1+0,85 \times (2,5+2,5+2,5+2,5)]$
4	niv11 et niv12	$Q_5 = [1+(3 + 5) / (2 \times 5) \times (2,5+2,5+2,5+2,5+2,5)]$
3	niv13 et niv14	$Q_6 = [1+(3 + 6) / (2 \times 6) \times (2,5+2,5+2,5+2,5+2,5+2,5)]$
2	niv15 et niv16	$Q_7 = [1+(3 + 7) / (2 \times 7) \times (2,5+2,5+2,5+2,5+2,5+2,5+2,5)]$
1	niv17 et niv18	$Q_8 = [1+(3 + 8) / (2 \times 8) \times (2,5+2,5+2,5+2,5+2,5+2,5+2,5+2,5)]$
RDC	niv19 et niv20	$Q_9 = [1+(3 + 9) / (2 \times 9) \times (2,5 \times 9)]$
1SS	niv21 et niv22	$Q_{10} = [1+(3 + 10) / (2 \times 10) \times (2,5 \times 9+2,5)]$

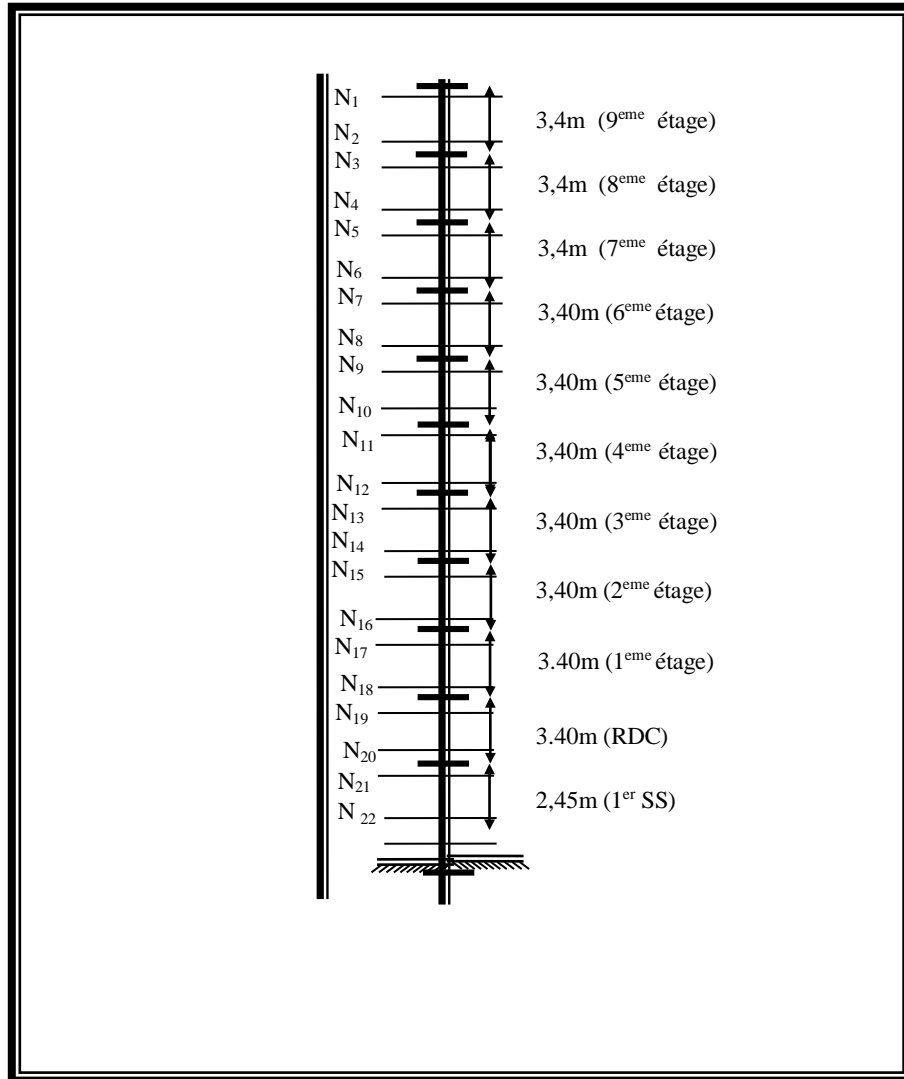


Fig.2.6 Dégression des surcharge

III.2.3. Vérification à l'E.L.U.R :

➤ Pour étages 1-2-3-4-5-6-7-8-9:

$$N'_U = 1,35N_g + 1,5N_q = 1,35(1239.799 + 0,15 \times 1239.799) + 1,5(14.75 \times 15.96) = 2277.90 \text{ KN}$$

N_u doit vérifier la formule suivante:

$$N_u \leq \overline{N}_U$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1,35} + \frac{A \times f_e}{1,15} \right]$$

$$A = A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] \Rightarrow A = \max \left(\frac{0,2 \times 50 \times 50}{100} ; \frac{8(50+50)}{100} \right)$$

$$A = \max(5,0; 8,0) \Rightarrow A = 8,0 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) = 2304 \text{ cm}^2$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,40 = 2,38 \text{ m}$$

$$\lambda = \sqrt{2} \frac{L_f}{h} = \sqrt{12} \frac{2,38}{0,4} = 20.61 \leq 50$$

Donc :

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{20,61}{35} \right)^2} \right]$$

dans

$$N_u \leq 0,794 \left[\frac{2304 \times 25}{1,35} + \frac{5 \times 400}{1,15} \right] \times 10^{-1} = 3525,82 \text{KN}$$

$$N_u = 2277,90 \text{KN} < 3525,82 \text{KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Vérification selon RPA :

$$\min(b, h) \geq 30 \text{cm} \Rightarrow (50;50) \geq 30 \text{cm}$$

$$\min(b, h) \geq \frac{he}{20}$$

$$\min(50,50) \geq \frac{300}{20} = 15 \text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc la section (50x50) (cm²) est convenable

➤ Pour étages RDC:

$$N'_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q = 1,35(1380,06 + 0,15 \times 1380,06) + 1,5(16 \times 15,96) = 2525,58 \text{N}$$

N_u doit vérifier la formule suivante:

$$N_u \leq \bar{N}_u$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1,35} + \frac{A \times f_e}{1,15} \right]$$

$$A = A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] \Rightarrow A = \max \left(\frac{0,2 \times 55 \times 55}{100} ; \frac{8(55+55)}{100} \right)$$

$$A = \max(6,05; 8,8) \Rightarrow A = 8,8 \text{cm}^2$$

$$B_r = (55 - 2) \times (55 - 2) = 2809 \text{cm}^2$$

$$L_j = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,40 = 2,38 \text{m}$$

$$\lambda = \sqrt{2} \frac{L_j}{h} = \sqrt{12} \frac{2,38}{0,6} = 13,74 \leq 50$$

Donc :

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{13,74}{35} \right)^2} \right]$$

$$N \leq 0,824 \left[\frac{2809 \times 25}{1,35} + \frac{8,8 \times 400}{1,15} \right] \times 10^{-1} = 4538,54KN$$

$$N_u = 2525,58KN < 4538,54KN \dots\dots\dots CV$$

❖ Vérification selon RPA :

$$\min(b, h) \geq 30cm \Rightarrow (55;55) \geq 30cm$$

$$\min(b, h) \geq \frac{he}{20}$$

$$\min(55,55) \geq \frac{300}{20} = 15cm \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{55}{55} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots CV$$

Donc la section (55x55) (cm²) est convenable.

➤ Pour étages s-sol:

$$N'_u = 1,35N_g + 1,5N_q = 1,35(1516,08 + 0,15 \times 1516,08) + 1,5(17,25 \times 15,96) = 2766,67KN$$

N_u doit vérifier la formule suivante:

$$Nu \leq \bar{N}_u$$

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{1,35} + \frac{A \times f_e}{1,15} \right]$$

$$A = A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right] \Rightarrow A = \max \left(\frac{0,2 \times 60 \times 60}{100}; \frac{8(60+60)}{100} \right)$$

$$A = \max(7,2;9,6) \Rightarrow A = 9,6cm^2$$

$$B_r = (60-2) \times (60-2) = 3364cm^2$$

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 2,45 = 1,715m$$

$$\lambda = \sqrt[3]{2} \frac{L_f}{h} = \sqrt[3]{2} \frac{1,715}{0,6} = 9,90 \leq 50$$

Donc :

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{9,90}{35} \right)^2} \right]$$

$$N \leq 0,836 \left[\frac{3364 \times 25}{1,35} + \frac{9,6 \times 400}{1,15} \right] \times 10^{-1} = 5487,12 \text{KN}$$

$$N_U = 2766,67 \text{KN} < 5487,12 \text{KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Vérification selon RPA :

$$\min(b, h) \geq 30 \text{cm} \Rightarrow (60;60) \geq 30 \text{cm}$$

$$\min(b, h) \geq \frac{he}{20}$$

$$\min(60,60) \geq \frac{300}{20} = 15 \text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{60}{60} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc la section (60x60) (cm²) est convenable

p	Les niveaux	Section rectangulaire
9	niv1 et niv2	50x50
8	niv3 et niv4	50x50
7	niv5 et niv6	50x50
6	niv7 et niv8	50x50
5	niv9 et niv10	50x50
4	niv11 et niv12	50x50
3	Niv13 et niv14	50x50
2	Niv15 et niv16	50x50
1	Niv17 et niv18	50x50
RDC	Niv19 et niv20	55x55
1SS	Niv21 et niv22	60x60

Tableau des sections des poteaux

III.4. Pré dimensionnement des voiles:

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par (l'article 7.7.1 du RPA99 page 70), ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet du séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.)

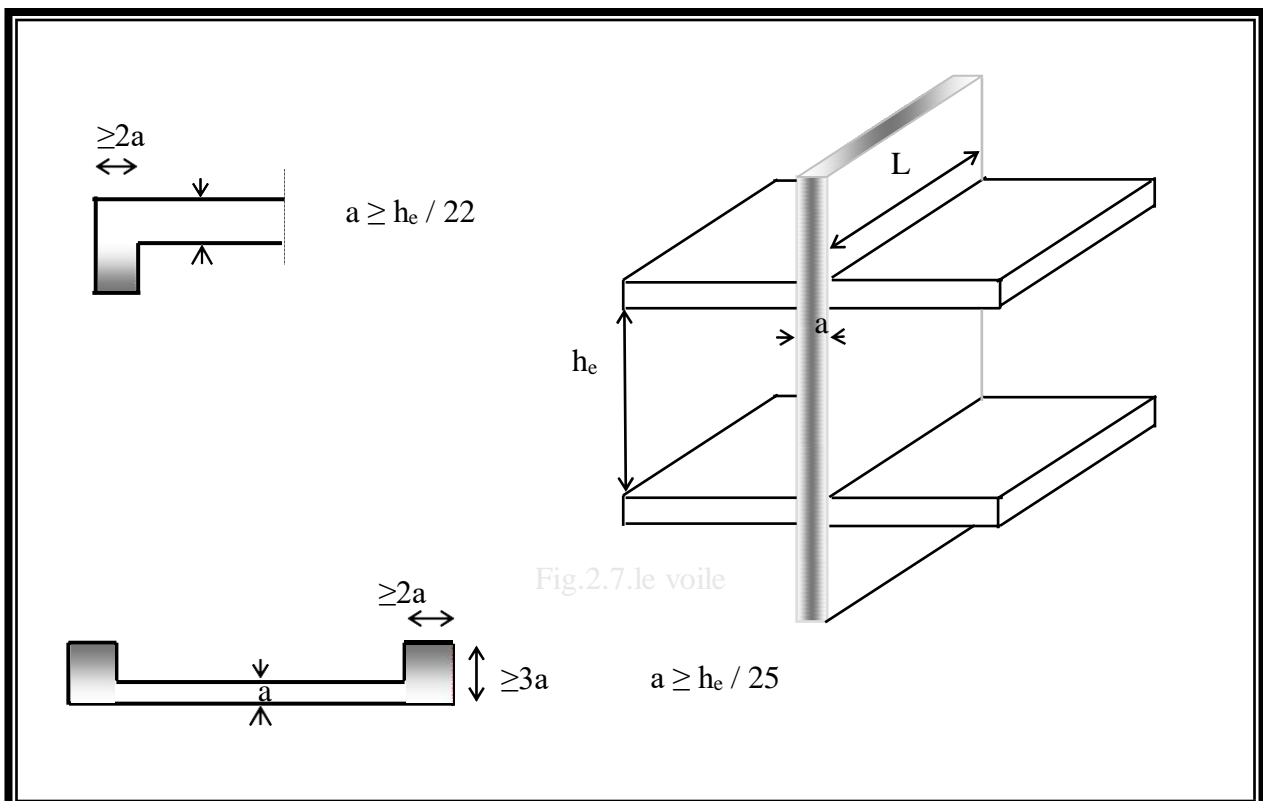
«Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec :

L : porté du voile ;

e : épaisseur du voile.

« L'épaisseur minimale est de 15 cm » .de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e \geq \text{Max} (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$



➤ Pour étage courant (9-8-7-6-5-4-3-2-1+RDC)

$$e \geq h_e/25=(340-60)/25= 11.12m$$

$$e \geq h_e/22=(340-60)/22= 12.72cm$$

$$e \geq h_e/20=(340-60)/20= 14cm$$

$$e \geq \text{Max} (11.12 ; 12.72; 14)$$

On adopte Alors :**e = 20**

cm

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. L'acrotère :

III.2.1. Définition:

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé. Soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 ml. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELUR, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure ci-dessous :

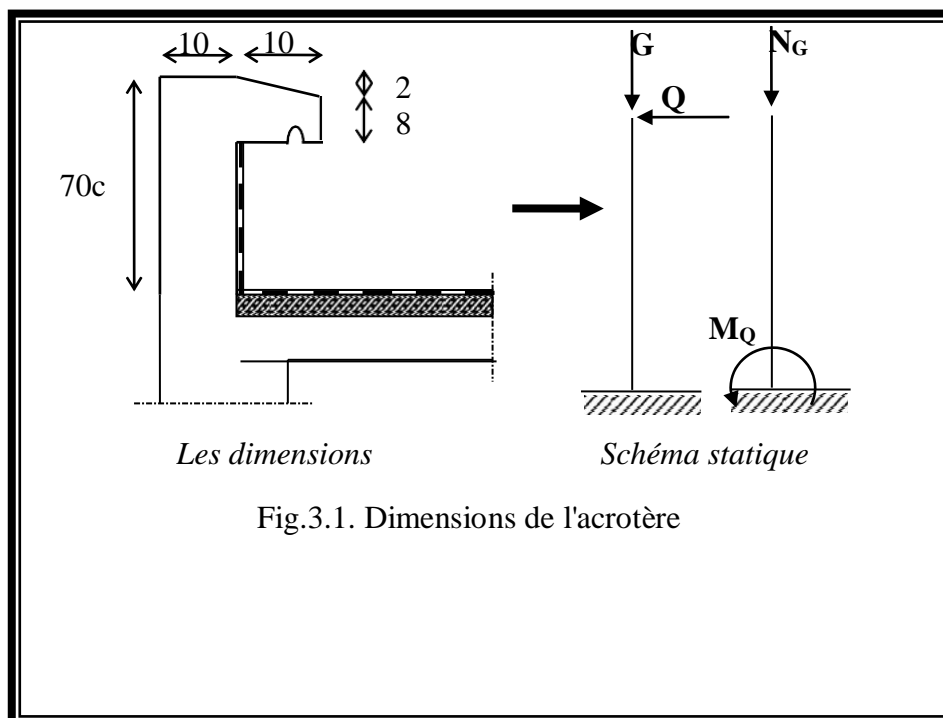


Fig.3.1. Dimensions de l'acrotère

III.2.2. Evaluation des charges et Surcharges :

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \left[0,7 \times 0,1 + 0,1 \times 0,08 \frac{1}{2} \times 0,1 \times 0,02 \right] \times 25 = 1,975 \text{ KN / ml}$$

- Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/ml effort de la main courante}$$

III.2.3. Sollicitations :

a). Etat limite ultime :

- Effort Normal de compression : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times (1,975) = 2,67 \text{ KN / ml}$
- Moment fléchissant: $M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN / ml}$

b). Etat limite de Service :

- Effort Normal de compression : $N_s = G = 1,975 \text{ KN / ml}$
- Moment fléchissant : $M_s = Q \times h = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $V_s = Q = 1 \text{ KN / ml}$

III.2.4. Ferrailage :

Ferrailage se fait à (E.L.U.R) :

$$b = 100 \text{ cm} \quad C = 2 \text{ cm} \quad d = 8 \text{ cm} \quad h = 10 \text{ cm}$$

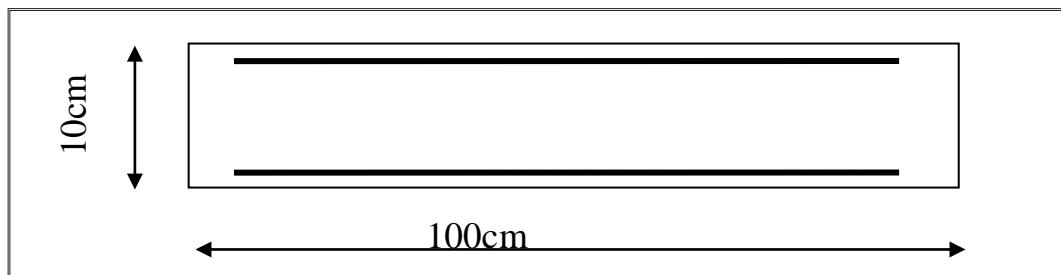


Fig.3.2. La section de l'acrotère

✓

Calcul de l'excentricité :

$$e = e_0 + e_1 + e_a$$

e_0 : excentricité du 1^{ère} ordre $e_0 = M_u / N_u$

e_2 : excentricité du 2^{ème} ordre due au flambement.

e_a : excentricité accidentelle.

N.B : pour les pièces courtes, on ne tient pas compte des excentricités e_2 et e_a .

$$\text{Donc : } e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,67} = 0,3932 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 39,32 \text{ cm}$$

D'ou: $e = 39,32 > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3cm$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures. La section est donc **partiellement comprimée**, on calcule la section d'armature en flexion simple sous l'effet du moment M_1 , puis on déduit la section d'armatures réelle en flexion composée (on adopte un ferrailage symétrique)

$$A_s = A_{s\text{ fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}}$$

Avec: A_s : section d'armature tendue en flexion composée

$A_{S\text{ fictif}}$: section d'armature comprimée en flexion composée

$$M = M_u + N \left[d - \frac{h}{2} \right] = N \left[e + d - \frac{h}{2} \right]$$

$$M = 1,05 + 2,68 \left[0,08 - 0,1 \right] = 1,13KN.m$$

$$M_1 = 1,13KN.m$$

M_1 : moment par rapport aux armatures tendues

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{1,13 \times 10^3}{14,16 \times 100 \times 8} = 0,013 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,013 < 0,1$$

Pour déterminer la section des armatures longitudinales on utilise la méthode rapide :

$$A_{s\text{ fictif}} = \frac{1,07 \cdot M_1}{\sigma_s \cdot d} = \frac{1,07 \times 1,13 \times 10^3}{348 \times 8} = 0,434cm^2$$

$$A_s = A_{s\text{ fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}} = 0,434 - \frac{2,67 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,357$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 10}{1000}; 0,23 \times 100 \times 8 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{ 1; 0,828 \} = 1cm^2$$

$$A = 0,357cm^2 < A_{\min} = 1cm^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A) = 1cm^2$$

On prend $A_s = 4T8 / ml = 2,01 cm^2$

✓ L'espacement :

$$e \leq \min(3h; 33cm) = \min(3 \times 10; 33cm) = 30cm$$

On prend : $e = 25 cm$

✓ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

On prend : **Ar = 3T8 / ml = 1,51 cm²**

✓ Espacement :

$$e \leq \min(4.h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 10; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend : e = 20cm

✓ Armatures transversales :

$$\tau_U = 0,018 \text{ Mpa} < 0,05 \times f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires à condition qu'on n'ait pas de reprise de bétonnage pendant l'exécution.

III.2.5. Vérification :

III.2.5.1. Vérification à (E.L.U.R) :

✓ L'effort tranchant :

$$V_U = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10}{100 \times 8} = 0,018 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\} = \min \left\{ \frac{25}{1,5}; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\tau_U = \min \{ 2,5; 4 \} \text{ Mpa} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_U = 0,018 \text{ Mpa} < \tau_U = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.2.5.2. Vérification à (E.L.S) :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{1,975} = 0,35 \text{ m}$$

$$e_0 = 35 \text{ cm} > \frac{h}{2} - C = \frac{70}{2} - 2 = 33 \text{ cm}$$

Le centre de pression est trouve à l'extérieur de la section calculée

$$c = \frac{h}{2} - e_0 = \frac{10}{2} - 35 = - 30 \text{ cm}$$

$$Y_{ser} = Y_c + C$$

Y_c : distance de l'axe neutre ou centre de pression et d'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

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

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section :

$$\left\{ \begin{array}{l} P = -3c^2 - 6.\eta \cdot \frac{c-d'}{A_s} + \eta \frac{d-c}{6.A_s} \\ q = -2c^3 - 6.\eta.A' \cdot \frac{b}{s} \cdot (c-d')^2 - 6.\eta.A \cdot \frac{b}{s} \cdot (d-c)^2 \end{array} \right. \xrightarrow{A_s=0} \left\{ \begin{array}{l} P = -3c^2 + 6.\eta.A \frac{d-c}{b} \\ q = -2c^3 - 6.\eta.A_s \cdot \frac{b}{b} \cdot (d-c)^2 \end{array} \right.$$

A.N:

$$\left\{ \begin{array}{l} P = -3 \times (-30)^2 + 6 \times 15 \times 2,01 \times \frac{8+30}{100} = -2631,258 \\ q = -2 \times (-30)^3 - 6 \times 15 \times 2,01 \times \frac{(8+30)^2}{100} = 51387,8 \end{array} \right.$$

✓ Résolution de l'équation :

$$\Delta = \sqrt[2]{4.P^3} + \sqrt[2]{4 \times (-2631,258)^3}$$

On calcule Δ :

$$q + \sqrt{\frac{q^2}{27}} = (51387,8) + \sqrt{\frac{(-2631,258)^3}{27}}$$

$$\Delta = -58192362,13$$

On a : $\Delta < 0$ donc : $\varphi = \text{Arc cos} \left[\frac{3.q}{2.P} \cdot \sqrt{\frac{-3}{P}} \right]$

$$\varphi = \text{Arc cos} \left[\frac{3 \times 51387,8}{2 \times (-2631,258)} \cdot \sqrt{\frac{-3}{-2631,258}} \right] = 171,55$$

$$a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-P}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{2631,258}{3}} = 59,23$$

Nous avons trois solutions :

$$Y = a \cdot \cos \left[\frac{\varphi}{3} \right] = 59,23 \times \cos \left[\frac{171,55}{3} \right] = 32,09 \text{ cm}$$

$$Y = a \cdot \cos \left[\frac{\varphi + \frac{2\pi}{3}}{3} \right] = 59,23 \times \cos \left[\frac{171,55}{3} + 120 \right] = -59,15 \text{ cm}$$

$$Y = a \cdot \cos \left[\frac{\varphi + \frac{4\pi}{3}}{3} \right] = 59,23 \times \cos \left[\frac{171,55}{3} + 240 \right] = 27,05 \text{ cm}$$

$$Y_{\text{Ser}} = Y_C + C$$

On a trois solutions :

$$Y_{ser1} = Y_1 + C = 32,09 + (-30) = 2,09cm$$

$$Y_{ser2} = Y_2 + C = -59,15 + (-30) = -89,15cm$$

$$Y_{ser3} = Y_3 + C = 27,05 + (-30) = -2,95cm$$

On prend la première racine car elle donne une valeur $0 \leq Y_{ser} \leq d$

Donc : $Y_c = 32,09cm \Rightarrow Y_{ser} = 2,09cm$

III.1.5.3. Calcul des contraintes

✓ Moment d'inertie :

On calcule Le moment d'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = \frac{b \times Y_{ser}^3}{3} + 15 \left[A_s (d - Y_{ser})^2 + A'_s (Y_{ser} - d')^2 \right] \xrightarrow{\text{avec}} A'_s = 0$$

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

$$I = \frac{100 \times (2,09)^3}{3} + 15 \times 2,01 (8 - 2,09)^2 = 1357,39cm^4$$

✓ Le coefficient angulaire des contraintes :

$$K = \frac{N_{ser} Y_c}{I} = \frac{1,7125}{1357,39} \times 32,09 = 0,04Kn / cm^3$$

a) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{I} Z_c \cdot Y_{ser} = K \cdot Y_{ser} = 0,04 \times 2,09 \times 10 = 0,836Mpa$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 0,836Mpa < \bar{\sigma}_b = 15Mpa \rightarrow (C.V)$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

Fissuration est préjudiciable donc :

$$o_s = 15 \frac{N_{ser}}{I} Z_c (d - Y_{ser}) = 15K(d - Y_{ser}) = 15 \times 0,04(8 - 2,09) \times 10 = 35,46Mpa$$

$$\bar{o}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5f_e ; 110 \sqrt{\eta_t f_{t28}}) \right\} \xrightarrow{\text{avec}} \eta = 1,6$$

$$\bar{o}_s = \min \{ 266,66 ; \text{Max} (200 ; 201,63) \} Mpa = 201,63Mpa$$

$$o_s = 35,46Mpa < \bar{o}_s = 201,63Mpa. \rightarrow (C.V)$$

Donc les armatures calculées à L' E.L.U.R sont convenables.

III.2.5.4. Vérification au séisme :

Les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure (RPA 99 modifier 2003 Art6.2.3), surjettent à des forces horizontales données par la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le (tableau (4-1). RPA99.)

Pour la zone et le groupe d'usage appropriés :

$$\begin{cases} \text{Groupe 2} \\ \text{Zone IIb} \end{cases} \longrightarrow A = 0,20$$

C_p : facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu dans (Tableau (6-1).RPA99.) $C_p = 0,8$

W_p : poids de l'élément pour une bande de 1,00 m

$$W_p = 1,975 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4.(0,20).(0,8).(1,975) = 1,264 \text{ KN/ml.}$$

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est

$$F_p = 1,264 \text{ KN / ml} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN / ml} \rightarrow (C.V)$$

Donc : Le calcul sismique n'est pas nécessaire.

III.2.6. Schéma ferrailage

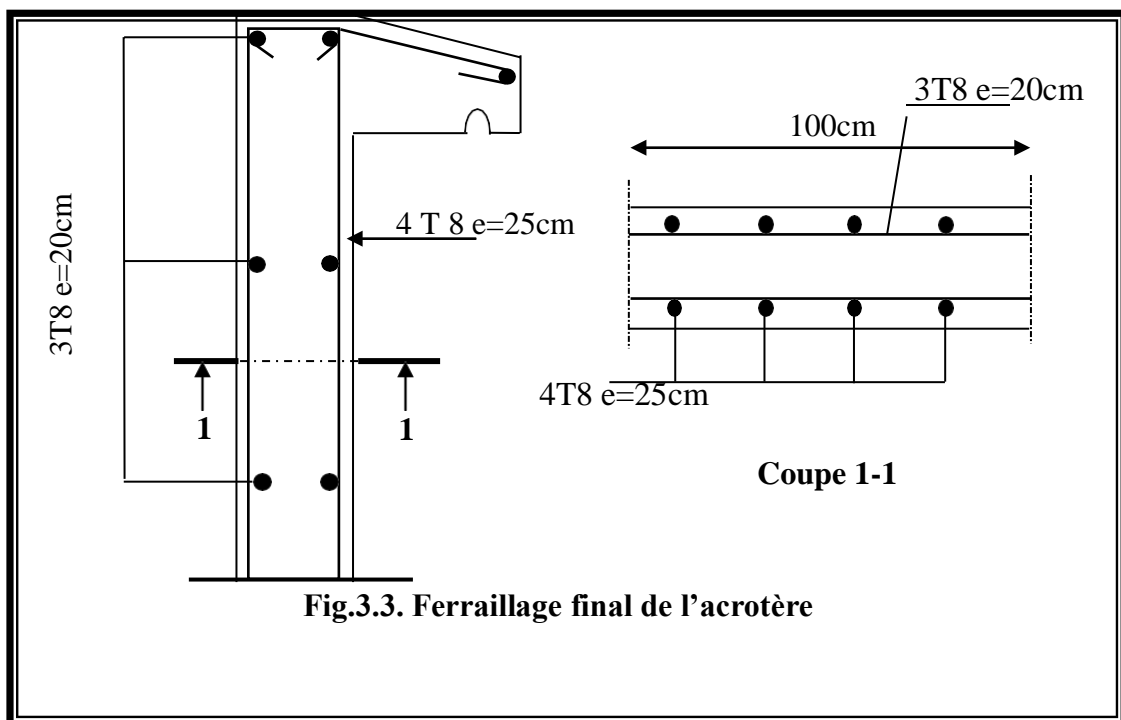


Fig.3.3. Ferrailage final de l'acrotère

III.3 des escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

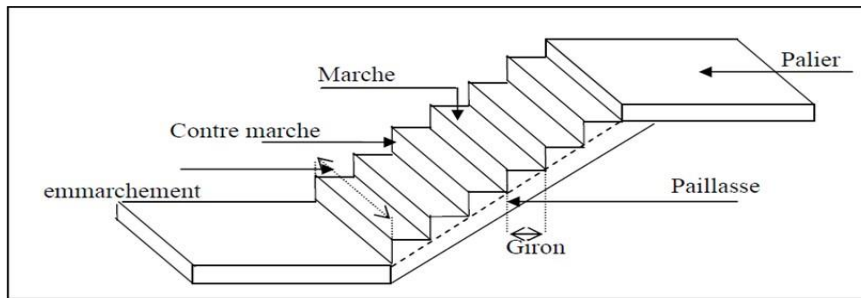


Schéma d'un escalier

Fig. 3.4: Coupe des escaliers

II.4.2. Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL: $59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 64\text{ cm}$

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

g : largeur de la marche.

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

n : nombre de contre marches, alors (n-1) est le nombre des marches.

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

II.4.2.1. Dimensionnement des marches et contre marches

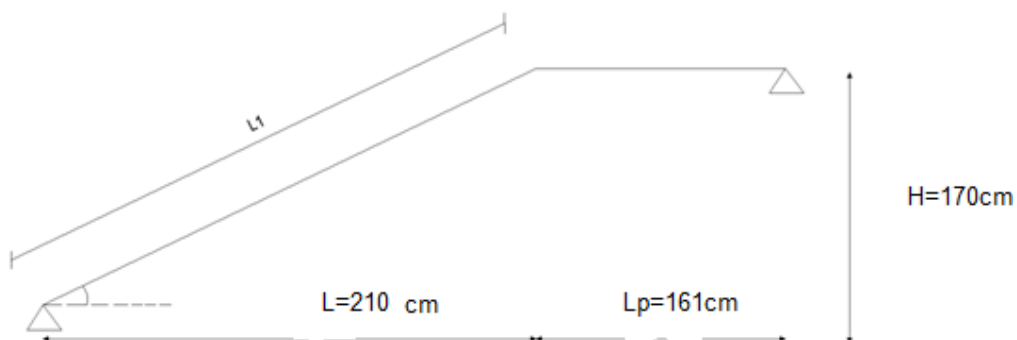


Figure.3.5: Schéma statique de l'escalier

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

$$L = (n-1) \cdot g \rightarrow g = \frac{L}{(n-1)}$$

D'après BLONDEL on a : $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$

Et puis : $mn^2 - (m + L + 2H) n + 2H = 0$

Avec : $m=64$ et $H= 340/2=170\text{ cm}$ et $L=210\text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - (64 + L + 2H)n + 2H = 0$

$$64n^2 - (64 + 210 + 2 \times 170)n + 2 \times 170 = 0$$

$$64n^2 - 614n + 340 = 0$$

La solution de l'équation est : $n = 9$ contre marches

Donc le membre de marche $n - 1 = 8$ marches

$$h = \frac{H}{n} = \frac{170}{9} = 18.89 \text{ on prend } 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{210}{8} = 26.25 \text{ on prend } 30 \text{ cm}$$

D'après la formule de BLONDEL on a : $59 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64 \text{ cm}$

II.4.2.2. Epaisseur de la pailasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \text{ Avec : } L = L_{\text{pailasse}} + L_{\text{palier}}$$

$L_{\text{pailasse}} = \sqrt{1.70^2 + 2.10^2} = 2.70 \text{ m} \dots$ donc $L = 2.70 + 1.61 = 4.31 \text{ m} = 431 \text{ cm}$

$$\frac{431}{30} \leq e \leq \frac{431}{20} \dots \dots \dots 14.36 \leq e \leq 21.55 \dots \dots \text{On choisit } \dots e = 20 \text{ cm}$$

On prend la même épaisseur pour la pailasse et le palier de repos

Les schémas ci-après indiquent les ingrédients nécessaires pour le calcul, on note par :

$$\alpha = \text{Arctg} \left(\frac{H}{L} \right) = \text{Arctg} \left(\frac{1.70}{2.10} \right) = 38.99$$

Donc, la charge des escaliers est estimée comme suit :

$G_{\text{volée}}$ = le poids propre de la pailasse avec les marches

G_{palier} = le poids propre de palier

Q = la charge d'exploitation par m^2 horizontal

Volées :

Charges permanentes	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
-Poids propre des marches	22	0.17/2	1.87
-Poids propre de la pailasse	25	0.2/cos(38.99)	6.43
-Chape de mortier horizontal	18	0.03	0.54
-Chape de mortier vertical	18	0.03	0.54
-Carrelage horizontal	20	0.02	0.40
-Carrelage vertical	20	0.02	0.40

-Enduit plâtre	10	0.02	0.20
-Garde corps	/	/	1.00
		G Volée	11.38
		Q Volée	2.50

Tab:3.1. Les charges de volée de E.C

Palier :

Charges permanentes	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
-Dalle pleine en B.A	25	0.20	5.00
-Chape de mortier	18	0.03	0.54
-Carrelage	20	0.02	0.40
-Enduit plâtre	10	0.02	0.20
		G Palier	6,14
		Q Palier	2.50

Tab:3.2. Les charges de palier de E.C

III.3.2.1.2. Sollicitation :

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml

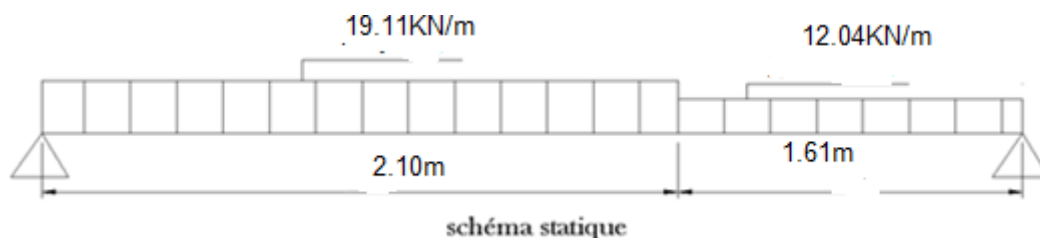
a). a' l'état limite ultime:

$$G_{Volée} = 11.38 \text{ kn} / \text{m}^2$$

$$G_{Palier} = 6,14 \text{ kn} / \text{m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ kn} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} q_{1u} = 1,35G_{Volée} + 1,5Q = 1,35 \times 11,38 + 1,5 \times 2,5 = 19,11 \text{ kn} / \text{ml} \\ q_{2u} = 1,35G_{Palier} + 1,5Q = 1,35 \times 6,14 + 1,5 \times 2,5 = 12,04 \text{ kn} / \text{ml} \end{cases}$$



• Réaction aux appuis

$$\sum M/B = 0$$

$$R_{Ay} \times 3,71 - 19,11 \times 2,1 \times \left(\frac{2,1}{2} + 1,61\right) - 12,04 \times \frac{1,61^2}{2} = 0$$

$$R_A = 32.97kN \dots\dots\dots \text{appuis gauche}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$-R_{By} \times 3,74 + 19,11 \times \left(\frac{2,1^2}{2}\right) + 12,04 \times 1,61 \left(\frac{1,61}{2} + 2,10\right) = 0$$

$$R_{By} = 26..53kN \dots\dots\dots \text{appuis droit}$$

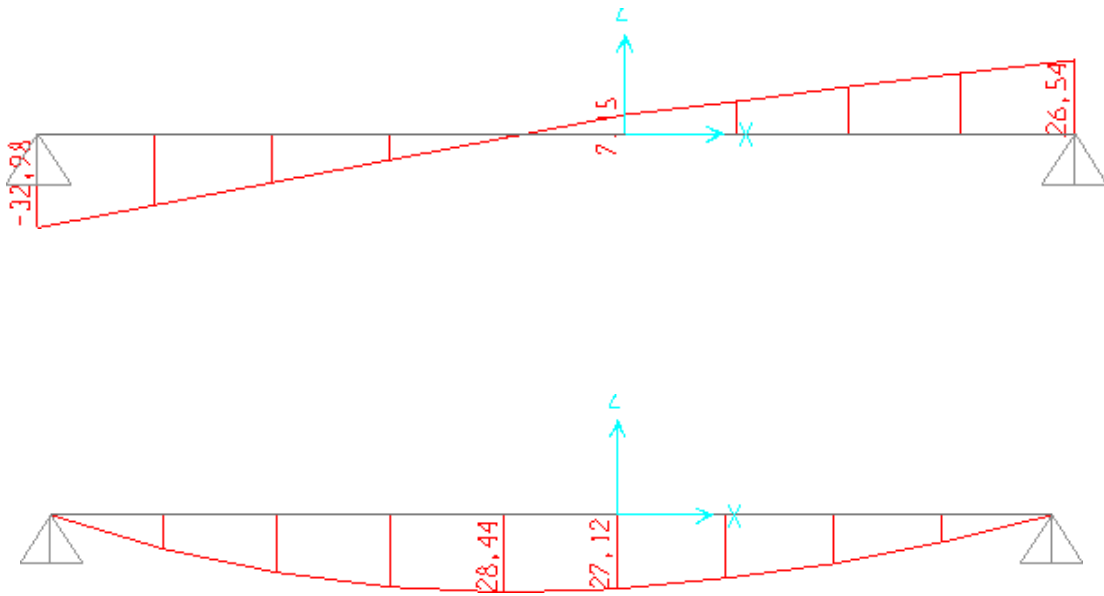


Fig.3.7. Diagramme des efforts a l'état limite ultime

b). a' l'état limite de service :

$$q_{1s} = G_{Volée} + Q = 11,38 + 2,5 = 13,88kn / ml$$

$$q_{2s} = G_{Palier} + Q = 6,14 + 2,5 = 8,64 kn/ ml$$

• Réaction aux appuis

$$\sum M/B = 0$$

$$R_{Ay} \times 3,7 - 13,88 \times 2,1 \times \left(\frac{2,1}{2} + 1,61\right) - 8,64 \times \frac{1,61^2}{2} = 0$$

$$R_A = 23.91kN \dots\dots\dots \text{appuis gauche}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$-R_{By} \times 3.71 + 13,88 \times \left(\frac{2,1^2}{2}\right) + 8,64 \times 1,61 \left(\frac{1,61}{2} + 2,10\right) = 0$$

$R_{By} = 19,14kN$ appuis droit

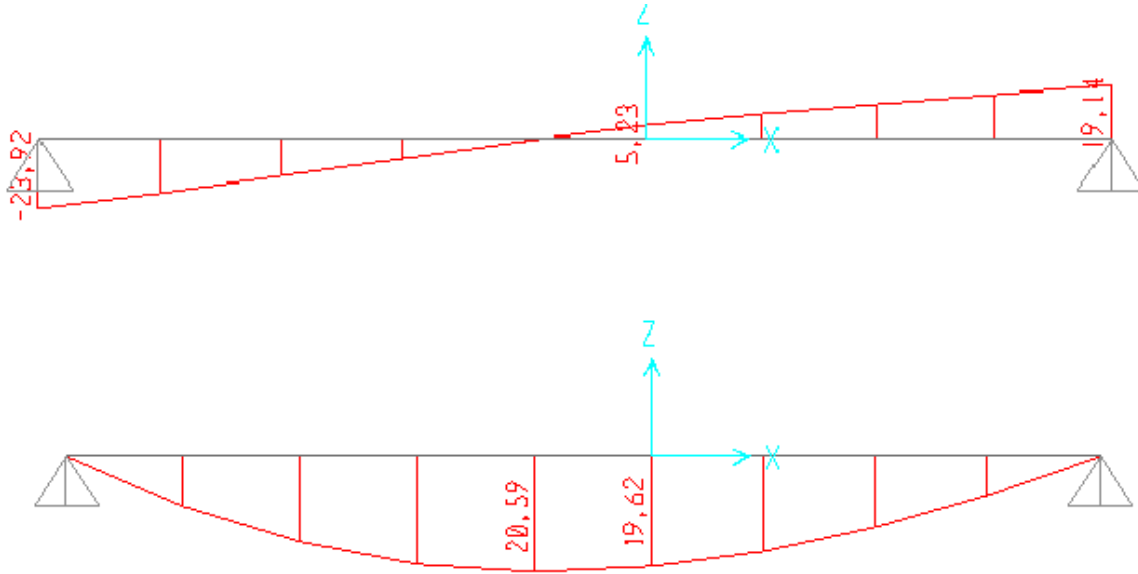


Fig.3.9. Diagramme des efforts a l'état limite de service

Résultat sap

ELU		ELS	
M_{tra} (KN.m)	T_{max} (KN.m)	M_{tra} (KN.m)	T_{max} (KN.m)
28,44	32,98	20,59	23,92

II.4.3.1. ferrailage à E.L.U.R :

- **Les moments :**

$$M_t = 0,80 \times M_{t_{max}} = 22,75 KN.ml$$

$$M_{appuis} = 0,20 \times M_{t_{max}} = 5,68 KN.ml$$

Ferrailage se fait à (E.L.U.R) :

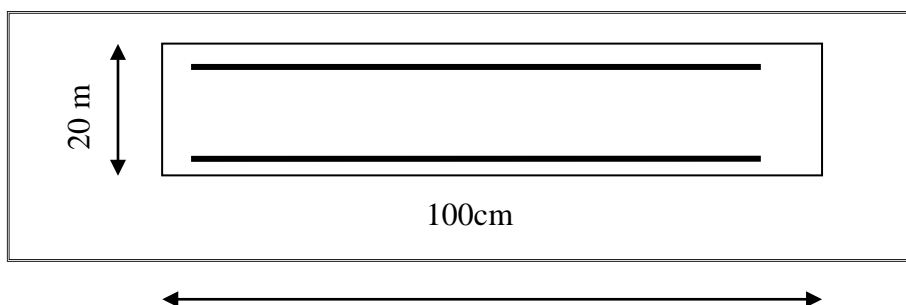


Fig.3.5.La section des escaliers

➤ En travée:

$$Mu_{Travée} = 22,75 \text{ kn.m}$$

Puisque ($M_U > 0$) le ferrailage se trouve dans la partie inférieure de la section

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{22,75 \times 10^3}{14,16 \times 100 \times 18^2} = 0,049 \leq \mu_l = 0,392 \longrightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,049 \leq 0,186$$

Pour déterminer la section des armatures longitudinales on utilise la méthode rapide :

$$A = \frac{1,07 \cdot Mu}{d \cdot \sigma_s} = \frac{1,07 \times 22,75 \times 10^3}{18 \times 348} = 3,88 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 20}{1000}; 0,23 \times 100 \times 18 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{ 2,0; 2,17 \} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A) = 3,88 \text{ cm}^2$$

On prend : On prend $A_s = 5T10 / \text{ml} =$

3,92cm²

✓ Espacement :

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 20; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

✓ Armatures de répartitions:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 4T8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$

✓ Espacement :

$$e \leq \min(4 \cdot h; 45\text{cm}) = \min(4 \times 20; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

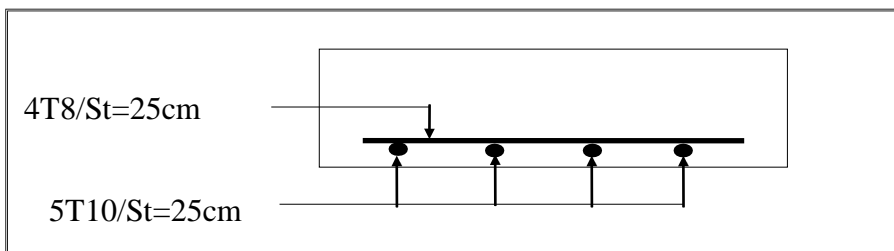


Fig.3.6. Ferrailage de l'escalier en travée

➤ Sur appui :

$$Mu_{Appui A} = 5.68 \text{ kn.m}$$

Puisque ($M_U < 0$) le ferrailage se trouve dans la partie supérieure de la section

$$\mu = \frac{Mu_A}{\sigma_s \cdot b \cdot d} = \frac{5,68 \times 10^3}{18 \times 14,16 \times 100 \times 18} = 0,012 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.046 \leq 0,186$$

Pour déterminer la section des armatures longitudinales on utilise la méthode rapide :

$$A = \frac{1,07 \cdot Mu}{d \cdot \sigma_s} = \frac{1,07 \times 5,68 \times 10^3}{18 \times 348} = 0,970 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité : (BAEL91 modifié 99, page 118)

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 20}{1000}; 0,23 \times 100 \times 18 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{ 2,0; 2,17 \} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A) = 2,17 \text{ cm}^2$$

On prend : Soit : $A = 3 \text{ T}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

✓ Espacement :

$$e \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 20; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

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

✓ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59 \text{ cm}^2$$

On prend : On prend : $A_r = 3 \Phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

✓ Espacement :

$$e \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 20; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

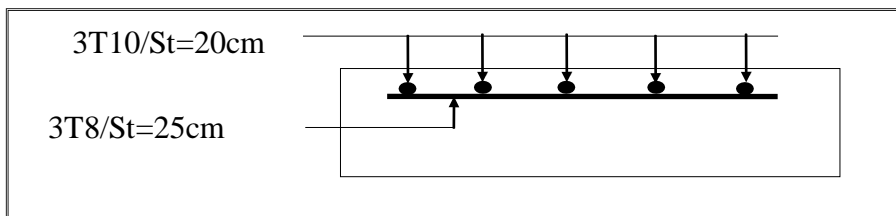


Fig.3.12. Ferrailage de l'escalier sur appui

III.3.2.1.4.1 Vérification a (E.L.U.R) :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{32.98 \times 10}{100 \times 18} = 0,18 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \tau_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa} \quad (C.V)$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots (cv)$$

- Armatures transversales :

$$\tau_u \leq 0,05 f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

II.4.3.2. L'état limite de service (E.L.S) :

- a) En travée : $M_t = 22,75 \text{ KN.m}$; $P_s = 23,92 \text{ KN}$

$$M_s = \frac{P_s}{P_u} \times M_t = \frac{23,92}{32,98} \times 22,75 = 16,500 \text{ KN.m}$$

- Position de l'axe neutre :

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,92}{100} = 0,588 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 18 \times 0,588 = 21,168 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,588 + \sqrt{0,588^2 + 21,168} = 4,05 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = \frac{100 \times 4,05^3}{3} + 15 \times 3,92 \times (18 - 4,05)^2$$

$$I = 13656,96 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{16,472 \times 10^3}{13656,96} = 1,20 \text{ MPa / cm}$$

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1,20 \times 4,05 = 4,88 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \dots\dots\dots (C.V)$$

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Puisque les fissurations sont non préjudiciables, aucune vérification n'est admise.

b) **Sur appuis :**

$$M_s = \frac{P_s}{P_u} \times M_u = \frac{23,92}{32,98} \times 5,68 = 4,11 \text{ KN.m}$$

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,36}{100} = 0,354 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,354 \times 18 = 12,74 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,354 + \sqrt{(0,354)^2 + 12,74} = 3,23 \text{ cm}$$

$$y_1 = 3,23 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,23^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (18 - 3,23)^2$$

$$I = 8845,88 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{4,118 \times 10^3}{8845,88} = 0,465 \text{ MPa / cm}$$

▪ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,465 \times 3,23 = 1,50 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots \text{ C.V)}$$

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Puisque les fissurations sont non préjudiciables, aucune vérification n'est admise.

Les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables .

III.3.2.3. Escalier de sous sol :

Escalier de deux sous sol constitué de deux volées et un palier (la hauteur d'étage courant est de 2,45m)

Deux volées de hauteur H=1,36m

III.3.2.3.1. Dimensionnement des marches :

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marches (h), on utilise généralement la formule de **BLONDEL** suivante : $59 \leq g + 2h \leq 64$

Avec :

n : nombre de contre marches

(n-1) : nombre de marches

nxh=H : hauteur à monter

(n-1) g=L : longueur de la volée

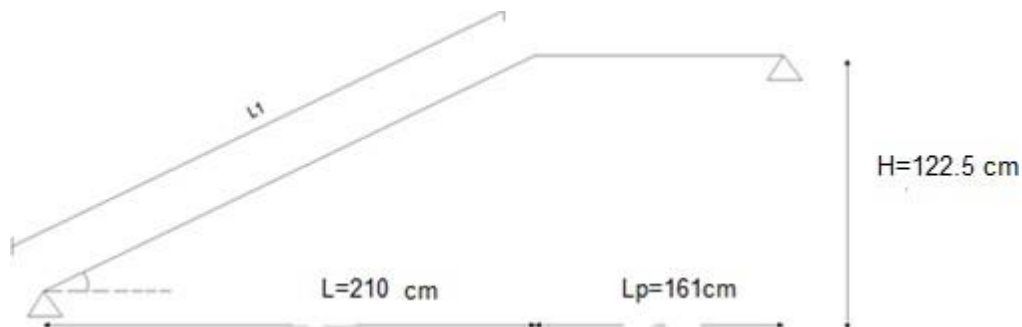


Figure.3.10 : Schéma statique de l'escalier

$$59cm \leq \frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 64cm$$

$$\frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} = 64cm$$

$$Ln + 2Hn - 2H = 64(n-1)n$$

$$Ln + 2Hn - 2H = 64n^2 - 64n$$

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

$$64n^2 - 519n + 245 = 0 \Rightarrow n = 8$$

$$\text{Donc } \left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} = \frac{122.5}{8} = 17cm \\ g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{8-1} = 30cm \end{array} \right.$$

✓ Vérification :

..... C.V $g + 2.h = 30 + 2 \times 17 = 64$

b). Largeur des escaliers :

la largeur des escaliers existants est de 1,50m > 0,60m

c). Epaisseur des escaliers (volée - paillasse) :

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \text{avec: } l = l_{paillasse} + 161$$

$$l_{paillasse} = \sqrt{1,225^2 + 2,10^2} = 2,43m \Rightarrow l = 2,43 + 1,61 = 404 \text{ cm}$$

$$\frac{404}{30} \leq e_p \leq \frac{404}{20} \Rightarrow 13,46 \leq e_p \leq 20,20 \text{ cm} \quad \text{On choisit : } e_p = 15 \text{ cm}$$

III.3.2.3.1 Evaluation des charges et Surcharges :

Les schémas ci-après indiquent les ingrédients nécessaires pour le calcul, on note par :

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{H}{L}\right) = \text{Arctg}\left(\frac{1,225}{2,10}\right) = 30,25^\circ$$

Donc, la charge des escaliers est estimée comme suit :

G volée = le poids propre de la paillasse avec les marches

G palier = le poids propre de palier

Q = la charge d'exploitation par m² horizontal

Palier :

Charges permanentes	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
-Dalle pleine en B.A	25	0.15	3.75
-Chape de mortier	18	0.03	0.54
-Carrelage	20	0.02	0.40
-Enduit plâtre	10	0.02	0.20
		G Palier	4,89
		Q Palier	2.50

Tab:3.4. Les charges de palier de E.C

Volées :

Charges permanentes	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
-Poids propre des marches	22	0.17/2	1.87
-Poids propre de la paillasse	25	0.15/cos(30.25)	4.34
-Chape de mortier horizontal	18	0.03	0.54
-Chape de mortier vertical	18	0.03	0.54
-Carrelage horizontal	20	0.02	0.40
-Carrelage vertical	20	0.02	0.40
-Enduit plâtre	10	0.02	0.20
-Garde corps	/	/	1.00
		G Volée	9.29
		Q Volée	2.50

Tab:3.5. Les charges de volée de E.C

III.3.2.3.2 Sollicitation :

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml

a). a' l'état limite ultime:

$$G_{Volée} = 9,29 \text{ kn/m}^2$$

$$G_{Palier} = 4,89 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ kn/m}^2$$

$$\begin{cases} q_{1u} = 1,35G_{Volée} + 1,5Q = 1,35 \times 9,29 + 1,5 \times 2,5 = 16,29 \text{ kn/ml} \\ q_{2u} = 1,35G_{Palier} + 1,5Q = 1,35 \times 4,89 + 1,5 \times 2,5 = 10,35 \text{ kn/ml} \end{cases}$$

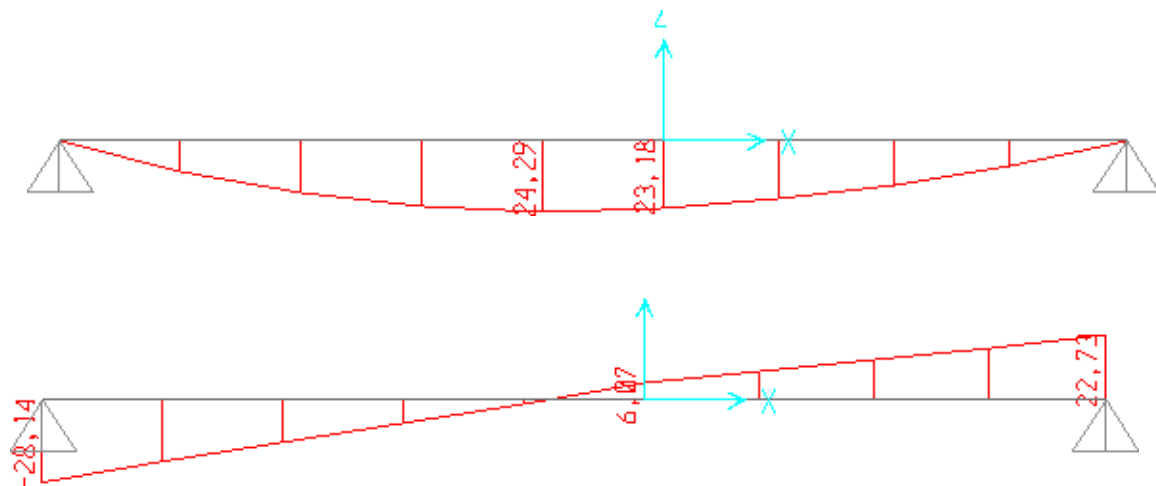
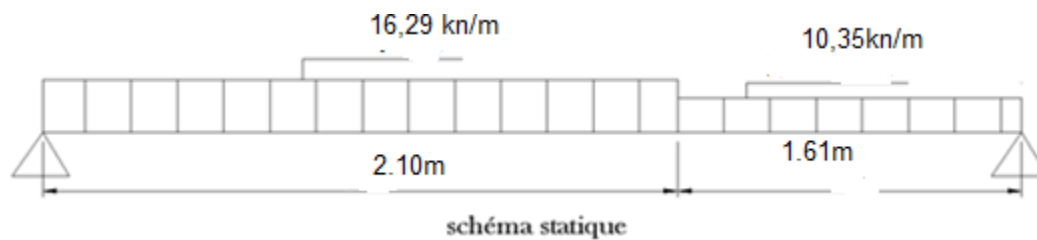


Fig.3.11 Diagramme des efforts a' l'état limite ultim

b). a' l'état limite de service :

$$q_{1S} = G_{Volée} + Q = 9,29 + 2,5 = 11,79 \text{ kn/ml}$$

$$q_{2S} = G_{Palier} + Q = 4,89 + 2,5 = 7,39 \text{ kn/ml}$$

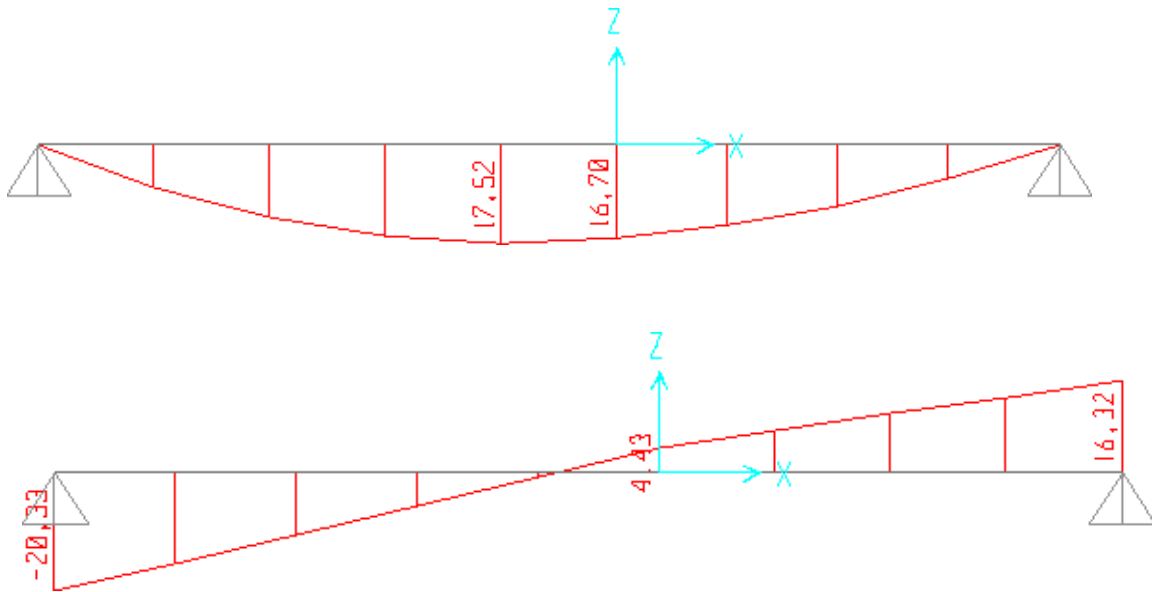
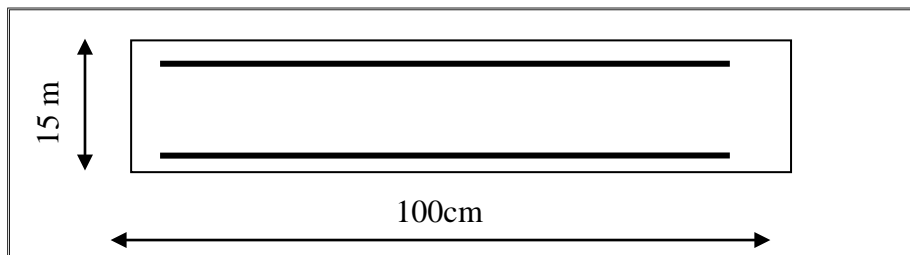


Fig. Diagramme des efforts a l'état limite de service

Ferraillage se fait à (E.L.U.R) :



➤ En travée:

$$Mu_{Travée} = 19,43 \text{ kn.m}$$

Puisque ($M_U > 0$) le ferraillage se trouve dans la partie inférieure de la section

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{19,43 \times 10^3}{\frac{14,16 \times 100 \times 13^2}{2}} = 0,081 \leq \mu_l = 0,392 \longrightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,081 \leq 0,186$$

Pour déterminer la section des armatures longitudinales on utilise la méthode rapide :

$$A = \frac{1,07 \cdot Mu}{d \cdot \sigma_s} = \frac{1,07 \times 19,43 \times 10^3}{13 \times 348} = 4,59 \text{ m}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; \frac{0,23bd \cdot f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000}; \frac{0,23 \times 100 \times 13^2}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{ 1,5; 1,56 \} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A) = 4,59 \text{ cm}^2$$

On prend : A = 5 T 12 = 5,65 cm²

✓ Espacement :

$$e \leq \min(3h; 33cm) = \min(3 \times 20; 33cm) = 33cm$$

On prend : **e = 30 cm**

✓ Armatures de répartitions:

$$A = \frac{A_s}{r} = \frac{5.65}{4} = 1,41cm^2$$

On prend : **A_r = 4T8 / ml = 2.01cm²**

✓ Espacement :

$$e \leq \min(4.h; 45cm) = \min(4 \times 20; 45cm) = 45cm$$

On prend : **e = 25cm**

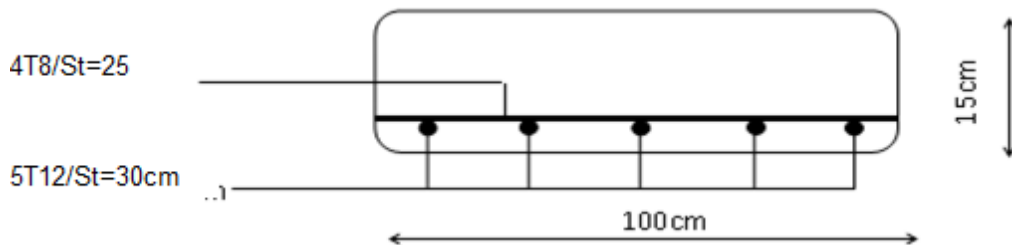


Fig.3.7. Ferrailage de l'escalier en travée

➤ Sur appui A:

$$Mu_{Appui A} = 4.85kn.m$$

$$\mu = \frac{Mu_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4,85 \times 10^3}{14,16 \times 100 \times 13^2} = 0,020 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.020 \leq 0,186$$

Pour déterminer la section des armatures longitudinales on utilise la méthode rapide :

$$A = \frac{1,07 \cdot Mu}{d \cdot \sigma_s} = \frac{1,07 \times 4.85 \times 10^3}{13 \times 348} = 1,147cm^2$$

✓ Condition de non fragilité : (BAEL91 modifié 99.page 118)

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; \frac{0,23bd \cdot f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000}; \frac{0,23 \times 100 \times 13 \cdot 2,1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{ 1,5; 1,57 \} = 1,57cm^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A) = 1,570cm^2$$

On prend : **A = 3 T10 = 2,36 cm²**

✓ Espacement :

$$e \leq \min(3h; 33cm) = \min(3 \times 20; 33cm) = 33cm$$

On prend : **e = 30 cm**

✓ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59 \text{ cm}^2$$

On prend : : $A_r = 3\Phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

✓ Espacement :

$$e \leq \min(4.h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 20; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

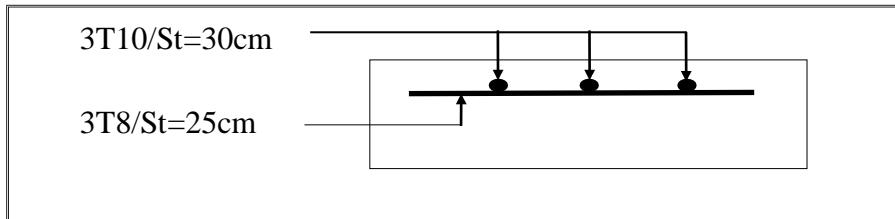


Fig.3.8. Ferrailage de l'escalier sur appui

III.3.2.1.4.1 Vérification a (E.L.U.R) :

▪ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{28.14 \times 10}{100 \times 13} = 0,21 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible : $\tau_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa} \quad (C.V)$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots (cv)$$

▪ **Armatures transversales :**

$$\tau_u \leq 0,05 f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

II.4.3.2.L'état limite de service (E.L.S) :

c) **En travée :** $M_t = 19.43 \text{ KN.m}$; $P_s = 20.33 \text{ KN}$

$$M_s = \frac{P_s}{P_u} \times M_t = \frac{20.33}{28.14} \times 19.43 = 14,03 \text{ KN.m}$$

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{5,65}{100} = 0,847 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 18 \times 0,847 = 30,49 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,847 + \sqrt{0,847^2 + 30,49} = 4,73 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = \frac{100 \times 4,73^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (13 - 4,73)^2$$

$$I = 9345,14 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{14,01 \times 10^3}{9345,14} = 1,49 \text{ MPa / cm}$$

▪ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1,49 \times 4,73 = 7,04 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots C.V)$$

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Puisque les fissurations sont non préjudiciables, aucune vérification n'est admise.

d) **Sur appuis :**

$$M_s = \frac{P_s}{P_u} \times M_u = \frac{20,33}{28,14} \times 4,858 = 3,508 \text{ KN.ml}$$

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,36}{100} = 0,354 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,354 \times 13 = 9,204 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,354 + \sqrt{(0,354)^2 + 9,204} = 2,70 \text{ cm}$$

$$y_1 = 2,70 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = \frac{100 \times 2,70^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (13 - 2,70)^2$$

$$I = 4411,68 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{3,504 \times 10^3}{4411,68} = 0,794 \text{ MPa / cm}$$

▪ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,794 \times 2,70 = 2,14 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \dots\dots\dots \text{C.V)}$$

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Puisque les fissurations sont non préjudiciables, aucune vérification n'est admise.

Les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables .

II.4.3. POUTRE PALIERE

La poutre palière est encadrée aux extrémités dans les poteaux. Elle reprend les charges suivantes : Charges dues à son poids propre.

Charges due aux réactions du palier.

II.4.3.1. Dimensionnement de la poutre palière

- Charge sur la poutre
 - Réaction venant du palier : $R = 32,97 \text{ Kn/ml}$
 - Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ Kn/ml}$

• Combinaison :

$$\text{L'ELUR : } P_u = 1,35 \times G + R \qquad P_u = 1,35 \times 2,25 + 32,97 = 36 \text{ Kn/ml}$$

$$\text{L'ELS : } P_s = G + R \qquad P_s = 2,25 + 32,97 = 35,22 \text{ Kn/ml}$$

• Dimensionnement :

$$15 < P_u = 36 \text{ kN / ml} < 45, \text{ charge moyenne} \Rightarrow m = (12 \div 15).$$

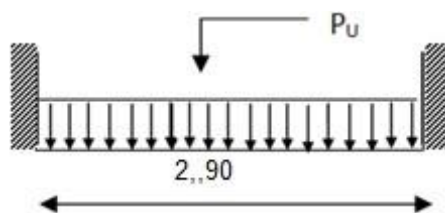


Fig. 3.9: schéma statique de la poutre palier

$$L = 4.75 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{12} \Rightarrow \frac{290}{15} \leq h \leq \frac{2900}{12} \Rightarrow 19.33 \text{ cm} \leq h \leq 24.16 \text{ cm}$$

On prend $h = 30 \text{ cm}$

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow 0,3 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$

Vérification de RPA 2003 :

$$b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

$$h = 35 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

$$h / b = 30/30 = 1 < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v}).$$

II.4.3.2. Ferrailage de poutre palière a L'ELUR

On considère que la poutre palière est encastree dans les deux poteaux de la cage d'escalier .

- **Moment en travée**

$$M_t = \frac{Pu \times L^2}{24} = \frac{36 \times 2,90^2}{24} = 12,61 \text{ KN.m}$$

- **Moment sur appuis**

$$M_a = \frac{Pu \times L^2}{12} = \frac{36 \times 2,90^2}{12} = 25,23 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant

$$V_u = \frac{Pu \times L}{2} = \frac{36 \times 2,3}{2} = 52,2 \text{ KN.m}$$

B) Etat limite de service :

$$\text{Moments aux appuis : } M_a = -\frac{P_s \times l^2}{12} = -\frac{23,91 \times 3,9^2}{12} = -30,30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée : } M_t = \frac{P \times l^2}{24} = \frac{23,91 \times 3,9^2}{24} = 15,15 \text{ KN.m}$$

III.3.3.4. Ferrailage :

On a $M_t = 7,59 \text{ KN.m}$, $M_a = 15,19 \text{ KN.m}$, $V_u = 39,62 \text{ KN}$

- a) **En travée**

- **Les armatures longitudinales**

$b = 30 \text{ cm}$, Acier FeE400 , $c = 3 \text{ cm}$, $d = 27 \text{ cm}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\sigma_b = 14,16 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{12,61 \times 10^3}{14,16 \times 30 \times 27^2} = 0,040 \langle \mu_t = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1 - 2 \times 0,040}}{2} = 0,979$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{12,61 \times 10^3}{348 \times 0,979 \times 27} = 1,370 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \max \left(\frac{bh}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1 / 400 \right) = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_t , A) = 1,37 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_s = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

- b) **sur appuis**

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{25,23 \times 10^3}{14,16 \times 30 \times 27^2} = 0,081 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2 \times 0,081}}{2} = 0,957$$

$$A = \frac{Mt}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{25,23 \times 10^3}{348 \times 0,957 \times 27} = 2,80 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \max \left(\frac{bh}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1 / 400 \right) = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_t , A) = 2,80 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_s = 3T10 / ml = 3,14 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$V_{\max} = 39,62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / b \cdot d = 52,19 \times 10 / 30 \times 27 = 0,644 \text{ Mpa}$$

On a une fissuration peu nuisible

$$\tau_{u'} = \min (0,2 \times 25 / 1,5 ; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,644 \text{ Mpa} < \tau_{u'} = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (Cv)$$

La section minimale d'armature :

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} h/35 = 8,571 \text{ mm} \\ \phi = 10 \text{ mm} \\ b/10 = 30 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = n t \times \left(\pi \times \frac{\sigma_t^2}{4} \right) = 4 \times \left(\pi \times \frac{0,8^2}{4} \right) = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversales :**

Selon RPA 2003 on a dans la zone nodale :

$$S < \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t ; 30 \text{ cm} \right) = 7,5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 7 \text{ cm}$

Dans la zone courante :

$St' \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$ On prend $St' = 15 \text{ cm}$

Il n'y pas de reprise de bétonnage, la fissuration n'est pas préjudiciable, donc

$\tau_0 = 0,3 \times K \times ft28 = 0,3 \times 1 \times 2,1 = 0,63 \text{ MPa}$

- **Condition de non fragilité :**

$\rho_t = \frac{At}{b_0 \times St} = \frac{2,01}{30 \times 15} = 0,004$

$\rho_{min} = \left(\frac{1}{f_e}\right) \times \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = \left(\frac{1}{235}\right) \times \max(1,004; 0,4) = 0,004 \text{ MPa}$

$\rho_{min} \leq \rho_t \dots\dots\dots$ condition vérifiée

II.4.3.3. Vérification à E.L.S :

a) En travée

- **Position de l'axe neutre**

$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s + A'_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$

$A'_s = 0 \longrightarrow b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s) = 0$

- $30 \cdot y^2 + 30 \times 2.26 \times y - 30 \times 27 \times 2.26 = 0$

$30y^2 + 67.8y - 1830.6 = 0 \longrightarrow y = 6,76 \text{ cm}$

- **Le moment d'inertie**

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

$I = \frac{30}{3} \times 6,76^3 + 15 \times 2.26 (27-6,76)^2 \rightarrow I = 16976.55 \text{ cm}^4$

$K = \frac{M_s}{I} = \frac{15.15 \times 10^3}{16976.55} = 0,892 \text{ MPa / cm.}$

- **Vérification des contraintes :**

Béton comprimé $\sigma_b = K \times y = 0,892 \times 6,76 = 6.03 \text{ MPa}$

Armature tendue $\sigma_a = 15 \times K \times (d - y) = 270.81 \text{ MPa}$

$\sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_b = 6.03 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

$\sigma_a = 270.81 \text{ MPa} < \sigma_a = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

b) Sur appuis

- **Position de l'axe neutre**

$b y^2 + 30(A_s + A'_s) \cdot y - 30(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$

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

$30 y^2 + 67,8 y - 1830,6 = 0 \rightarrow y = 9,02 \text{ cm}$

- **Le moment d'inertie**

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

$$I = \frac{30}{3} \times 9.02^3 + 15 \times 2.26 (27-9.02)^2 \rightarrow I = 18297.91 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{14.84 \times 10^3}{18297.91} = 0,812 \text{ MPa / cm}$$

• **Vérification des contraintes :**

Béton comprimé $\sigma_b = K \times y = 0,812 \times 9,02 = 7,32 \text{ MPa}$

Armature tendue $\sigma_a = 15 \times K \times (d - y) = 219 \text{ MPa}$

$\sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_b = 7,32 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

$\sigma_a = 219 \text{ MPa} < \sigma_a = 400 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

III.4. Etude du plancher a corps creux :

III.4.1. définition :

Les planchers sont des surfaces planes horizontales dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils assurent l'isolation thermique et phoniques entre les niveaux de la construction et transmettent les charges du bâtiment aux éléments porteurs. Ils assurent également la protection contre l'incendie.

Notre structure comporte deux types de planchers :

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

➤ Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), De dimensions (20x24x60) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

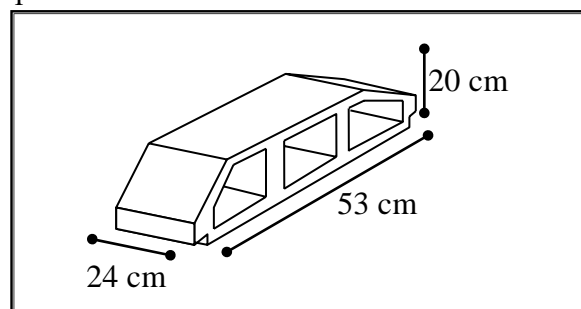


Fig.3.10. Corps Creux

Plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation et administrative parce que le choix de ce type répond aux conditions suivantes:

- Facilité et rapidité d'exécution.
- Economie du coffrage et main d'œuvre.
- Plus légère que la dalle pleine

- Une très bonne isolation phonique.
- Résistance au feu.
- Etude du plancher :

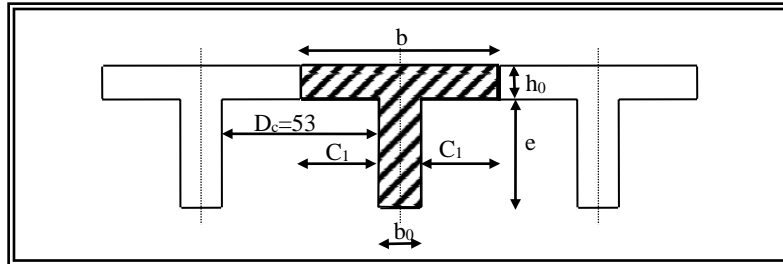


Fig.3.11. Dimensionnement des poutrelles

- Hauteur de la de la poutrelle :

D'après B.A.E.L 99 : La hauteur du plancher et déterminée par la formule suivante :

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

$$\frac{L}{25} = \frac{540}{25} = 21,6cm \leq h \leq \frac{L}{20} = \frac{540}{20} = 27cm$$

On prend $h_t=24cm$

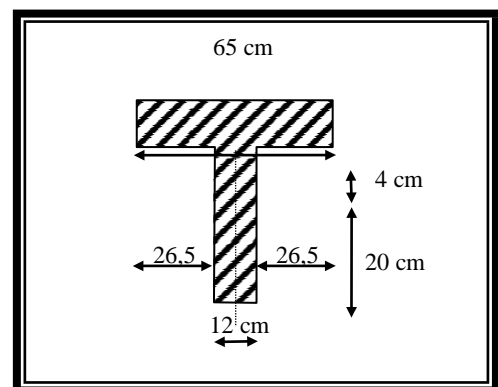
- ✓ L'épaisseur du corps creux : $e = 20cm$.
- ✓ Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = h_t - e = 24-20= 4cm$
- ✓ La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + 2 c_1$ avec : $b_0 = 12 cm$
- ✓ Le corps Creux utilisé pour ce plancher est : $D_C = 53 cm$

$$C \leq \min \left\{ \begin{array}{l} D_C = 53 = 26,5cm \\ \frac{L^2}{L_{max}^2} = \frac{540^2}{540^2} = 54cm \\ \frac{10}{(6;8)} \cdot \frac{10}{h_0} = (6;8) \times 4cm = 24 \text{ à } 32cm \end{array} \right.$$

On prend : $C_1 = 26,5 cm$

D'où $b = 65 cm$

- ✓ Méthode de calcul :



III-3-1-1-Méthode forfaitaire:**III-3-1-1-1- Domaine d'application:**

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées ($Q < 2G$ ou $Q \geq 5000N / m^2$).

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

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;

Les portées successives sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25 ;

La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaisante, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

soit

c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ;

2) M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite, et M_t le moment maximal en travée qui sont pris 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'exploitation $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$

III-3-1-2- Méthode de Caquot :**III-3-1-2-1- Domaine d'application :**

La méthode s'applique essentiellement aux poutres - planchers des constructions industrielles, c'est-à-dire pour des charges d'exploitation élevées : $q > 2g$ ou $q > 5Kn/m^2$.

Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions b, c ou d de la méthode Forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; dièrèse de longueur entre les portées

supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre $g' = 2/3g$ pour le calcul des moments sur appui.

III-3-1-2-2- Principe de la méthode:

La méthode proposée par Albert Caquot tient compte :

de la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.

de l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

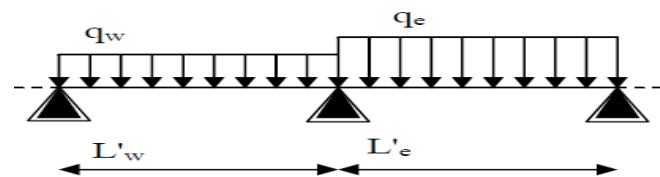
Soit l'appui numéro i d'une poutre continue, entouré par les deux travées ouest (w) et est

(e) de longueurs respectives L_w et L_e ; ces travées supportent :

On calcule les quantites suivantes :

La longueur reduite de chaque travee L' :

- $L' = L$ pour les deux travees de rive,
- $L' = 0.8 L$ pour les travees intermediaires
- Le moment sur l'appui (calculé ici en valeur absolue



Le moment sur l'appui (calculé ici en valeur absolue)

$$M_a = - \frac{P_w l'^3_w + P_e l'^3_e}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

M_a : du aux charges réparties sur les deux travées ;

Avec la convention de signe utilisée, le moment sur appui est évidemment négatif et la valeur algébrique.

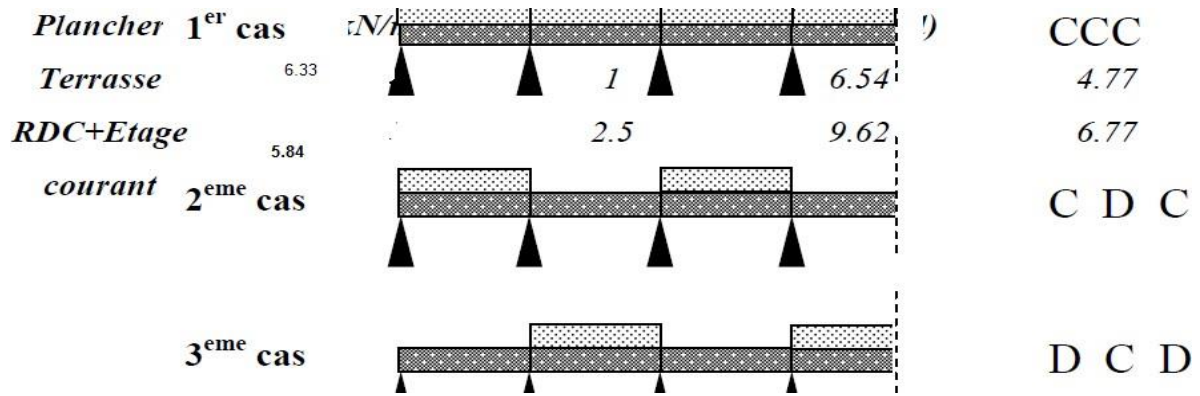


Figure 3.12 Méthode de Caquot

Moment de flexion maximal en travée

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme x_0

L'abscisse a de l'appui gauche (w):

$$X_{MT} (m) = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl}$$

Le moment maximal en travée

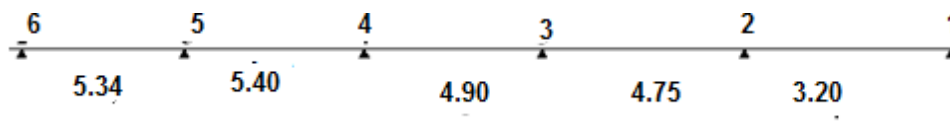
$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

Effort tranchants

M_w

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \cdot L}{2}$$

$$V_e = V_w + qL$$



Vérification

✓ Plancher terrasse :

$$Q_{ter} = 1KN / m^2 < \max(2 \times 6,63;5KN / m^2)$$

$$Q_{ter} = 1KN / m^2 < \max(13,26;5) = 13,26KN / m^2 \dots\dots\dots C.V$$

✓ Etage courant :

$$Q_{et} = 2,5KN / m^2 < \max(2 \times 5,84;5KN / m^2)$$

$$Q_{et} = 2,5KN / m^2 < \max(11,68;5) = 11,68KN / m^2 \dots\dots\dots C.V$$

• Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq \left(\frac{L_{AB}}{L_{BC}} = \frac{475}{320} \right) = 1.48 \leq 1,25 \dots\dots\dots N.V$$

• La fissuration est considérée comme non préjudiciable.....C.V

• **Les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites alors on utilise la méthode de CAQUOT**

III.4.2. Evaluation des charges et Surcharges

➤ Plancher terrasse :

Charge Permanente	$G_T = 6,63 \times 0,65$	4,30 KN/ml
La surcharge	$Q_T = 1 \times 0,65$	0,65 KN/ml
$P_u (E L U R)$	$1,35 G_T + 1,5 Q_T$	7,30KN/ml
$P_s (E L S)$	$1.35G_T$	5,80 KN/ml

Plancher Courant:

Charge Permanente	$G_{EC} b = 5,84 \times 0,65$	3,796 KN/ml.
La surcharge	$Q_{EC} b = 1,5 \times 0,65$	0.975KN/ml.
$P_u (E L U R)$	$1,35 G_{EC} + 1,5 Q_{EC}$	7.56KN/ml.
$P_s (E L S)$	$1.35G_{EC}$	5.12KN/ml.

D’après le tableau, le chargement le plus défavorable est au niveau du plancher courant, donc le calcul des poutrelles se fait pour ce plancher.

II.2.2.4.Détermination des efforts internes :

Nous avons trois types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes sont calculés directement par logiciel sap.

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les schémas ci-après:

-On prend les type etager courant :

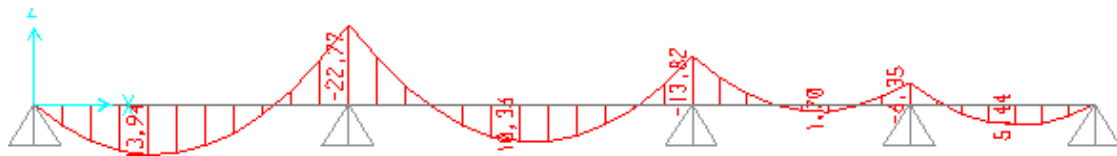


Fig.. Diagramme des moments

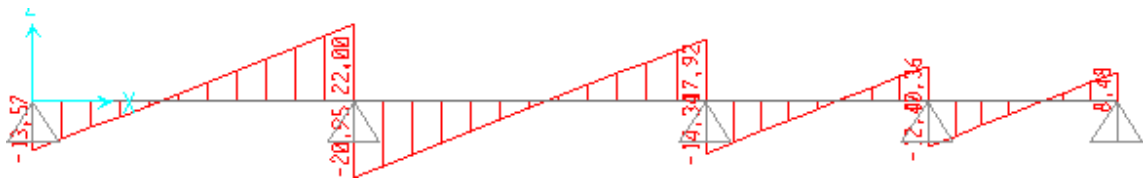


Fig.. Diagramme des Efforts tranchants

Plancher terrasse

Portée L	5.3	5.4	4.90	4.75	3.20	
	4	0				
Portée L'	5.3	4.32	3.92	3.80	3.20	
	4					
G (KN/m ²)	6.33	6.33	6.33	6.33	6.33	
Q (KN/m ²)	1	1	1	1	1	
(1.35G+1.5Q) 0.65	7.30	7.30	7.30	7.30	7.30	
(1.35G) 0.65	5.80	5.80	5.80	5.80	5.80	
M _a CCCCC	0	-6.37	-2.12	-0.59	-2.71	0
XM t max	2.50	2.80	2.49	2.31	1.71	
M _t max	22.93	22.40	20.56	20.25	8.03	
V _w	-18.29	-20.49	-18.19	-16.89	-12.52	
V _e	20.69	18.93	17.58	17.78	10.84	

Tableau III-4 Plancher terrasse cas de l'ELU

Plancher RDC + Plancher courant

Portée L	5.3 4	5.4 0	4.90	4.75	3.20	
Portée L'	5.3 4	4.32	3.92	3.80	3.20	
G (KN/m ²)	5.84	5.84	5.84	5.84	5.84	
Q (KN/m ²)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	
(1.35G+1.5Q) 0.65	7.56	7.56	7.56	7.56	7.56	
(1.35G) 0.65	5.12	5.12	5.12	5.12	5.12	
M _a CCCCC	0	-6.59	-2.20	-0.61	-2.80	0

X _M t max	2.50	2.80	2.49	2.31	1.71
M _t max	23.75	21.26	20.80	19.59	8.32
V _w	- 18.95	-21.12	-18.84	-17.49	-12.97
V _e	21.42	19.70	18.20	18.42	11.22

Tableau III-6 Plancher RDC+ Plancher courant cas de l'ELU**III-3-2-2-3- ELS :**◆ **Plancher terrasse**

Portée L	5.3 4	5.4	4.90	4.75	3.20	
Portée L'	5.3 4	4.32	3.92	3.80	3.20	
G (KN/m ²)	6.33	6.33	6.33	6.33	6.33	
Q (KN/m ²)	1	1	1	1	1	
(G1.35) 0.65	5.80	5.80	5.80	5.80	5.80	
M _a CCCCC	0	-5.06	-1.68	-70.47	-2.15	0
X _M t max	2.50	2.80	2.49	2.31	1.71	

M _t max	18.22	17.11	16.33	15.05	6.38
V _w	-12.95	-17.35	-15.2	-13.40	-11.10
V _e	18.02	13.97	12.30	11.03	10.1

Tableau III-7 Plancher terrasse cas de l'ELS

Portée L	5.3 4	5.4 0	4.90	4.75	3.20	
Portée L'	5.3 4	4.32	3.92	3.80	3.20	
G (KN/m ²)	5.84	5.84	5.84	5.84	5.84	
Q (KN/m ²)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	
(G1.35) 0.65	5.12	5.12	5.12	5.12	5.12	
M _a CCCCC	0	-4.46	-1.49	-0.41	-1.90	0
X M t max	2.50	2.80	2.49	2.31	1.71	
M _t max	16.08	15.71	14.42	13.29	5.63	
V _w	-11.44	-15.08	-13.08	-11.41	-9.14	
V _e	15.90	12.56	12.008	12.91	7.24	

Tableau III-9 Plancher RDC+ Plancher courant cas de l'ELS

Les sollicitations maximum :

ELU								
Terrasse			Courant			RDC		
M _T	M _a	V	M _T	M _a	V	M _T	M _a	V
22.93	-6.37	20.69	23.75	-6.59	21.42	23.75	-6.59	21.42

ELS								
Terrasse			Courant			RDC		
M_T	M_a	V	M_T	M_a	V	M_T	M_a	V
18.22	-506	18.02	16.08	-4.46	15.90	16.08	-4.46	15.90

Tableau III-10 Les sollicitations maximum

III.4.4. Ferrailage :

Ferrailage se fait à (E.L.U.R) :

$$M_u = M \max = \begin{cases} \text{Appuis} = 16.59 \text{ KN.m} \\ \text{Travée} = 23,75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_u = V \max = 21.42 \text{ KN}$$

➤ En travée : $M = 23,75 \text{ KN.m}$

$$h_0 = 4 \text{ cm} \quad d = 216 \text{ cm}$$

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} = \frac{4}{21.6} = 0,185$$

$0,167 \leq \alpha = 0,185 \leq 0,259$ correspondant à un diagramme de déformation passant par pivot A

$$\mu_0 = f_A(\alpha_0)$$

$$\mu_0 = 1,14\alpha_0 - 0,57\alpha_0^2 - 0,07$$

$$\mu_0 = 1,14 \times (0,185) - 0,57 \times (0,185)^2 - 0,07 \rightarrow \mu = 0,121$$

$$M_t = \mu_0 \times b \times d^2 \times \sigma_b = 0,121 \times 65 \times 21.6^2 \times 14,16 \times 10^{-3} = 51,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 23,75 \text{ KN.m} < M_t = 51,96 \text{ KN.m} \rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression}$$

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table $(65 \times 24) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{23,75 \times 10^3}{14,16 \times 65 \times 21.6^2} = 0,055 < \mu_t = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,056 < 0,1$$

Pour déterminer la section des armatures longitudinales on utilise la méthode rapide :

$$A_t = \frac{1,07 \cdot M_t}{\sigma_s \cdot d} = \frac{1,07 \times 23,75 \times 10^3}{348 \times 21.6} = 3,38 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{65 \times 24}{1000}; 0,23 \times 65 \times 21.6 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{ 1,56; 1,69 \} = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

On prend : $A_s = 3T12/\text{ml} = 3,39 \text{ cm}^2$

➤ Sur appui : $M = - 6.59 \text{ KN.m}$

La table est dans la zone tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire

$$(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{6.59 \times 10^3}{14,16 \times 12 \times 21.6^2} = 0,083 < \mu = 0,392 \longrightarrow A'_s = 0$$

$$\beta_u = 0.5 + \sqrt{1 - 2\mu} / 2 = 0,95$$

$$A_s = \frac{M_U}{\sigma_a \cdot \beta_u \cdot d} = \frac{6.59 \times 10^3}{348 \times 0.95 \times 21.6} = 0,922 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b_0 \cdot h}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{12 \times 24}{1000}; 0,23 \times 12 \times 21.6 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{ 0,288; 0,312 \} = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\min}; A_s) = 0,922 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$

III.4.5. Vérification :

III.4.5.1. Vérification a (E.L.U.R) :

a) l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{21.42 \times 10}{12 \times 21,6} = 0,826 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0,826 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ Diamètre des Armatures transversales :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l \min} \right\} = \min \left\{ \frac{240}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right\} = 6,85 \text{ mm}$$

On prend $A_s = 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

✓ Espacement des Armatures transversales (Page 196 BAEL)

$$S_t \leq \min(0,9.d;40cm)$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times 21,6;40cm) = 19,44cm$$

On prend

.....
 S_t = 15cm

✓ Condition de non fragilité :

$$\rho \geq \rho_{t, \min} = \frac{1}{f_e} \max\{\tau_u; 0,4MPa\} \left\{ 2 \right\}$$

$$S_t = \frac{A_t}{b_0 \cdot \rho_T} \longrightarrow \rho_T = \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa \right\}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} = \frac{0,57 \times 235}{12 \times 20} = 0,558MPa \geq \max\left\{ \frac{0,826}{2} = 0,413MPa; 0,4MPa \right\} = 0,413MPa$$

✓ Quantité d'armatures transversale :

$$A_{t, \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 12 = 0,54cm^2$$

$$A_t = 0,57cm^2 > A_{t, \min} = 0,54cm^2 \dots\dots\dots CV$$

b) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Au niveau de l'appui de rive on doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,4 \cdot a \cdot \frac{b_0 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) \dots\dots\dots (page 204 BAEL)$$

$$a' = b - 2 - C = 65 - 2 - 2 = 61cm$$

$$a = \min(61; 19,44) = 19,44cm$$

$$V_u = 21,42KN < 0,4 \times 19,44 \times \frac{12 \times 25}{1,5} \times 10^{-1} = 103,68KN \dots\dots\dots C.V$$

c) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale :

$$A_s \geq \frac{V_u + H_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$H_u = \frac{M_u}{0,9 \cdot d}$$

$$(V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d}) / 348 = (21,42 - \frac{6,59 \times 10^2}{0,9 \times 21,6}) / 348 = -0,035KN < 0$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction donc aucune vérification à faire.

d) Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui :

$$O_{bc.moyen} = \frac{N_u}{B} = \frac{2 \times V_u}{a \times b} = \frac{2 \times 21.42 \times 10}{40 \times 40} = 0,267MPa$$

$$O_{bc.moyen} = 0,227Pa \leq 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,67MPa \dots\dots\dots CV$$

e) Vérification de la liaison de la table de compression à la nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u}{Z} \cdot \frac{c_1}{b} \cdot \frac{1}{h_0}$$

$$Z = 0,9 \times d = 0,9 \times 21.6 = 19,44cm$$

$$c_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5cm$$

$$\tau_u = \left(\frac{21.42 \times 26,5}{19,44 \times 65 \times 4} \right) \times 10 = 1,12MPa$$

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

$$\tau_u = 1,16MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots C.V$$

III.4.5.2. Vérification à (E.L.S) :

- En travée :
- ✓ Moment de service :

$$M_s = \frac{P_s}{P_u} \cdot M_u = \frac{5.12}{7.56} \times 23,75 = 16,08KN.m$$

- ✓ Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b_0 h^2}{2} - 15A_s(d - h_0) = \frac{(65 \times 4^2)}{2} - 15 \times 3.39 \times (21,6 - 4) = -374.96cm^2 < 0$$

$H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve au niveau de nervure donc on à vérifier une section en T

- a) Etat limite de compression du béton :

Y est solution de l'équation du deuxième degré suivante (B.A.BAEL91 modifié 99.page

$$133) b_0 \cdot y^2 + [2 \cdot (b - b_0) h_0 + 30 \cdot (A_s + A'_s)] \cdot y - [(b - b_0) h^2 + 30 \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)] = 0$$

$$A'_s = 0 \longrightarrow b_0 \cdot y^2 + [2 \cdot (b - b_0) h_0 + 30 \cdot A_s] \cdot y - [(b - b_0) h^2 + 30 \cdot d \cdot A_s] = 0 = 0$$

$$12 \cdot y^2 + 525,7 \cdot y - 3044,74 = 0 \longrightarrow y = 5,15cm$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} \cdot b_0 \cdot y_1^3 + \frac{1}{12} \cdot (b-b_0)h_0^3 + (b-b_0)h_0 \left[y - \frac{h}{3} \right]^2 + 15 \left[A_s \cdot (d-y)^2 \right] = 16956,5 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots (\text{page134BAEL})$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{16,83 \times 10^3}{16956,5} = 0,98 \text{ MPa / cm}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,98 \times 5,15 = 5,18 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 5,18 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

Donc les armatures calcules à l'E.L.U.R sont convenables

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

NB : Les fissurations est peu nuisible la vérification pour l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.

• Sur appui :

✓ Moment de service :

$$M_s = \frac{p_s}{p_u} \cdot M_u = \frac{5.121}{7.56} \times 6.59 = 4.46 \text{ KN.m}$$

✓ Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{bh^2}{2} - 15A_s \cdot (d - h_0) = \frac{(65 \times 4^2)}{2} - 15 \times 1.51 \times (21,6 - 4) = 121.36 \text{ cm}^2 < 0$$

a) Etat limite de compression du béton :

Y est solution de l'équation du deuxième degré suivante (.BAEL91 modifié 99.page 133)

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

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

$$12 \cdot y^2 + 469.3 \cdot y - 1826.48 = 0 \longrightarrow y = 3.56 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} \cdot b_0 \cdot y_1^3 + \frac{1}{12} \cdot (b-b_0)h_0^3 + (b-b_0)h_0 \left[y - \frac{h}{3} \right]^2 + 15 \left[A_s \cdot (d-y)^2 \right] = 11731.002 \text{ cm}^4 \dots\dots\dots (\text{page134BAEL})$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{4.46 \times 10^3}{11731.002} = 0,38 \text{ MPa / cm}$$

Contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,38 \times 3.56 = 1.35 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_b = 1.35 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

NB : Les fissurations est peu nuisible la vérification pour l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.

c) L'état limite de déformation :

Pour les poutres de plancher on vérifiee:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{24}{540} = 0,44 > 0,0625 \dots\dots\dots C.N.V$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.51}{12 \times 21.6} = 0,00582 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots C.N.V$$

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

✓ Position du centre de gravite :

$$\sum AY = \frac{b \cdot h \cdot (h - \frac{h_0}{2})}{2} + \frac{b \cdot (h - h_0) \cdot (\frac{h - h_0}{2})}{2} + 15 \cdot A \cdot (h - 2 - \frac{\phi}{2})$$

$$V_1 = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{65 \times 4 \times (\frac{24 - 4}{2}) + 12 \times (\frac{24 - 4}{2}) \times (\frac{24 - 4}{2}) + 15 \times 1.51 \times (24 - 2 - \frac{0,6}{2})}{65 \times 4 + 12 \times (\frac{24 - 4}{2}) + 15 \times 1.51} = 16,47 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 21,6 - 16,47 = 5,12 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{65 \times 4^3}{12} + 65 \times 4 \times (5,12 - 2)^2 + \frac{12 \times 20^3}{12} + 12 \times 20 \times (16,47 - 8)^2 + 15 \times 1.51 \times (5,12 - 2)^2$$

$$I_0 = 28315.91 \text{ cm}^4$$

✓ Evaluation des charges :

- Charge de faible durée $p_i = \left(\frac{Q}{2} \right) \times b = 0,5 \times 0,65 = 0,325 \text{ KN / ml}$

- Charge de longue durée..... $p_v = \left(G + \frac{Q}{2} \right) \times b = (6,63 + 0,5) \times 0,65 = 4,77 \text{ Kn / ml}$

Calculs des moments :

- Moment dû à la charge instantanée ... $M_i = \frac{M_s \times p_i}{p_s} = \frac{4.46 \times 0,325}{5.12} = 0,283 kN.m$

- Moment dû à la charge différée $M_v = \frac{M_s \times p_v}{p_s} = \frac{4.46 \times 4,77}{5.12} = 4.15 kN.m$

Contraintes de traction dans les armatures :

$$K_i = \frac{M_i}{I_0} = \frac{0.283 \times 10^3}{28315.91} = 0,0099$$

$$K_v = \frac{M_v}{I_0} = \frac{4.15 \times 10^3}{28315.91} = 0,146$$

Charge instantanée $\rightarrow \sigma_{si} = 15 \times 0,0099 \times (21,6 - 3.56) = 2.67 MPa$

Charge différée $\rightarrow \sigma_{sv} = 15 \times K_v \times (d - y_2) = 15 \times 0,146 \times (21,6 - 3.56) = 39.50 MPa$

✓ Modules de déformation (page 157
BAEL)

$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 MPa$ Module de déformation instantanée

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,39 MPa$ Module de déformation de longue durée

c) Evaluation des flèches :
(Page 158 BAEL)

• Flèches dues aux charges instantanées :

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{1.51}{21,6 \times 12} = 0,0058$$

$$\lambda_f = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{h_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0087 \times (2 + 3 \times \frac{12}{65})} = 1,08$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{si} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0058 \times 2.67 + 2,1} = -0.69 < 0 \rightarrow \mu = 0$$

✓ L'inertie fissurée

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_f \times \mu} = \frac{1,1 \times 28315.91}{1 + 1,08 \times 0} = 31147.501 cm^4$$

$$f_i = \frac{M \cdot L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} = \frac{4.46 \times 5,40^2 \times 10^7}{10 \times 32164,19 \times 31147.501} = 0,113 cm$$

- Flèches dues aux charges de longue durée :

✓ L'inertie fissurée

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_f \times \mu / \lambda} = \frac{1,1 \times 28315,91}{1 + \lambda_f \times \mu / \lambda} = 31147.501 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M \cdot L^2}{10 \times E_v \times I_{fi}} = \frac{4.46 \times 5,40^2 \times 10^7}{10 \times 10721,39 \times 31147.501} = 0,389 \text{ m}$$

$$f_t = f_i + f_v = 0,113 + 0,389 = 0,502 \text{ cm}$$

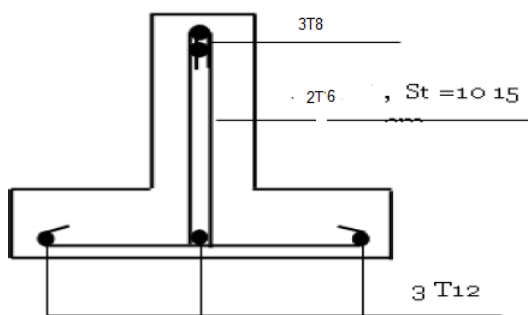
✓ Vérification de la flèche admissible :

La portée L est supérieure de 5 m on a :

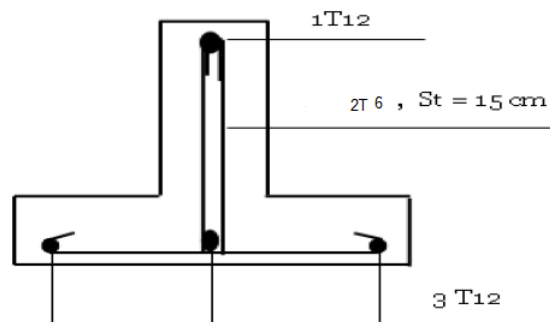
$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 1,08 \text{ cm}$$

$$f_t = 0,502 \text{ cm} < \bar{f} = 1,08 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V$$

Donc les armatures longitudinales calculées à L'ELUR sont convenables.



Sur appuis



En travée

III.4.6. Dalle de compression :

La dalle à une épaisseur de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions de mailles sont satisfaisantes.

➤ La section d'armature satisfait la condition :

$$A \geq \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 0,65 \times 10^2}{500} = 0,52 \text{ m}^2$$

On adopte un treillis soudé de (150x150) de diamètre 6 mm

Schéma ferrailage:

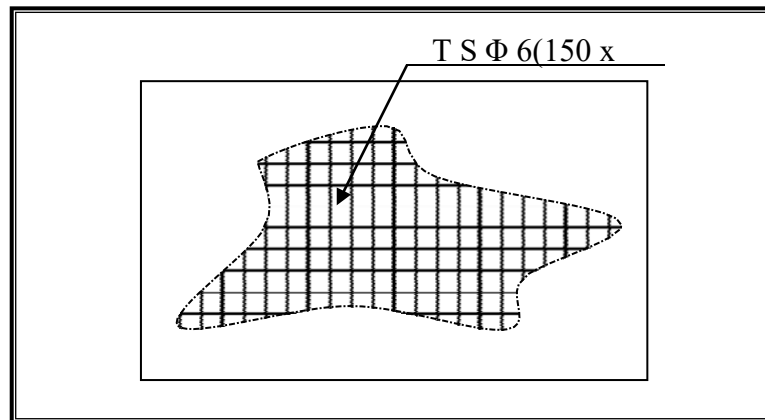


Fig3.13.schéma de ferrailage

II.5. BALCONS :

II.5.1. Introduction

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : dalle sur trois appuis, assimilée à une console de portée de 1,10m.

Le balcon se calcul comme une console soumise à:

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

Le calcul se fera pour une bande de 1m à la flexion simple.

Calcul et vérification épaisseur de la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.450}{4.34} = 0.33 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travail dans un seul sens (sens } L_x) \frac{L}{m} < e > \frac{L}{m}$$

	Dalle dans 1 seul sens		Dalle dans 2 sens	
	simple	continue	simple	continue
m	25-35	30-40	30-40	35-45

$$\frac{434}{35} = 12,4cm \leq e \leq \frac{434}{25} = 17.36 \text{ cm}$$

On prend : h=15 cm

II.5.2. Evaluation des charges :• **Charge permanente sur la dalle :**

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité ($\frac{KN}{m^3}$)	l (m)	Poids ($\frac{KN}{m^2}$)
1	Carrelage	0.02	20	1	0.4
2	Mortier de pose	0.03	20	1	0.6
3	Lit de sable	0.02	18	1	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25	1	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	1	0.2

$$G = 5.31 \text{ KN/ml}$$

• **Charge concentrée du garde-corps :**

-poids de mur (brique creuse 10cm) : $0.1 \times 13 \times 1 = 1.3 \text{ KN/ml}$

-enduit de ciment (e=2cm)..... $2 \times (18 \times 0.02 \times 1) = 0.72 \text{ KN/ml}$

$$G_1 = 2.02 \text{ KN/ml}$$

• **Surcharge d'exploitation :**- **Pour la dalle :**

Selon DTR on prend..... : $Q_{\text{balcon}} = 3.5 \text{ KN/ml}$

- **Pour le garde-corps :**

Selon DTU99 ON prend... : $Q_m = 1 \text{ KN/ml}$

II.5.3. Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bonde de 1m.

• **La dalle :**- **ELUR**

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5 = 12.42 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 12.42 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

$$P_s = G + Q = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 8.81 \text{ KN/ml}$$

• **Le garde-corps**

$$P_{\text{grd}} = 1.35 \cdot G_1 = 1.35 \times 2.02 = 2.727 \text{ KN/ml}$$

$$P_{\text{grd}} = 2.727 \text{ KN/ml}$$

• **Effet de la main courant**

$$M_0 = Q_m \cdot x \cdot h = 1 \times 1 = 1 \text{ KN.m}$$

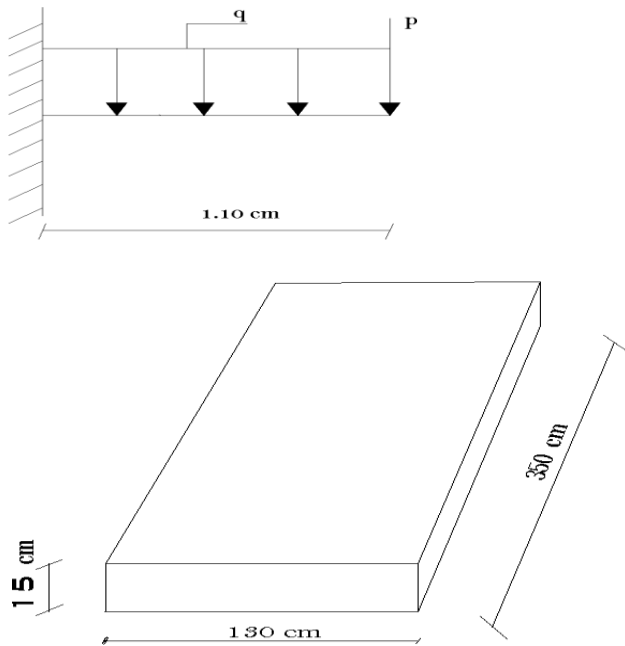


Fig. II.14:schéma statique du balcon

II.5.3.1. Détermination des efforts dans la console :

$$M_u = - \left(P_u \cdot \frac{L^2}{2} + P_{grd} \cdot L + M_0 \right)$$

$$M_u = - \left(12.42 \times \frac{1.45^2}{2} + (2.727 \times 1.45) + 1 \right) = -18.01 \text{ KN.m}$$

$$T_u = P_u \times L + P_{grd} = 12.42 \times 1.45 + 2.727 = 20.73 \text{ KN}$$

II.5.3.2. Ferrailage du balcon :

En considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

- **ELU :**

$M_u = -18.01 \text{ KN.m}$; $b = 100 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$; fissuration préjudiciable.

Puis que : $M_u < 0$; le ferrailage se trouve dans la partie supérieure de la section



$$\mu_u = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{18.01 \times 10^5}{14.17 \times 100 \times 13^2} = 0.075 < \mu_{ul} = 0.392 \Rightarrow \text{pivot A (} A_s' = 0 \text{)}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\beta = 0.5 + 0.5 * \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u} = 0.5 + 0.5 * \sqrt{1 - 2 \times 0.075} = 0.96$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{18.01 \times 10^3}{347.83 \times 0.96 \times 13} = 4.15 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \max\left(\frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}; \frac{b \cdot h}{10^3}\right) = \max\left(\frac{0.23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot 2.1}{400}; \frac{100 \cdot 15}{10^3}\right) = \max(1.57 \text{ cm}^2; 1.5 \text{ cm}^2)$$

$$)= 1.57 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = 4.15 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$ (CV)

$$A_s = 3.43 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } A = 5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement :**

$$e \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{On prend : } e = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 4 \text{ T } 8 = 2.012 \text{ cm}^2$

- **L'espacement :**

$$e \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{On prend : } e = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification a l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{20.73 \cdot 10}{100 \cdot 13} = 0.159 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.159 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C.V)$$

Donc : pas d'armatures transversales.

- **ELS :**

$$M_s = -\left(P_s \cdot \frac{L^2}{2} + G_1 \cdot L + M_0\right)$$

$$M_s = -\left(8.81 \cdot \frac{1.45^2}{2} + (2.02 \cdot 1.45) + 1\right) = -13.19 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -13.19 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre:**

$$D = 15 \cdot \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{5.65}{100} = 0.847 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \cdot 0.847 \cdot 13 = 22.03 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.847 + \sqrt{0.847^2 + 22.03} = 5.61 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 5.61 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} \cdot b \cdot Y_1^3 + 15 \cdot A \cdot (d - Y)^2 = \frac{1}{3} \times 100 \times 5.61^3 + 15 \times 5.65 \times (13 - 5.61)^2 = 10513.65 \text{ cm}^4$$

$$I = 10513.65 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{13.19 \times 10^5}{10513.65} = 1.25 \frac{\text{MPa}}{\text{cm}}$$

- **L'état limite de compression de béton :**

$$\sigma_b = K \cdot Y_1 = 1.25 \times 5.61 = 7.01 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 7.01 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfié.}$$

- **L'état limite d'ouverture des fissures :**

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right] = 201.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K(d - Y_1) = 15 \times 1.25 \times (13 - 5.61) = 138.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 138.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

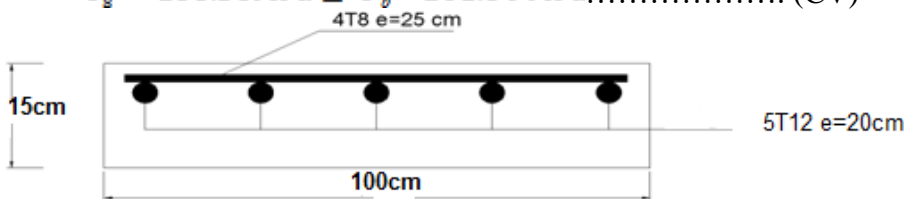


Fig. II.15: Ferrailage du balcon

III.3. Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

III.3.1. Description de l'ascenseur :

Cabine : Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.

Gaine : Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.

Palier : Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.

Cuvette : Partie de la gaine située en contre - bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.

□ **Hauteur libre** : Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.

□ **local des machines** : Local où se trouvent la machine et son appareillage.

III.3.2. Caractéristiques de l'ascenseur: Annexe (4)

Nombre de passagers :

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \text{charge nominale} / 75 = 630 / 75 = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

L = 1.80m: Longueur de l'ascenseur.

L = 1.75 m Largeur de l'ascenseur.

H 220cm: Hauteur de l'ascenseur.

F = 102 KN Charge due à la cuvette.

D = 82 KN Charge due à la salle des machines.

15 : m P KN Charge due à l'ascenseur.

P = 6.3 KN La charge nominale.

V = 1.00m/s : La vitesse.

III.3.3. Etude de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

$$\text{On a : } \sphericalangle Lx = 1.75 \text{ m } ly = 1.80 \text{ m} \Rightarrow \text{ } \circ = 1.75 \times 1.80 = 3.15 \text{ m}^2$$

Soit alors son épaisseur est **e=20cm**.

□ Evaluation des charges et surcharges :

G1 = 25 × 0.2 = 5KN/m : Poids de la dalle en béton armé.

G 2= 25 × 0.05 = 1.1 KN/m : Poids de revêtement en béton.

G= G1 + G2= 6.1 KN/m

G'=Fc/s=32.38KN/m

G total= 6.1 + 32.38 = 38.48 **KN/m** Et Q = 1 KN/m

A. Cas de charge repartie :

A P'ELU

Calcul les sollicitations :

$$P_u = 1,35.G + 1,5.Q = 1,35 \times 38.48 + 1,5 \times 1 = 52.94 \text{ daN/ml}$$

➤ Calcul des efforts :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.75}{1.80} = 0,97 > 0,4 \quad \longrightarrow \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$u_x = 0.0392$$

$$u_y = 0.9322$$

Calcul les sollicitations à ELU

$$M^0_x = L_x^2 \cdot q \cdot u_x$$

$$M^0_x = 0.0392 \cdot 1.75^2 \cdot 52.94 = 6.35$$

$$M^0_y = M^0_x \cdot u_y$$

$$M^0_y = 5.92$$

Calcul les moments réelles

$$M^t_x = 0.85 \cdot M^0_x = 0.85 \cdot 6.35 = 5.39$$

$$M^t_y = 0.85 \cdot M^0_y = 0.85 \cdot 5.92 = 5.032$$

$$M_a = -0.4 \cdot M^t_x = -0.4 \cdot 6.35 = -2.54$$

➤ Calcul des armatures :

1- En travée :

a)- Sens x : $M_x = 5.39 \text{ KN.m}$ $b = 100 \text{ cm}$ $h = 25 \text{ cm}$ $c = 5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5.39 \times 10^3}{14,16 \times 100 \times 20^2} = 0,00951 < \mu_u = 0,392 \Rightarrow A'_x = 0$$

$$A_x = \frac{1,07 \cdot M_{tx}}{d \cdot \sigma_s} = \frac{1,07 \times 5.39 \times 10^3}{20 \times 348} = 0.82 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$\rho_0 = 0,8 \text{ ‰ (FeE 400)}$$

$$A_x \geq \frac{1}{2} \cdot \rho_0 \cdot (3 - \alpha) \cdot b \cdot d = \frac{1 \times 0,8}{2 \times 1000} (3 - 0,97) 100 \times 20 = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 0.82 \text{ cm}^2 \geq 1,864 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition non vérifier.}$$

Donc on prend : $A_x = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

✓ Espacement :

$$e_x \leq \min(3h; 33cm) = 33cm$$

On prend : $e_x = 25cm$

b)-Sens y : $M_y = 5.032KN.m$

$$d_y = d_x - \frac{1}{2}(\Phi_x + \Phi_y) \text{ On suppose qu'on utilise des } \Phi_{10}$$

$$d_y = 19cm$$

$$\mu = \frac{M_y}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{5.032 \times 10^3}{14,16 \times 100 \times 19^2} = 0,0983 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_x = 0$$

$$A_y = \frac{1,07.M_y}{d_y \cdot \sigma_s} = \frac{1,07 \times 5.032 \times 10^3}{19 \times 348} = 0,81cm^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$\rho_0 = 0,8 \text{ ‰ (FeE 400)}$$

$$A_y \geq \frac{0,8 \cdot b \cdot d (3 - \alpha)}{1000 \times 2} = \frac{0,8 \times 100 \times 19(3 - 0,97)}{1000 \times 2} = 1,60cm^2$$

$$A_y = 0,81cm^2 \geq A_{min} = 1,60cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

Donc on prend : $A_y = 4T10 = 3,14cm^2$

✓ Espacement :-

$$e_x \leq \min(3h; 33cm) = 33cm$$

On prend : $e_y = 25cm$

2- sur appui :

$$\mu = \frac{\overline{Ma}}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{2.54 \times 10^3}{14,16 \times 100 \times 20^2} = 0,00448 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_x = 0$$

$$\overline{A_x} = \frac{1,07 \cdot \overline{M_a}}{d_x \cdot \sigma_s} = \frac{1,07 \times 2.54 \times 10^3}{20 \times 348} = 0,39cm^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$\rho_0 = 0,8 \text{ ‰ (FeE 400)}$$

$$A_x \geq \frac{1}{2} \cdot \rho_0 (3 - \alpha) b \cdot d = \frac{1 \times 0,8}{2 \times 1000} (3 - 0,97) 100 \times 20 = 1,62cm^2$$

$$A_x = 1,15cm^2 \geq 1,86cm^2 \dots \dots \dots \text{condition non vérifier.}$$

Donc on prend : $A_{ax} = A_{ay} = 4T10 = 3,14cm^2$

✓ Espacement :

$$e_x = e_y \leq \min(3h; 33cm) = 33cm$$

On prend : $e_x = e_y = 25cm$

III.6.4.2 Condition de cisaillement :

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

$$\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa \right) = 2,66Mpa$$

✓ Calcul de l'effort tranchant :

$$V_1 = \frac{p \cdot L}{2} \left[\frac{L^4}{L^4 + E^4} \right] = \frac{52.94 \times 1.75}{2} \left(\frac{1.75^4}{1.80^4 + 1.75^4} \right) = 21.95KN$$

$$V_2 = \frac{4(M_x + \overline{M_x})}{L_x} = \frac{4(6.35 + 2.54)}{1.75} = 20.20KN$$

$$V_{max} = 20.20KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.95 \times 10}{100 \times 20} = 0,109Mpa$$

$\tau_u = 0,109Mpa < \tau_u = 3,33Mpa$ condition vérifier.

$\tau_u = 0,109 < 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25Mpa$ condition vérifier.

III.6.4.3. Vérification à E.L.S :

$$P_s = G+Q = 38.48+1=39.48KN$$

$$M_s = \frac{P_s}{P_u} M_u$$

1- En travée :

a)-Sens x :

$$M_s = \frac{39.48}{52.945} \cdot 5.39 = 4.01KN.m$$

✓ Position de l'axe neutre:

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

Avec :

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{3,14}{100} = 0,471cm$$

$$E = 2.D.d_x = 2 \times 0,471 \times 20 = 18,84 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 3,89 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{100}{3} (3,89)^3 + 15 \times 3,14(20 - 3,89)^2 = 14186,09 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{4.01 \times 10^3}{14186,09} = 0,28 \text{ Mpa / cm}$$

a)-Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1,089 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 1,089 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U.R dans la travée sont convenables.

a)-Sens y :

$$M = \frac{39.48}{52.94} \cdot 5.032 = 3.75 \text{ KN.m}$$

✓ Position de l'axe neutre:

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

Avec :

$$D = 15 \frac{A}{b} = 15 \cdot \frac{3,14}{100} = 0,471 \text{ cm}$$

$$E = 2.D.d_y = 2 \times 0,471 \times 19 = 17,89 \text{ cm}^2$$

$$y_2 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 3,78 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{100}{3} (3,78)^3 + 15 \times 3,14(19 - 3,78)^2 = 12710,97 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{3.75 \times 10^3}{12710,97} = 0,29 \text{ Mpa / cm}$$

a)-Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1,11 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15Mpa$$

$$\sigma_b = 1,11Mpa < \bar{\sigma}_b = 15Mpa \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U.R dans la travée sont convenables.

2-Sur appui :

$$M = \frac{39.48}{52.94} \cdot 5.032 = 3.75KN.m$$

✓ Position de l'axe neutre :

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

Avec :

$$D = 15 \frac{A}{b} = 0,471cm$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 2 \times 0,471 \times 20 = 18,84cm^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,471 + \sqrt{0,471^2 + 18,84} = 3,89cm$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A(d - y_1)^2 = 14186,09cm^4$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{3.75 \times 10^3}{14186,09} = 0,26Mpa / cm$$

a)-Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 1,029Mpa$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15Mpa$$

$$\sigma_b = 1,029Mpa < \bar{\sigma}_b = 15Mpa \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELUR dans l'appuis sont convenable.

N.B : les fissuration sont peut nuisibles donc aucune vérification à faire pour les armature.

b-)Etat limite de déformation :

$$\frac{h}{L_x} = \frac{0,25}{2,0} = 0,125 > \frac{M_t}{20 \cdot M_0} = \frac{0,75 \cdot M_x}{20 M_x} = 0,031 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

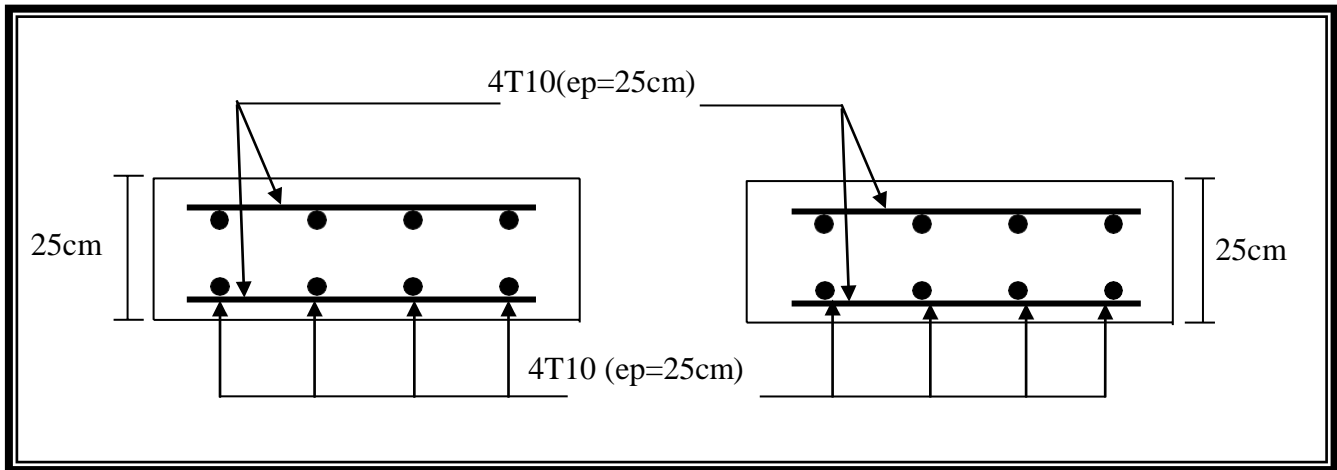
$$\frac{A}{b \times d} = 0,00157 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{L_x} = 0,142 > \frac{1}{22,5} = 0,04 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de Ferrailage

Suivant x



ChapitreIV

Etude dynamique

VI-1-Introduction :

L'analyse dynamique est une étape primordiale dans l'étude des ouvrages de génie civil, surtout si ces derniers sont implantés dans des zones de forte sismicité.

Nous proposons de faire une étude comparative entre les périodes calculées par des formules empiriques proposées par le Règlement Parasismique Algérien 99 et celles données par le logiciel de calcul des structures cype cade.

L'analyse dynamique est basée sur le principe des Vibrations Libres Non Amorties (VLNA), elle permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure. Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat de calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation des masses.

VI-2 -Caractéristiques dynamiques :

$$[M] \left\{ \ddot{X} \right\} + [K] \cdot \{X\} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{X} \right\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{X\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

Les valeurs de $\{X\}$ et $\left\{ \ddot{X} \right\}$ on pour expression :

$$\{X\} = \{A\} \sin(\omega.t + \beta) \dots\dots\dots (2)$$

$$\left\{ \ddot{X} \right\} = -\omega^2 \{A\} \cdot \sin(\omega.t + \beta) \dots\dots\dots (3)$$

En remplaçant (2) et (3) dans (1) on obtient :

$$[K] - \omega^2 \cdot [M] = 0 \dots\dots\dots (4)$$

La résolution de cette équation appelée « caractéristique » permet de déterminer les périodes fréquences et modes propres de la structure.

Les solutions $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$ représentent le mode fondamentale donc :

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \qquad F_i = \frac{1}{T_i}$$

Avec : T_i : en(s) désigne la période de la structure.

F_i : en (Hertz) désigne la fréquence.

T : représente la période de vibration de la structure (en seconde).

T_1 : représente la période fondamentale des modes de vibrations.

Note : Les masses et les centres de gravité de chaque plancher ont été donnés dans le (chapitre VI).

VI-3-Estimation de la période fondamentale de la structure :

D'après l'article 4.2.4 RPA99 la valeur de la période fondamentale est calculée suivant les formules empiriques :

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

- ✓ C_T : coefficient, fonction du système de contreventement ; du type de remplissage et donnée par le tableau (4-6 page 42).

$C_T = 0,050$ (contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé).

- ✓ H_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$H_n = 34.68 \text{ m}$$

$$T = 0,05 \cdot (34.68)^{3/4} = 0,71 \text{ s}$$

Puisque On a une contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T = \frac{0,09 \times H_n}{\sqrt{D}}$$

T : est la période fondamentale du bâtiment

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

Pour $D_x = 32.35 \text{ m}$ (sens longitudinal) : on aura $T_x = \frac{0,09 \times 34.68}{\sqrt{32.35}} = 0,54 \text{ sec}$

Pour $D_y = 31.91 \text{ m}$ (sens transversal) : on aura $T_y = \frac{0,09 \times 34.68}{\sqrt{31.91}} = 0,55 \text{ sec}$

$$T_{\text{RPA}} = \min \left\{ \begin{array}{l} T = C_T h_n^{3/4} \\ T = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D_x}} \end{array} \right.$$

$$T_{x \text{ RPA}} = 1,3 \min(0,54; 0,71) = 0,71 \text{ sec}$$

$$T_{y \text{ RPA}} = 1,3 \min(0,55; 0,71) = 0,71 \text{ sec}$$

Comparons maintenant les périodes obtenues par le SAP 2000 et celles calculées par les formules empiriques.

$$T_{\text{XSAP}} < 1,3 \cdot T_{\text{XRPA}}$$

$$T_{\text{YSAP}} < 1,3 \cdot T_{\text{YRPA}}$$

VI.4. Etude sismique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin

d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. Cette estimation peut être menée par deux méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.

. Généralité sur le logiciel cype cade :

***CYPECAD** est un **logiciel** réalisant le calcul et le dimensionnement des structures en béton armé et métalliques, soumises à des actions horizontales et verticales, pour la construction de logements, de bâtiments et de projets de génie civil*

VI.4.1. Modélisation mathématique:

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

L'étude sismique consiste à étudier le comportement dynamique de la structure sous l'effet du séisme, dans cette analyse, on a opté pour des méthodes numériques beaucoup plus efficaces en utilisant le logiciel (cype cade) qui offre :

- Précision et capacité de calcul.
- Analyse statique et dynamique des structures.
- Rapidité d'exécution.

VI.4.3. Caractéristiques géométriques de la structure :

- ✓ Le centre de masse :

Le centre de masses est le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme)

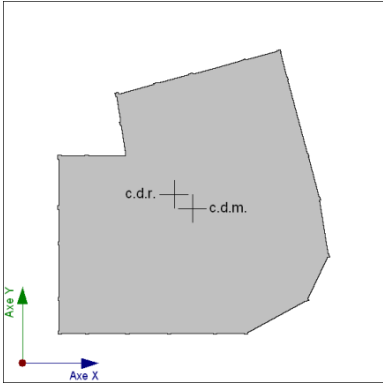
Tous les éléments qui construisent le bâtiment seront pris en considération dans les calculs de centre de masse :

- ✓ Le centre de torsion :

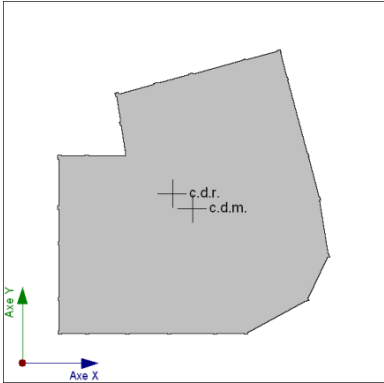
Le centre de torsion si le centre de rigidités des éléments de contreventement du bâtiment- c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux et des poutres. Deux cas de figure peuvent se présenter à nous :

- Le centre de masse et le centre de torsion sont confondus

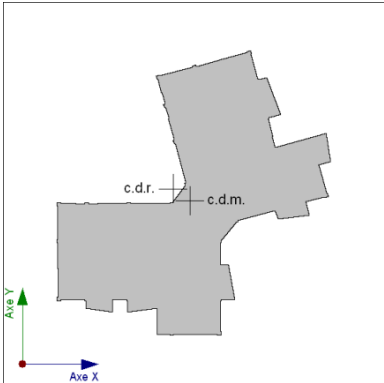
- Le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, alors la structure subie une translation et une rotation



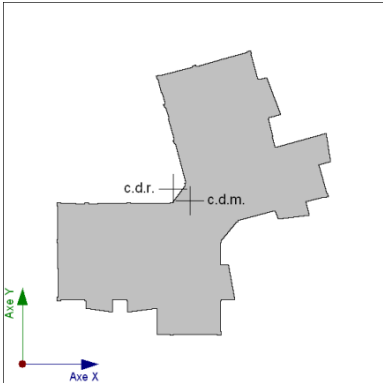
RDC



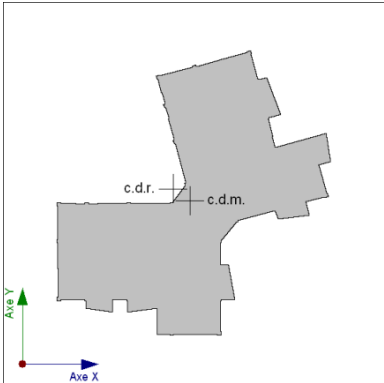
Niveau 1



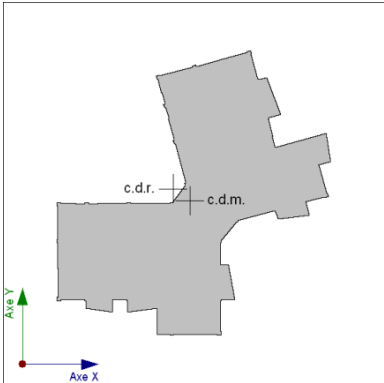
Niveau 2



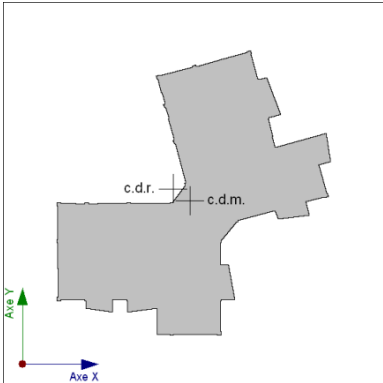
Niveau 3



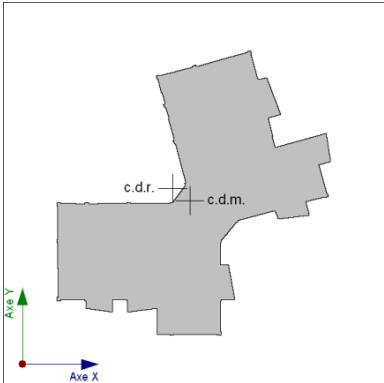
Niveau 4



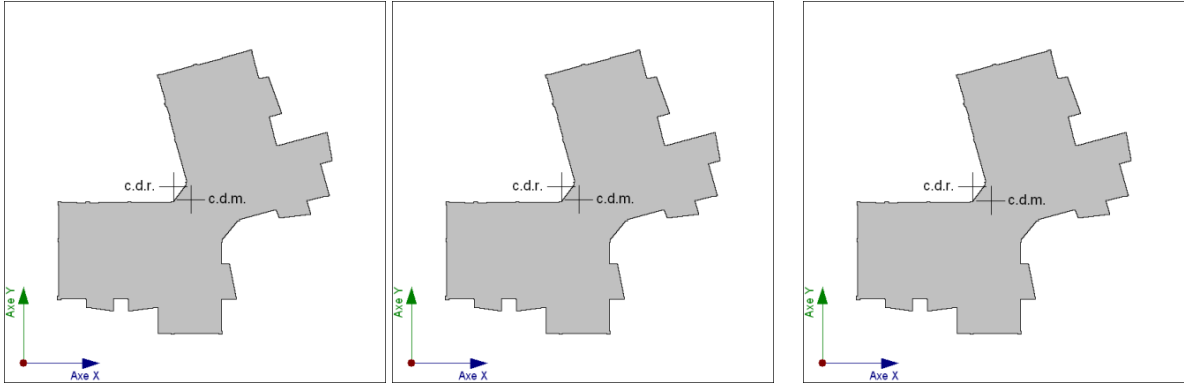
Niveau 5



Niveau 6



Niveau 7



Niveau 8

Niveau 9

Couverture

VI.5. Les dispositions des voiles :

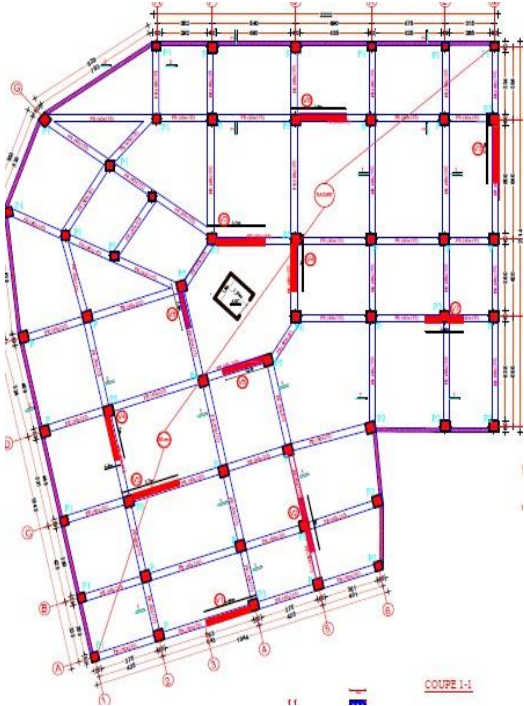


Figure IV- 1: La disposition des voiles entre sol et rdc.

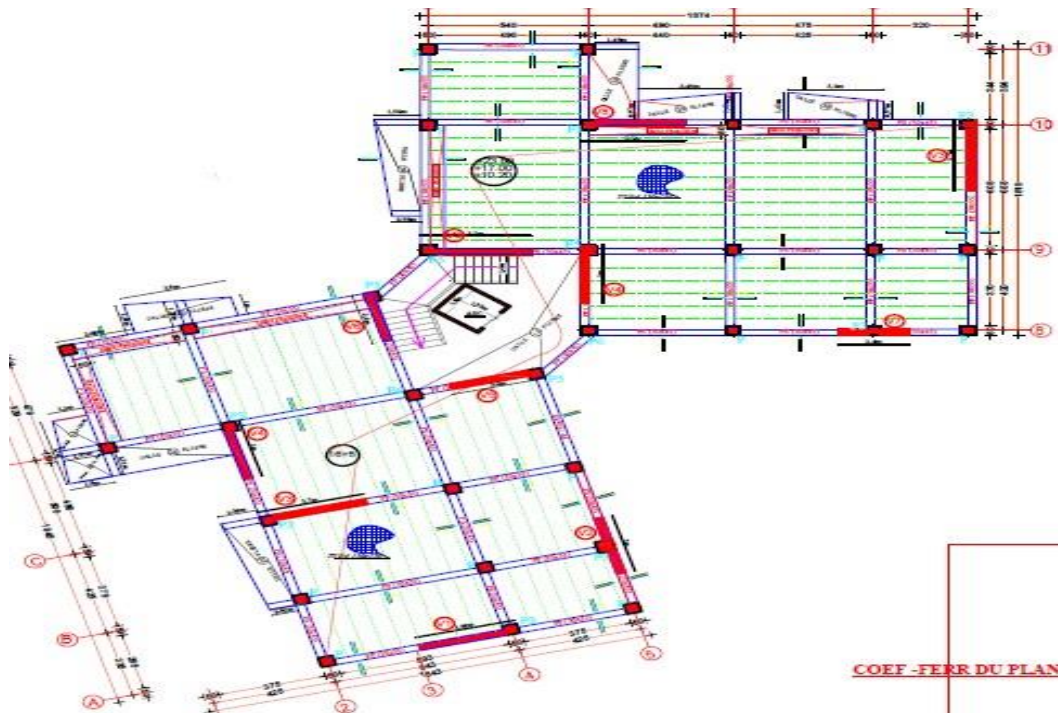


Figure IV-2 : La disposition des voiles étage.

VI.6.1. Calcul de la force sismique totale:..... (RPA99 article 4.2.3)

La force sismique totale (V), appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

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

A : coefficient d'accélération de la zone: donnée par le tableau (4-1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment..... **A=0,2**

D : Facteur d'amplification dynamique moyenne fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale (T) de la structure

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

T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4-7)

page 45 (Site meuble S₃) \Rightarrow **T₂= 0,5 s**

$$T_2 \leq T = 0,71 \leq T_2 = 3\text{sec} \longrightarrow D = 2,5\eta(T_2 / T)^{2/3}$$

η : Facteur de correction d'amortissement.

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

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4-2)

Voiles en béton armé $\Rightarrow \xi = 7\%$

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 0,085}} = 0,88 \geq 0,7$

$D_x = 2,5\eta.(T_2 / T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,88(0,5 / 1,71)^{2/3} = 1,74$

$D_y = 2,5\eta.(T_2 / T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,816(0,5 / 0,71)^{2/3} = 1,74$

R : coefficient de comportement global de la structure sa valeur unique est donnée par le tableau (4-3) en fonction du système de contreventement **R=4**

Q : Facteur de qualité

$Q = 1 + \sum P_q = 1,2 \dots\dots\dots$ **Q= 1,2**

W : Poids total de la structure $\dots\dots\dots$

W=49626.368KN

Séisme X1	$V_{d,X1} \leq 0.80 \cdot V_{s,X}$	4480.974 kN \leq 4139.507 kN
Séisme Y1	$V_{d,Y1} \leq 0.80 \cdot V_{s,Y}$	4096.112 kN \leq 4139.507 kN

.- VI.7coefficients de participation

Mode	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hypothèse X(1)	Hypothèse Y(1)
Mode 1	0.780	0.0179	0.1755	0.9843	0.55 %	52.97 %	R = 4 A = 1.207 m/s ² D = 18.5811 mm	R = 4 A = 1.207 m/s ² D = 18.5811 mm
Mode 2	0.674	0.2473	0.0706	0.9664	54.46 %	4.44 %	R = 4 A = 1.331 m/s ² D = 15.2992 mm	R = 4 A = 1.331 m/s ² D = 15.2992 mm
Mode 3	0.600	0.0419	0.039	0.9984	10.59 %	9.2 %	R = 4 A = 1.437 m/s ² D = 13.1013 mm	R = 4 A = 1.437 m/s ² D = 13.1013 mm
Mode 4	0.226	0.01	0.166	0.9861	0.05 %	13.27 %	R = 4 A = 1.622 m/s ² D = 2.10028 mm	R = 4 A = 1.622 m/s ² D = 2.10028 mm

Mode	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hypothèse X(1)	Hypothèse Y(1)
Mode 5	0.187	0.193	0.0465	0.9801	14.22 %	0.83 %	R = 4 A = 1.622 m/s ² D = 1.44346 mm	R = 4 A = 1.622 m/s ² D = 1.44346 mm
Mode 6	0.168	0.0456	0.0396	0.9982	3.3 %	2.49 %	R = 4 A = 1.622 m/s ² D = 1.15522 mm	R = 4 A = 1.622 m/s ² D = 1.15522 mm
Mode 7	0.112	0.0068	0.1471	0.9891	0.01 %	6.96 %	R = 4 A = 1.833 m/s ² D = 0.58404 mm	R = 4 A = 1.833 m/s ² D = 0.58404 mm
Mode 8	0.091	0.1561	0.0417	0.9869	6.85 %	0.49 %	R = 4 A = 1.951 m/s ² D = 0.40543 mm	R = 4 A = 1.951 m/s ² D = 0.40543 mm
Mode 9	0.080	0.0495	0.0363	0.9981	2.09 %	1.13 %	R = 4 A = 2.01 m/s ² D = 0.32495 mm	R = 4 A = 2.01 m/s ² D = 0.32495 mm
Mode 10	0.068	0.0097	0.178	0.984	0.01 %	3.53 %	R = 4 A = 2.074 m/s ² D = 0.24509 mm	R = 4 A = 2.074 m/s ² D = 0.24509 mm
Mode 11	0.055	0.159	0.045	0.9863	3.16 %	0.25 %	R = 4 A = 2.147 m/s ² D = 0.16603 mm	R = 4 A = 2.147 m/s ² D = 0.16603 mm
Total					95.29 %	95.56 %		

Formule 4.6 du RPA03

$$T = C_T \cdot (h_N)^{\frac{3}{4}}$$

$T_{cal} = 0.90s \leq 1.3T_{sta} = 0.92s$ vérifier.

T: Période de vibration en secondes.

L_x, L_y: Coefficients de participation normalisés dans chaque direction de l'analyse.

L_{gz}: Coefficient de participation normalisé correspondant au degré de liberté rotationnelle.

M_x, M_y: Pourcentage de masse déplacée pour chaque mode dans chaque direction de l'analyse.

R: Relation entre l'accélération de calcul en utilisant la ductilité attribuée à la structure et l'accélération de calcul obtenue sans ductilité.

A: Accélération de calcul, en incluant la ductilité.

D: Coefficient du mode. Équivaut au déplacement maximum du degré de liberté dynamique.

CALCUL DES DEPLACEMENTS INTER ETAGE

Le déplacement max obtenu à partir de la formule suivante :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Le déplacement relatif max entre deux niveaux successifs est obtenu à partir de la formule suivante : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

1-Suivant E_x:

niveau	δ_{ek} (m)	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	1%h _e (m)
1	0,001043	0,004172	0,004172	0,0408
2	0,003199	0,012796	0,008624	0,0374
3	0,006618	0,026472	0,013676	0,0374
4	0,01080	0,04320	0,016728	0,0374
5	0,01550	0,06200	0,01880	0,0374
6	0,02050	0,08200	0,02000	0,0374
7	0,02570	0,10280	0,02080	0,0374
8	0,03080	0,12320	0,02040	0,0374
9	0,03600	0,14400	0,02080	0,0374
Terrasse	0,04070	0,16280	0,01880	0,0374

2-Suivant E_y:

niveau	δ_{ek} (m)	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	1%h _e (m)
1	0,001267	0,005068	0,005068	0,0408
2	0,003956	0,015824	0,010144	0,0374
3	0,007822	0,031288	0,0154640	0,0374
4	0,0125	0,0500	0,0187	0,0374

5	0,0178	0,0712	0,0212	0,0374
6	0,0235	0,0940	0,0228	0,0374
7	0,0293	0,1172	0,0232	0,0374
8	0,0352	0,1408	0,0236	0,0374
9	0,0410	0,1640	0,0232	0,0374
Terrasse	0,0466	0,1864	0,0244	0,0374

IV8. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (RPA99V2003 Art4.2.5)

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 T V$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à $0,7$ secondes.

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0,07TV & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$T_x = 0,71s > 0,7$$

Donc :

$$F_{tx} = 0,07 T_x V_x = 0,07 \times 0,71 \times 2,415 = 0,1200 \text{ KN}$$

$$F_{tx} = 0.1200 \text{ KN} < 0,25 V_x = 0.6037 \text{ KN}$$

$$T_y = 0.71 \text{ s} > 0.7 \text{ s}$$

Donc :

$$F_{ty} = 0,07 T_y V_y = 0.07 \times 0.71 \times 3695.551 = 183.66 \text{ KN}$$

$$F_{ty} = 183.66 \text{ KN} < 0,25 V_y = 923.88 \text{ KN}$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de **V** soit (**V - Ft**) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

Fi : effort horizontal revenant au niveau **i**

hi : niveau de plancher où s'exerce la force **Fi**

hj : niveau de plancher quelconque

Wi, Wj : Poids revenant au planchers **i,j**

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 Les valeurs des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X

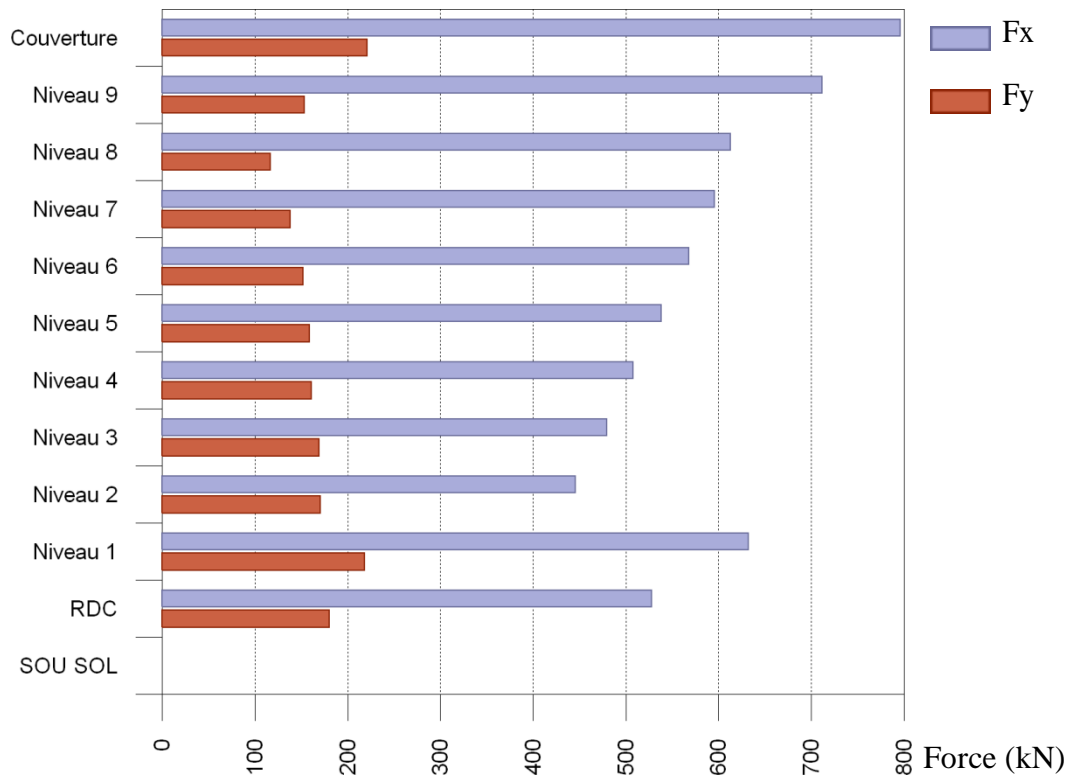
Niveau	$F_{eq,X}$ (kN)	$F_{eq,Y}$ (kN)
Couverture	796.189	221.010
Niveau 9	711.937	152.988
Niveau 8	612.921	116.928
Niveau 7	595.962	138.208
Niveau 6	568.213	152.098
Niveau 5	538.497	158.910
Niveau 4	508.107	160.840
Niveau 3	479.852	169.371
Niveau 2	445.352	170.525
Niveau 1	632.093	218.285
RDC	527.574	180.401
SOU SOL	0.000	0.000

Hypothèse sismique: Séisme Y1

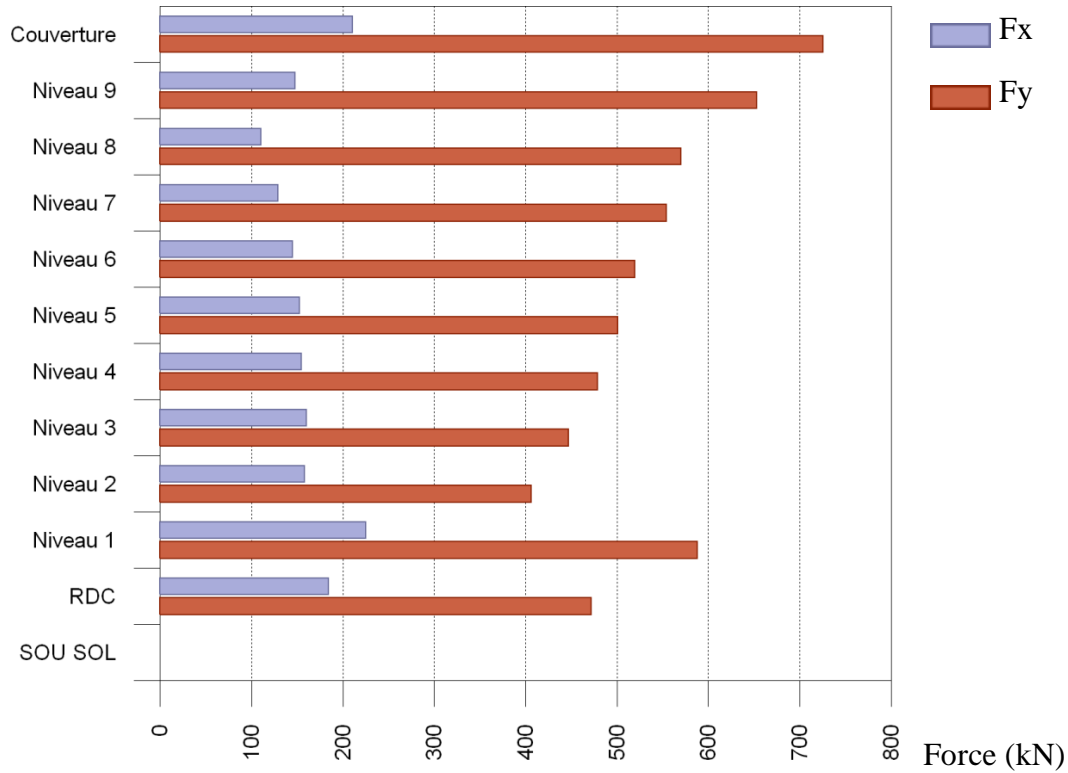
Niveau	$F_{eq,X}$ (kN)	$F_{eq,Y}$ (kN)
Couverture	210.536	725.767
Niveau 9	147.727	652.957
Niveau 8	110.554	570.348
Niveau 7	129.014	553.965
Niveau 6	144.757	519.798
Niveau 5	152.381	501.116
Niveau 4	154.714	478.542
Niveau 3	160.315	447.227
Niveau 2	158.357	405.961
Niveau 1	225.453	588.281
RDC	184.093	471.938
SOU SOL	0.000	0.000

Forces sismiques équivalentes par étage

Hypothèse sismique: Séisme X1



Hypothèse sismique: Séisme Y1



Chapitre V

**Etude des éléments
structuraux**

V.1. Ferrailage des poutres :

V.1.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments de chaînage qui reprennent les forces verticales leur calcul se fait en flexion simple et sollicitées principalement par les forces latérales (solicitation durable et accidentelle), ils doivent avoir des armatures symétriques en travée au moins égale à la moitié

Les sollicitations utilisées pour le calcul sont celles de l'état limite ultime de résistance $1,35G + 1,5Q$ et $G+Q \pm E$. Tandis que les vérifications seront faites à l'état limite de service.

VII.1.2. Principe de calcul :

VII.1.2.1. Calcul de la section d'armatures :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.R) :

A) Armatures longitudinales :

condition de non fragilité (selon B.A.E.L)

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}; 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

1- pour les poutres porteuses : $A_{\min} = 1,65 \text{ cm}^2$

2- pour les poutres non porteuses : $A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2$

✓ condition exigée par RPA99 :

$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h$ (en toute section)

1- pour les poutres porteuses : $A_{\min} = 8,25 \text{ cm}^2$

2- pour les poutres non porteuses : $A_{\min} = 6,75 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h$ (en zone courante)

1- pour les poutres porteuses : $A_{\max} = 66 \text{ cm}^2$

2- pour les poutres non porteuses : $A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$.

$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h$ (en zone de recouvrement)

1- pour les poutres porteuses : $A_{\max} = 99 \text{ cm}^2$.

2- pour les poutres non porteuses : $A_{\max} = 81 \text{ cm}^2$.

La longueur minimale de recouvrement et de : 50ϕ en zone IIb

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être respecté des crochets à 90°

Zone nodal dans les poutres :

$$l' = 2 \times h$$

h : La hauteur de poutre étudiée

$$l' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80\text{cm} \longrightarrow \text{Poutres porteuses}$$

$$l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70\text{cm} \longrightarrow \text{Poutres non porteuses}$$

b/ Armatures transversales :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b.d} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_U = \min \left\{ 0,2.f_{c28}; 5\text{Mpa} \right\} \dots\dots\dots \tau_U < \tau_U$$

✓ Diamètre des armatures transversales

$$\phi \leq \min \left\{ \begin{matrix} h \\ b \\ \phi \end{matrix} \right\}$$

✓ L'espacement:

$$S_t \leq \min(0,9d, 40) \text{cm} = 37.8\text{cm}$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) \text{ en zone nodale } \dots\dots\dots \text{(RPA99 article 7.5.2.2)}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{ en zone courante.}$$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t=0,003.s.b$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

✓ Position de l'axe neutre :

$$b.y^2 + 30.(A_s + A'_s).y - 30(dA_s + d'.A'_s) = 0$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}.b.y^3 + 15.A.(d - y)^2$$

$$K = \frac{M_s}{I}$$

❖ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b = K.y$$

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

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

$$A_{\min} = 1,2cm^2 < A_s = 12,57cm^2 \dots\dots\dots C.V$$

On prend: **A_s=4T20=12.57cm²**

✓ Armatures transversales:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{236,88.10}{30.35} = 2,25Mpa < \bar{\tau}_u = 3,33Mpa \dots\dots\dots C.V$$

$$\phi_t \leq \min(11,4;30;12)mm.$$

On prend : **$\phi_t=8mm$**

$$\phi_t = 8mm \rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 4 \times \frac{3,14 \times 0,08^2}{4} = 2,01cm^2 \dots\dots\dots A_t = 4\phi8 = 2,01cm^2$$

• Espacement minimal :

$$S_t \leq \min(0,9d, 40)cm = \leq \min(0,9 \times 35,50)cm = 31,5cm$$

• Espacement exigé par RPA 99

(Zone nodale). $S_t \leq \min(10;12\phi) = \leq \min(10;12 \times 1,2) = 10cm.$

On prend **S_t= 10 cm**

(Zone courante) $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm$

On prend ; **S_t= 15 cm**

• Quantité d'armatures transversale : (RPA99 article 7.5.2.2)

$$A_{t\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35cm^2$$

$$A_{t\min} = 1,35cm^2 < A_t = 2,01cm^2 \dots\dots\dots CV$$

✓ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:

Au niveau de l'appuis de rive on doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,4.a. \frac{b \times f_c}{\gamma_b}$$

$$a = \min (a' ; 0,9d)$$

$$a' = b - 2 - C = 30 - 2 - 5 = 23 \text{ cm}$$

$$a = \min (23 ; 32,4) = 23cm$$

$$V_u = 236,88KN < 0,4 \times 23 \times \frac{30 \times 25}{1,15} \times 10^{-1} = 600,0KN \dots\dots\dots C.V$$

✓ Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

$$A_s \geq \frac{V_u + H_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$H_u = \frac{M}{0,9.d}$$

$$V_u + \frac{M}{0,9.d} = 236,88 - \frac{215,61 \times 10^2}{0,9 \times 45} = -265,9 < 0$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à aucun effort de traction donc aucune vérification à faire.

b- Calcul à E.L.S :

1-En travée : $A_s = 12.57 \text{ cm}^2$ et $M_s = 107,27 \text{ KN.m}$

✓ Position de l'axe neutre (BAEL91 modifié 99)

$$b.y^2 + 30.(A_s).y - 30(d.A_s) = 0$$

$$30.y^2 + 30.(12.57).y - 30(36 \times 12.57) = 0$$

$$30y^2 + 377.1y - 13575.6 = 0 \longrightarrow y = 15.89 \text{ m}$$

✓ Moment d'inertie : (BAEL91 modifié 99)

$$I = \frac{1}{3}.b.y^3 + 15.[A_s.(d-y)^2]$$

$$I = \frac{1}{3}.30 \times 15.89^3 + 15[12.57(36 - 15.89)^2] = 116372.89 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{107,27 \times 10^3}{116372.89} = 0,92$$

❖ Etat limite de compression du béton (BAEL91 modifié 99)

$$\sigma_b = K.y = 0,92 \times 15.89 = 14,62 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 14,62 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

N.B : comme la fissuration est peu nuisible, la vérification pour l'état d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire σ_s

❖ Etat limite de déformation : (BAEL91 modifié 99)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{540} = 0,074 > 0,0625 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow 0,092 > \frac{0.8M_0}{15M_0} = 0,053 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{9,429}{30.46} = 0,0068 < \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots\dots\dots C.V$$

2- Sur appuie : $A_s = 20.11cm^2$ et $M_s = 151,75KN.m$

✓ Position de l'axe neutre (BAEL91 modifié 99)

$$b.y^2 + 30.(A_s).y - 30(d.A_s) = 0$$

$$30.y^2 + 30.(20.11).y - 30(36 \times 20.11) = 0$$

$$30y^2 + 603.3y - 21718.8 = 0 \longrightarrow y = 18,66cm$$

✓ Moment d'inertie (BAEL91 modifié 99)

$$I = \frac{1}{3} .b.y^3 + 15.[A_s.(d - y)^2]$$

$$I = \frac{1}{3} .30 \times 18,66^3 + 15[20.11(36 - 18,66)^2] = 155672.09cm^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{151,75 \times 10^3}{155672.09} = 0,74$$

❖ Etat limite de compression du béton (BAEL91 modifié 99)

$$\sigma_b = K.y_1 = 0,74 \times 18,44 = 13,80MPa$$

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

$$\sigma_b = 13.80MPa < \overline{\sigma}_b = 15MPa$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables.

N.B : comme la fissuration est peu nuisible, la vérification pour l'état d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire σ_s

Schéma de ferrailage

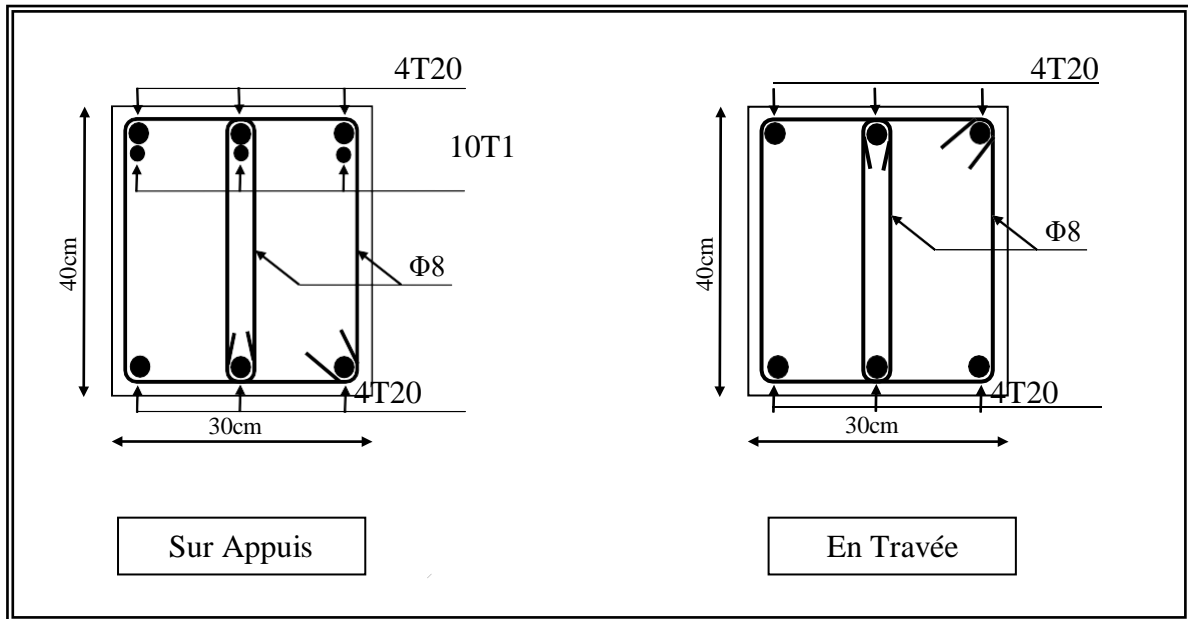


Fig.V.1 Ferrailage de la Poutre porteuse de 9^{ème} étage

Remarque : le ferrailage des poutres se fait par des axes.

VII.1.4. Tableaux de ferrailage des poutres de tous les niveaux :

A- plancher terrasse :

- ✓ Poutre porteuse:30*40

B- Etage courant : (du 2^{ème} étage au 9^{ème} étage)

- ✓ Poutre porteuse:

Axes	travée	M	M _u (KN.m)	A (calculée)	A _{min} BAEL99	A _{min} RPA	Ferrailage
	4.20	M _e	-45,91	2,61	1.65	8.25	3T20
		M _t	28,05	1,58	1.65		3T20
		M _w	-34,85	1,97	1.65		3T20
	6.55	M _e	-140,80	8,40	1.65	8.25	3T20
		M _t	80,84	4,67	1.65		3T20

	3.94	M_w	-125,52	7,43	1.65	8.25	3T20
		M_e	-138,66	8,27	1.65		3T20
		M_t	99,02	5,78	1.65		3T20
		M_w	-137,13	8,17	1.65		3T20
A B C	4.25	M_e	-127,14	7,53	1.65	8.25	3T20
		M_t	80,47	4,65	1.65		3T20
		M_w	-138,89	8,28	1.65		3T20
	6.43	M_e	-138,66	8,27	1.65	8.25	3T20
		M_t	99,02	5,78	1.65		3T20
		M_w	-137,13	8,17	1.65		3T20
	4.25	M_e	69,048	3,97	1.65	8.25	3T20
		M_t	29,12	1,64	1.65		3T20
		M_w	-69,81	4,01	1.65		3T20
E	3.94	M_e	-153,48	9,23	1.65	8.25	3T20
		M_t	146,98	8,80	1.65		3T20
		M_w	-131,80	7,83	1.65		3T20
	3.33	M_e	-56,21	3,38	1.65	8.25	3T20
		M_t	21,30	1,20	1.65		3T20
		M_w	-68,31	3,93	1.65		3T20
	4.60	M_e	-122,08	8,03	1.65	8.25	3T20

		M_t	82,40	5,28	1.65		3T20
		M_w	124,05	8,17	1.65		3T20
H	4.20	M_e	-164,63	9,96	1.65	8.25	3T20
		M_t	108,04	6,33	1.65		3T20
		M_w	-165,75	10,04	1.65		3T20
	3.94	M_e	-151,06	9,07	1.65	8.25	3T20
		M_t	114,03	6,71	1.65		3T20
		M_w	-148,43	8,90	1.65		3T20
G	5.01	M_e	-118,98	7,51	1.65	8.25	3T20
		M_t	54,09	3,40	1.65		3T20
		M_w	91,04	5,89	1.65		3T20
	3.18	M_e	98,90	6,37	1.65	8.25	3T20
		M_t	52,4	3,29	1.65		3T20
		M_w	-116,32	7,62	1.65		3T20
	4.41	M_e	126,52	8,34	1.65	8.25	3T20
		M_t	81,02	5,18	1.65		3T20
		M_w	-133,92	8,81	1.65		3T20

✓ Poutre non porteuse:30*30

Axes	travée	M	M _u (KN.m)	A (calculée)	A _{min} BAEL99	A _{min} RPA	Ferrailage
10	5.40	M _e	-93,32	6,02	1.35	6.75	3T16
		M _t	48,47	3,08	1.35		3T16
		M _w	78,88	5,04	1.35		3T16
	4.75	M _e	-88,40	5,68	1.35	6.75	3T16
		M _t	56,12	3,54	1.35		3T16
		M _w	-78,88	5,04	1.35		3T16
	3.20	M _e	-72,34	4,60	1.35	6.75	3T16
		M _t	51,49	3,23	1.35		3T16
		M _w	-80,40	5,14	1.35		3T16
1.2.9	5.29	M _e	86,38	5,55	1.35	6.75	3T16
		M _t	49,02	3,07	1.35		3T16
		M _w	-102,74	6,67	1.35		3T16
	5.06	M _e	83,56	5,35	1.35	6.75	3T16
		M _t	55,44	3,49	1.35		3T16
		M _w	-92,39	5,95	1.35		3T16
	4.25	M _e	104,82	6,81	1.35	6.75	3T16
		M _t	79,04	5,05	1.35		3T16

	3.35	M_w	-116,97	7,66	1.35	6.75	3T16	
		M_e	81,42	5,21	1.35		3T16	
		M_t	51,04	3,21	1.35		3T16	
		M_w	-92,40	5,96	1.35		3T16	
08	4.90	M_e	103,06	6,69	1.35	6.75	3T16	
		M_t	80,08	5,12	1.35		3T16	
		M_w	-112,07	7,34	1.35		3T16	
	4.75	M_e	93,45	6,03	1.35	6.75	3T16	
		M_t	43,04	2,69	1.35		3T16	
		M_w	78,87	5,04	1.35		3T16	
	3.20	M_e	93,45	6,03	1.35	6.75	3T16	
		M_t	43,04	2,69	1.35		3T16	
		M_w	78,87	5,04	1.35		3T16	
	05	5.06	M_e	-88,62	5,70	1.35	6.75	3T16
			M_t	49,24	3,09	1.35		3T16
			M_w	-90,40	5,82	1.35		3T16
4.25		M_e	86,56	5,56	1.35	6.75	3T16	
		M_t	51,12	3,21	1.35		3T16	
		M_w	-102,95	6,68	1.35		3T16	
3.35		M_e	-90,69	5,81	1.35	6.75	3T16	

		M_t	60,50	3,82	1.35		3T16
		M_w	89,70	5,77	1.35		3T16
07	4.75	M_e	100,97	6,54	1.35	6.75	3T16
		M_t	79,05	5,05	1.35		3T16
		M_w	-111,96	7,81	1.35		3T16
	3.20	M_e	96,04	6,20	1.35	6.75	3T16
		M_t	59,35	3,75	1.35		3T16
		M_w	-102,06	6,62	1.35		3T16
06	4.00	M_e	-87,78	5,64	1.35	6.75	3T16
		M_t	48,06	3,01	1.35		3T16
		M_w	86,57	5,56	1.35		3T16
	3.48	M_e	-101,60	6,59	1.35	6.75	3T16
		M_t	60,50	3,82	1.35		3T16
		M_w	89,70	5,77	1.35		3T16

C- 1^{er} étage et RDC :

✓ Poutre porteuse:

Axes	travée	M	M_u (KN.m)	A (calculée)	A_{min} BAEL99	A_{min} RPA	Ferrailage
L,M K	5.95	M_e	-193,83	11,94	1.65	8.25	3T20+3T16
		M_t	145,22	8,69	1.65		3T20
		M_w	-191,93	11,81	1.65		3T20+3T16

	4.20	M_e	-167,84	10,18	1.65	8.25	3T20+3T16
		M_t	139,94	8,35	1.65		3T20
		M_w	-175,99	10,73	1.65		3T20+3T16
	6.55	M_e	-215,61	13,28	1.65	8.25	3T20+3T16
		M_t	153,4	9,22	1.65		3T20
		M_w	-171,53	10,43	1.65		3T20+3T16
	3.94	M_e	-127,58	7,56	1.65	8.25	3T20
		M_t	98,45	5,74	1.65		3T20
		M_w	-125,27	7,41	1.65		3T20
A B C	4.25	M_e	-164,03	9,93	1.65	8.25	3T20+3T16
		M_t	100,91	5,89	1.65		3T20
		M_w	-184,63	11,31	1.65		3T20+3T16
	6.43	M_e	-197,48	12,20	1.65	8.25	3T20+3T16
		M_t	148,05	8,87	1.65		3T20
		M_w	-201,85	12,50	1.65		3T20+3T16
	4.25	M_e	-158,86	9,58	1.65	8.25	3T20+3T16
		M_t	124,42	7,36	1.65		3T20
		M_w	-166,40	10,08	1.65		3T20+3T16
	4.01	M_e	-158,48	8,38	1.65	8.25	3T20
		M_t	110,21	7,92	1.65		3T20

		M_w	-159,32	8,96	1.65		3T20
E	3.94	M_e	-144,34	8,63	1.65	8.25	3T20
		M_t	107,23	6,28	1.65		3T20
		M_w	-159,01	9,59	1.65		3T20+3T16
	3.33	M_e	-124,4	7,36	1.65	8.25	3T20
		M_t	108,09	6,34	1.65		3T20
		M_w	-123,25	7,28	1.65		3T20
	4.60	M_e	-177,43	10,82	1.65	8.25	3T20+3T16
		M_t	128,01	7,59	1.65		3T20
		M_w	-167,43	10,15	1.65		3T20+3T16
H	4.20	M_e	-164,63	9,96	1.65	8.25	3T20+3T16
		M_t	108,04	6,33	1.65		3T20
		M_w	-165,75	10,04	1.65		3T20+3T16
	3.94	M_e	-151,06	9,07	1.65	8.25	3T20
		M_t	114,03	6,71	1.65		3T20
		M_w	-148,43	8,90	1.65		3T20
G	5.01	M_e	-153,02	8,47	1.65	8.25	3T20
		M_t	112,44	7,52	1.65		3T20
		M_w	-157,82	8,79	1.65		3T20
	3.18	M_e	-124,4	7,36	1.65	8.25	3T20

		M_t	108,09	6,34	1.65		3T20
		M_w	-123,25	7,28	1.65		3T20
	4.41	M_e	-153,69	9,24	1.65	8.25	3T20
		M_t	116,60	6,87	1.65		3T20
		M_w	-151,84	9,65	1.65		3T20

✓ Poutre non porteuse:

Axes	travée	M	M_u (KN.m)	A (calculée)	A_{min} BAEL99	A_{min} RPA	Ferrailage
10.11	3.74	M_e	-85,42	5,48	1.35	6.75	3T16
		M_t	43,56	2,72	1.35		3T16
		M_w	-90,01	5,79	1.35		3T16
	5.40	M_e	-108,45	7,06	1.35	6.75	3T16+2T14
		M_t	64,24	4,07	1.35		3T16
		M_w	-94,59	6,10	1.35		3T16
	4.75	M_e	-88,31	5,68	1.35	6.75	3T16
		M_t	40,87	2,55	1.35		3T16
		M_w	-78,60	5,02	1.35		3T16
	3.20	M_e	-85,54	5,49	1.35	6.75	3T16
		M_t	34,509	2,15	1.35		3T16
		M_w	-83,32	5,34	1.35		3T16

1.2.9	5.29	M_e	-104,23	6,77	1.35	6.75	3T16
		M_t	59,99	3,79	1.35		3T16
		M_w	-109,34	7,12	1.35		3T16
	5.06	M_e	-101,36	6,57	1.35	6.75	3T16
		M_t	54,50	3,43	1.35		3T16
		M_w	-100,03	6,48	1.35		3T16
	4.25	M_e	-91,57	5,90	1.35	6.75	3T16
		M_t	70,87	4,51	1.35		3T16
		M_w	-82,23	5,26	1.35		3T16
	3.35	M_e	-79,04	5,05	1.35	6.75	3T16
		M_t	42,98	2,69	1.35		3T16
		M_w	-93,12	6	1.35		3T16
08	4.90	M_e	-96,88	6,26	1.35	6.75	3T16
		M_t	39,85	2,49	1.35		3T16
		M_w	90,56	5,81	1.35		3T16
	4.75	M_e	-100,23	6,49	1.35	6.75	3T16
		M_t	48,45	3,04	1.35		3T16
		M_w	-92,90	5,99	1.35		3T16
	3.20	M_e	-91,35	5,88	1.35	6.75	3T16
		M_t	43,58	2,72	1.35		3T16

		M_w	-100,01	6,48	1.35		3T16
05	5.06	M_e	109,27	7,12	1.35	6.75	3T16+2T14
		M_t	49,80	3,12	1.35		3T16
		M_w	-103,60	6,73	1.35		3T16
	4.25	M_e	93,78	6,05	1.35	6.75	3T16
		M_t	55,69	3,51	1.35		3T16
		M_w	-100,98	6,54	1.35		3T16
	3.35	M_e	-90,40	5,82	1.35	6.75	3T16
		M_t	42,89	2,68	1.35		3T16
		M_w	74,30	4,73	1.35		3T16
07	4.75	M_e	-85,54	5,49	1.35	6.75	3T16
		M_t	34,509	2,15	1.35		3T16
		M_w	-83,32	5,34	1.35		3T16
	3.20	M_e	-88,42	5,68	1.35	6.75	3T16
		M_t	40,89	2,55	1.35		3T16
		M_w	-92,45	5,96	1.35		3T16
06	4.00	M_e	-96,88	6,26	1.35	6.75	3T16
		M_t	39,85	2,49	1.35		3T16
		M_w	90,56	5,81	1.35		3T16
	3.48	M_e	-91,35	5,88	1.35	6.75	3T16

		M_t	43,58	2,72	1.35		3T16
		M_w	-100,01	6,48	1.35		3T16

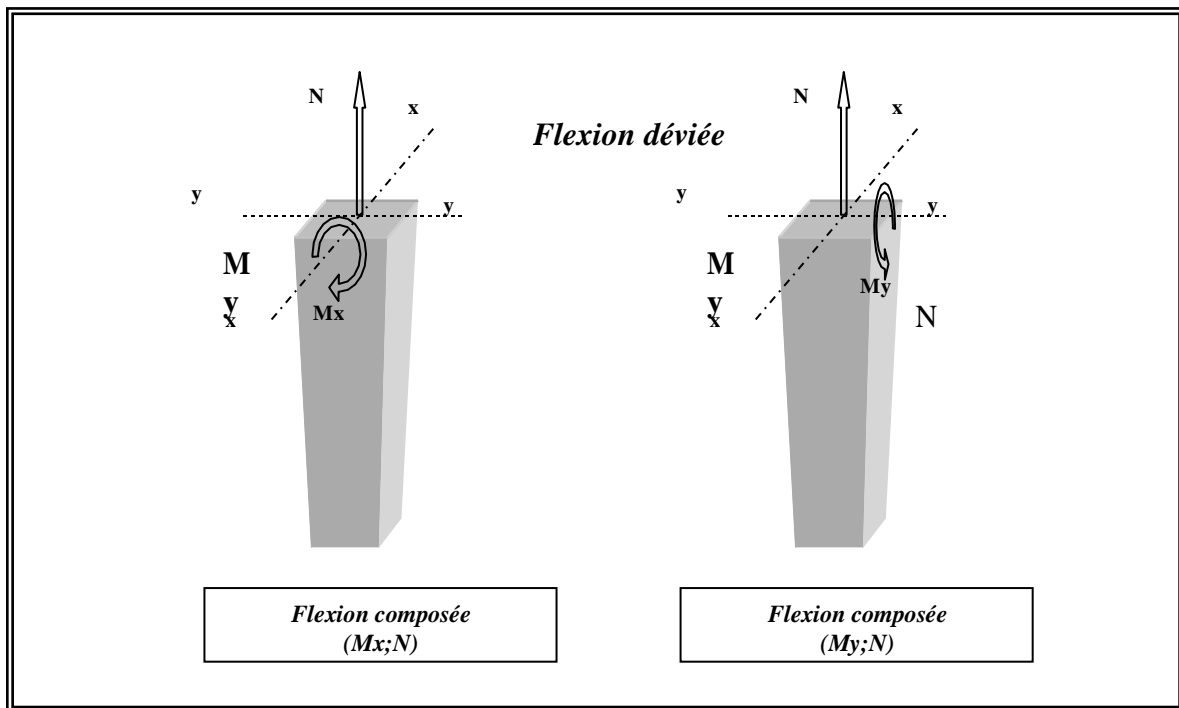
VII.2. Ferrailage des poteaux :

VII.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, sont soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" donc ils sont calculés en flexion composée.

Pour obtenir les efforts internes (N, T, M) nous avons utilisé le logiciel cypecade.

D'après les résultats on prend la combinaison la plus défavorable entre $0,8 G \pm E$ ou $G + Q \pm E$



FigV2. Flexion déviée

VII.2.2. Ferrailage des poteaux :

VII.2.2.1. Exemple de calcul poteau (50x50) cm² :

a/Armatures longitudinales :

✓ Vérification:(BAEL91 modifié 99)

$$A_{min} = \max \{4.u; 0,002.B\} \leq A_s \leq A_{max} = 0,05 \times B$$

u : périmètre de la section en mètre .

B : section de poteau.

✓ condition de non fragilité (BAEL91 modifié 99)

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{50 \times 50}{1000}; 0,23 \times 50 \times 45 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{ 2,5; 2,71 \} = 2,71 \text{ cm}^2$$

- condition exigée par (RPA99 article 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets :

Leur pourcentage minimal sera vérifié :

0,9% en zone III

$$A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

Leur pourcentage maximal sera de :

4% en zone courante

$$A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

6% en zone de recouvrement

$$A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimal de recouvrement est de 50ϕ en zone IIb

La distance entre les barres verticales dans une face du Poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III .

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales

$$h = \max \left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \right) = \max \left(\frac{3}{6}; 60; 60; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

b/ Armatures transversales : (RPA99 article 7.4.2.2)

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h₁ : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ,il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

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

t : est l'espacement des armatures transversales

✓ Dans la zone nodale :

t ≤ 10 cm. en zone IIb

✓ Dans la zone courante :

$t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1)$ en zone IIb

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \cdot \phi$ minimum.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là ou les circonstances s’y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud

✓ Sollicitations normales :

On limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d’ensemble dues aux séismes, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

✓ Sollicitations tangentes :

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

Où ρ_d est égal à 0,075 si l’élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire

❖ Sollicitation de calcul :

Les sollicitations prises pour le calcul du ferrailage des différents cas de chargement possible sont résumées dans le Tableau suivant

Poteaux	Cas	M (KN.m)	N (KN)	combinaison
Pot 50x50	$M_{33\max} \text{---} N_{\text{cor}}$	78.08	344	G+Q+Ex
	$M_{33\min} \text{---} N_{\text{cor}}$	-72.94	489.1	G+Q-Ex
	$M_{22\max} \text{---} N_{\text{cor}}$	111.76	1575.1	G+Q+Ey
	$M_{22\min} \text{---} N_{\text{cor}}$	72.21	1600.4	G+Q-Ey
	N_{\max}		2089.1	

❖ Sollicitations normales :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_c} = \frac{2089.1}{0,5 \times 0,5 \times 25 \times 10^3} = 0,3 \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Méthode de calcul selon BAEL 99 :

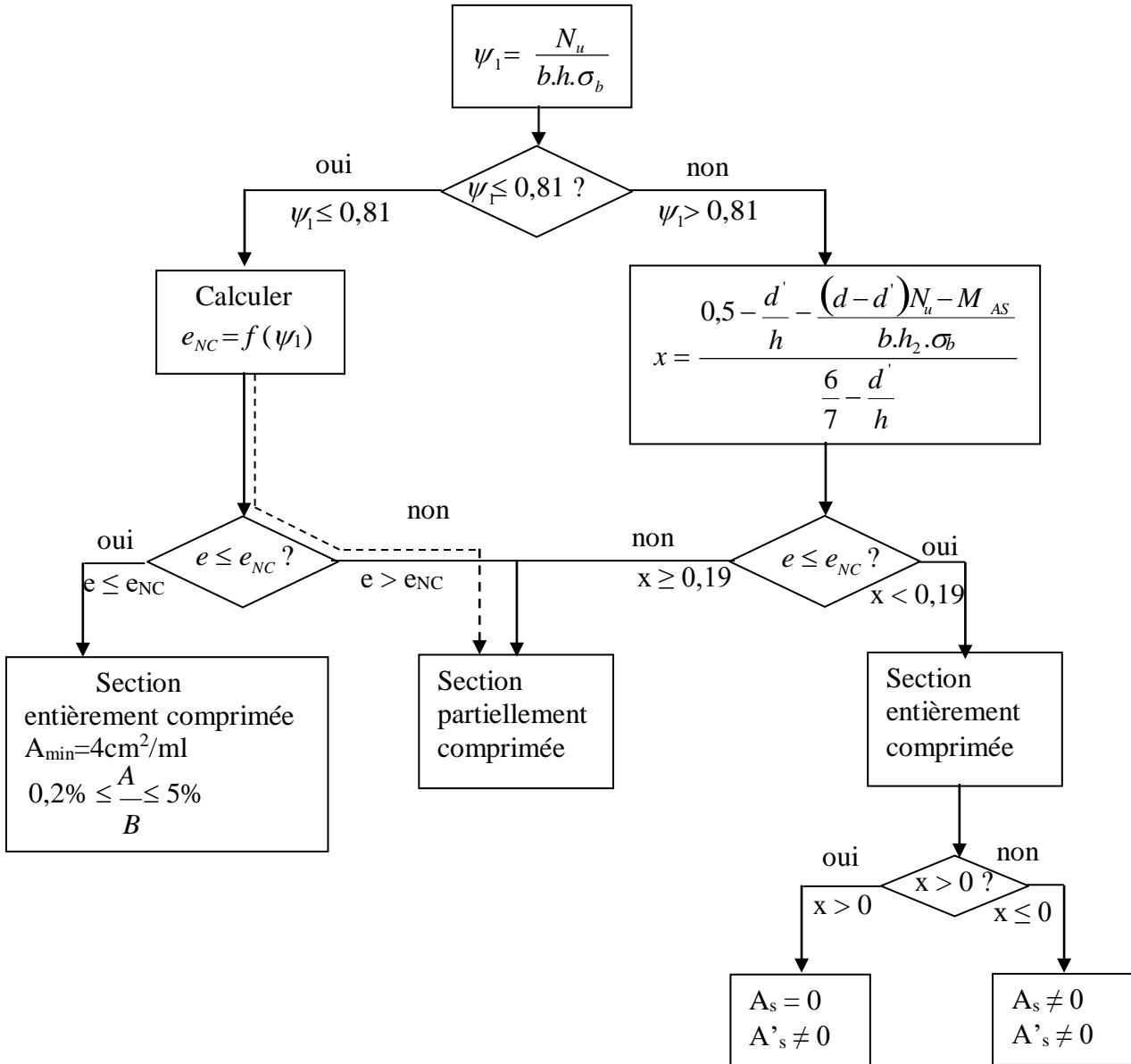


Figure V.3. Organigramme de calcul des section rectangulaire en flexion composée.

V.2.2.1.1. Ferrailage à E.L.U de stabilité de forme :

➤ Suivent X :

a/Armatures longitudinales:

La section (bxh)= (50x50) cm²

M_{22min} =111.76KN.m

N_{cor} =1575.1KN

G+Q-Ey6

- ✓ Calcul de l'excentricité (BAEL91 modifié 99)

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

e_1 : excentricité du 1^{ère} ordre $e_1 = Mu/Nu$

e_2 : excentricité du 2^{ème} ordre due au flambement.

e_a : excentricité accidentelle.

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{111.76}{1575.1} = 7.09 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l^2}{10000.h} (2 + \alpha\phi)$$

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 340 = 238 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0,784 \quad M_i = 0$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3(238)^2}{10^4.(50)} (2 + 0,784 \times 2) = 1,20 \text{ cm}$$

$$e_2 = 1,46 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}) = \max(2 \text{ cm}; \frac{340}{250} = 1,49) = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } e_0 = 7.09 + 1,2 + 2 = 10.27 \text{ cm}$$

- ✓ Calcul du coefficient de remplissage..... (BAEL91 modifié 99)

$$\psi_1 = \frac{N}{N_{b \max}} = \frac{N}{b.h.\sigma_b} = \frac{1575.5 \times 10}{50 \times 50 \times 18,48} = 0,034$$

$$\psi_1 = 0,034 < 0,81$$

- ✓ Détermination l'excentricité critique relative ξ :

$$\psi_1 = 0,034 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = 0,165$$

- ✓ Calcul e_{NC} (BAEL91 modifié 99)

$$e_{NC} = \xi.h = 0,165 \times 50 = 8.25 \text{ cm}$$

$$e_0 = 10.27 \text{ cm} > e_{NC} = 8.25 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

Remarque :

Tout problème en flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple avec un moment fictif.

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}}$$

Avec:

A_s : section d'armature tendue en flexion composée

$A_{s \text{ fictif}}$: section d'armature comprimée en flexion composée

$$M = M_1 + \frac{N}{50} \left[\frac{h}{2} + d - \frac{h}{2} \right]$$

$$M_1 = 1575.1 \left[10.27 + 45 - \frac{50}{2} \right] 10 = 476.78 \text{ KN.m}$$

M_1 : moment par rapport aux armatures tendues

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{476.78 \times 10^3}{18.48 \times 50 \times 45^2} = 0,254 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,254 < 0,186 \rightarrow A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_s}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,254} = 0,298$$

$$A_{s \text{ fictif}} = 0,298 \times 50 \times 45 \times \frac{18,48}{400} = 31.03 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}} = 16,85 - \frac{1575.78 \times 10}{400} = -8.34 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifié 99})$$

• Vérification des RPA99:

N.B : puisque le séisme change la direction on a ferrillé le poteau symétriquement et sous les efforts maximum (M,N).

$$A_s = 0 - 8.34 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 20 \text{ cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} A_{\max} = 100 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{zone courante} \\ A_{\max} = 150 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

On prend : **$A_s = 12T16 = 24.14 \text{ cm}^2$**

✓ Condition de non fragilité (B.A.BAEL91 modifié 99, page 175)

$$A_{\min} = 2,7 \text{ cm}^2 < A_s = 24.14 \text{ cm}^2$$

➤ Suivent Y :

a/Armatures longitudinales:

La section (bxh)= (50x50) cm²

$$M_{33\max} = 78.08 \text{ KN.m} \qquad N_{\text{cor}} = -344 \text{ KN} \qquad G+Q+Ex$$

✓ Calcul de l'excentricité (BAEL91 modifié 99)

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

e_1 : excentricité du 1^{ere} ordre $e_1 = Mu/Nu$

e_2 : excentricité du 2^{eme} ordre due au flambement.

ea : excentricité accidentelle.

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{78.08}{344} = 22.69$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000.h}(2 + \alpha\phi)$$

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 340 = 238cm$$

$$\alpha = 0,785 \quad M_i = 0$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3(238)^2}{10^4.(50)}(2 + 0,785 \times 2) = 1,2cm$$

$$e_2 = 1,46cm$$

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{374}{250} = 1,46) = 2cm$$

Donc : $e_0 = 22.69 + 1,20 + 2 = 25.89cm$

✓ Calcul du coefficient de remplissage :(BAEL91 modifié 99)

$$\psi_1 = \frac{N}{N_{b \max}} = \frac{N}{b.h.\sigma_b} = \frac{344 \times 10}{50 \times 50 \times 18,48} = 0,0744$$

$$\psi_1 = 0,0744 < 0,81$$

✓ Détermination l'excentricité critique relative ξ :

$$\psi_1 = 0,042 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{-12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{-12\psi_1})} = 0,178$$

✓ Calcul e_{NC}(BAEL91 modifié 99)

$$e_{NC} = \xi.h = 0,178 \times 50 = 8,787cm$$

$$e_0 = 127,66cm > e_{NC} = 8,787cm \quad \longrightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

Remarque :

Tout problème en flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple avec un moment fictif.

$$A_s = A_{s \text{ fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}}$$

Avec:

A_S : section d'armature tendue en flexion composée

$A_{S \text{ fictif}}$: section d'armature comprimée en flexion composée.

$$M_1 = M + N \left[d - \frac{h}{2} \right] = N_u \left[e_0 + d - \frac{h}{2} \right]$$

$$M_1 = 344 \left[22.69 + 45 - \frac{50}{2} \right] 10^{-2} = 157.861 \text{ KN.m}$$

M₁: moment par rapport aux armatures tendues

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{157.864 \times 10^3}{18.48 \times 50 \times 45^2} = 0,084 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0878 < 0,186 \rightarrow A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_s}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,084} = 0,0878$$

$$A_{s \text{ .fictif}} = 0,0878 \times 50 \times 45 \times \frac{18,48}{400} = 9.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s \text{ .fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}} = 9.13 - \frac{344 \times 10}{400} = 0.53 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots(\text{BAEL91 modifié 99})$$

• Vérification des RPA99:

N.B : puisque le séisme change la direction on a ferrillé le poteau symétriquement et sous les efforts maximum (M,N).

$$A_s = 0.53 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 20 \text{ cm}^2 < \begin{cases} A_{\max} = 100 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{zone courante} \\ A_{\max} = 150 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{zone de recouvrement} \end{cases}$$

On prend : **A_s = 12T16 = 24.14 cm²**

✓ Condition de non fragilité (B.A.BAEL91 modifié 99)

$$A_{\min} = 2,7 \text{ cm}^2 < A_s = 24.14 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement :

$$50\phi = 50 \times 20 \text{ mm} = 1000 \text{ mm} = 1 \text{ m}$$

✓ L'espacement :

La distance entre les barres verticales dans une face du Poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone IIb .

b/ Armatures transversales : (BAEL91 modifié 99)

On choisi : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 4 \times \frac{3,14 \times 0,08^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

✓ L'espacement:

- Dans la zone nodale: $t \leq 10cm$
- Dans la zone courante : $t \leq \min(\frac{50}{2}; \frac{50}{2}; 10 \times 2) = 20cm$ en zone IIb

On prend $t = 15 cm$

➤ Vérification des RPA99:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V}{h_t \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 3,40}{0,50} = 4.76 \longrightarrow \rho = 2,5$$

$$A_t = \frac{\rho \cdot V \cdot t}{h_t \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 136,37 \times 10}{50 \times 235} = 0,290cm^2$$

$$A_t = 0,290cm^2 < 2,01cm^2 \dots\dots\dots C.V$$

➤ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :

$$\frac{A_t}{t \times b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \longrightarrow \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

$$\text{Dans notre cas : } \lambda_g = 5,24 \longrightarrow \frac{A_t}{t \times b} = 0,3\%$$

✓ Sollicitations tangentes :

$$\bar{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875MPa$$

$$\tau_b = 0,3 \times f_{t28} \times k = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63MPa \quad (K=1 \text{ Sans reprise de bétonnage})$$

$$\bar{\tau}_b = 0,63 < \tau_b = 1,875MPa \dots\dots\dots C.V$$

VIII.2.2.1.2. Vérification à E.L.S:

$$M_s = 235.95KN.m \qquad N_s = 582.03KN$$

✓ Excentricité:

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{235.95}{582.03} = 40.53cm$$

$$e_0 = 7,68cm < \frac{h}{2} - C = \frac{50}{2} - 4 = 21cm \longrightarrow \text{la section est entièrement comprimée.}$$

Vérification d'une section entièrement comprimée (BAEL91 révisées 99)

$$S = b.h + 15 \left(\frac{A_s + A'_s}{h - d'} - A_s \left(\frac{d - h}{2} \right) \right) = 50 \times 50 + 15 \times 24.14 = 2862.1 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \cdot \frac{\left(\frac{A_s + A'_s}{h - d'} - A_s \left(\frac{d - h}{2} \right) \right)}{b.h + 15 \left(\frac{A_s + A'_s}{h - d'} - A_s \left(\frac{d - h}{2} \right) \right)} = 15 \cdot \frac{24.14 \left(45 - \frac{50}{2} \right)}{50 \times 50 + 15 \times 24.14} = -2.53 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} + b.h.X_G^2 + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A'_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

$$I = \frac{50 \times 50^3}{12} + 50 \times 50 \times (-2.53)^2 + 15 \left[24.14 \left(45 - \frac{50}{2} + (-2.53) \right)^2 \right] = 647348.82 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des contraintes :

a- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{b \text{ sup}} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{b \text{ sup}} = \frac{582.03 \times 10}{2862.19} + \frac{582.03 \times (40.53 + \frac{50}{2} + 2.53)}{647348.82 \times 10^{-1}} = 12.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b \text{ inf}} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{b \text{ inf}} = \frac{582.03}{2862.1} - \frac{582.03 \times (40.53 + \frac{50}{2} + 2.53)}{647348.82 \times 10^{-1}} = -8.62 \text{ Pa}$$

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b \text{ max}} = 12.68 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \rightarrow (C.V)$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R sont convenables

NB : La fissuration est peu nuisible la vérification pour l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.

Le ferrailage des différent cas de sections des poteaux est englobé dans le tableau suivant :

Poteaux	Cas	M (KN.m)	N (KN)	Acm ²	A BAEL	A RPA	A choisi cm ²
55x55	M _{33max} ___N _{cor}	255,44	-332,96	7,97	8,8	24.2	12T16+4T14
	M _{33min} ___N _{cor}	-251,47	-1057,71	0,00	8,8	24.2	
	M _{22max} ___N _{cor}	225,14	507,87	4,28	8,8	24.4	
	M _{22min} ___N _{cor}	-226,13	-1285,94	0,00	8,8	24.4	
	N _{max}	-2267,02					
60x60	M _{33max} ___N _{cor}	84.2	1222.9	0,00	9,6	28.8	15T16 (30.17)
	M _{33min} ___N _{cor}	66.6	962.2	8,41	9,6	28.8	
	M _{22max} ___N _{cor}	51.16	282.8	0.00	9,6	28.8	
	M _{22min} ___N _{cor}	12.64	14.7	0,00	9,6	28.8	
	N _{max}	2712.4					

Remarque : comme certains poteaux n'ont pas vérifiés la condition de la compression dans le RDC on a augmenté la section de ces poteaux de (60x60)

V.2.2.2. Calcul poteau du sous sol (60x60) cm² :

V.2.2.2.1. Ferrailage à E.L.U de stabilité de forme :

✓ Armatures longitudinales:

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donnée par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré (B_r= (a-2) (b-2)) cm²

α: Coefficient dépendant de l'élançement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement.

i: Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

B : Section du poteau ($B=a \times b$).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.

La longueur de flambement $L_f=0,7l_0$.

La section réduite $B_r=(a-0,02)^2 [m^2]$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal (les valeurs tirées du Chapitre II).

$N_u(1SS) = 2712.4 kN$

b. Calcul du ferrailage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17.32 cm$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 2,45 \cdot 10^2}{17.32} = 9.90 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,83$
- $B_r = (60 - 2)^2 = 3364 cm^2$

D'où :

Poteaux	$N_U (KN)$	A_{cm^2}	A BAEL	A RPA	A choisi cm^2
1SS	2712.4	0,00	10,4	28..8	15T16

✓ Armatures transversales :

On choisi : $\phi_t = 10mm$

$\phi_t = 10mm \rightarrow A_t = m_t \times a_t = m_t \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 4 \times \frac{3,14 \times 0,1^2}{4} = 3,14 cm^2 \dots \dots \dots A_t = 4\phi 8 = 3,1 m^2$

✓ L'espacement:

- **Dans la zone nodale:** $t \leq 10cm$
- **Dans la zone courante :** $t' \leq \min\left(\frac{60}{2}; \frac{60}{2}; 10 \times 2\right) = 20cm$ en zone IIb

On prend $t = 15 cm$

VIII.2.2.2.2. Vérification à E.L.S:

✓ Vérification de contrainte du béton :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$

- N_s : l'effort normal a E.L.S
- B : l'aire de la section du béton
- A : la section des armatures

Il faut que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

✓ Vérification de contrainte d'acier :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{f_e}{\delta_s}, 400\right) = 348$$

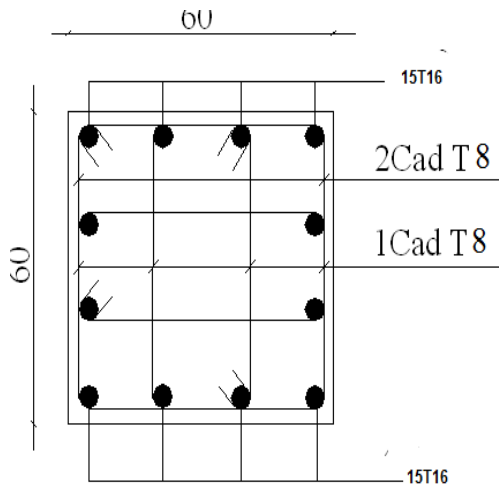
$$\bar{\sigma}_s = 15 \bar{\sigma}_b \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 225$$

Il faut que $\bar{\sigma}_s < \sigma_s$

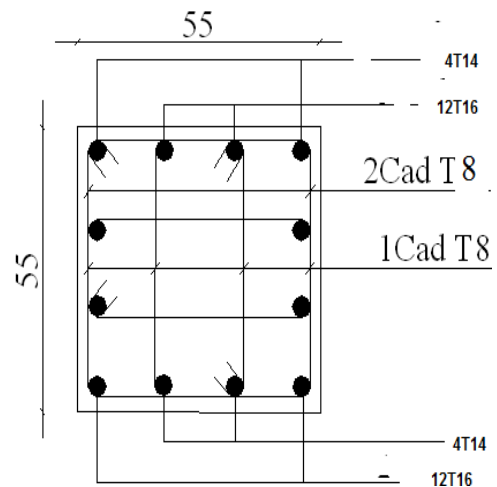
Section (cm ²)	N_{ser} (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérification
ISS (60x60)	2647,8	348	225	7,6	15	OK

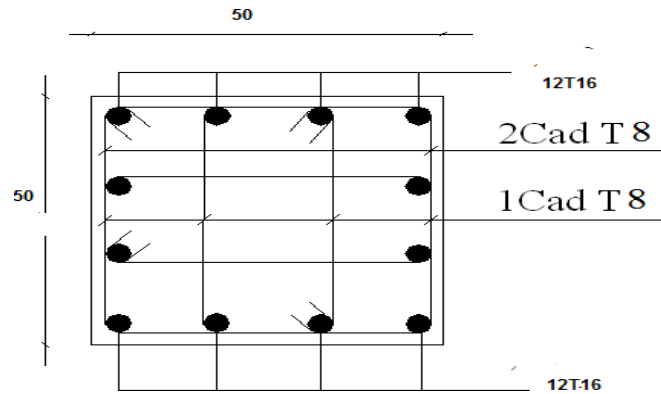
VII.2.2.2.3. Schéma de ferrailage

Poteau 60x60



Poteau 55x55





Poteau 50x50

VII.3. Ferrailage des voiles :

VII.3.1. Introduction :

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant. On devra disposer les armatures suivantes :

Armatures verticales.

Armatures horizontales.

Armatures transversales.

VII.3.2. Principe de calcul :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiés selon R.P.A 99 sous les efforts Net M

Pour le ferrailage : $0,8 G \pm E$

Pour la vérification : $G + Q \pm E$

a- condition exigée par RPA99 :

1- les armatures verticales :

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement). A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

2- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$. Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

b- Condition exigée à l'armature verticale et horizontale :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontal de trumeaux, est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15 %
- en zone courante 0,1 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $s \leq 1,5 a$ et $s \leq 30 \text{cm}$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devra pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible

$20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Les efforts tranchants doivent être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

$$\bar{V} = 1,4 \times V_{sup} \longrightarrow V : \text{effort tranchant du au séisme}$$

1-Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires u face du voile sont des épingles en nombre au moins 4 épingles eu mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

✓ Contrainte limitée de cisaillement :

Ces armatures doivent être supportées les efforts de traction.

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} \leq \tau_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

b : épaisseur du voile.

d = 0,9.h : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

τ_b : Contrainte admissible du béton.

2- Armatures verticales :

On utilise la méthode de Navier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

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

I : moment d'inertie

2- Armatures verticales :

On utilise la méthode de Navier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

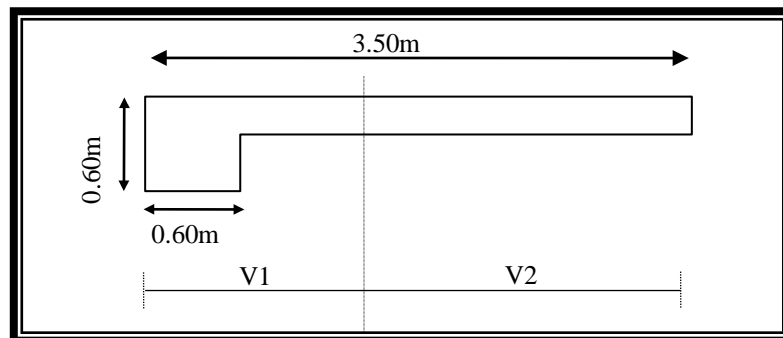
V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

VII.3.3. Exemple de calcul :

VII.3.3.1. Voile en L

Voile rectangulaire avec poteau aux extrémités avec caractéristiques qui suivent :



FigV-4. Trumeau + Poteau

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.85\text{m}^2 \\ V1 = 0.3559\text{m} \\ V2 = 1.4853\text{m} \\ I = 2,54 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

Les efforts sous la combinaison 0,8G-E sont donnés comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 171.95\text{KN} \\ M = 832.47\text{KN.m} \\ V = 84.66\text{KN} \end{array} \right.$$

✓ Vérification des contraintes de compression (G+Q+E) :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 302.19\text{KN} \\ M = 887.64\text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{1427,851}{1,18} + \frac{8190,068 \times 1,93}{2,54}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 7433,02\text{KN}/\text{m}^2 = 7,43\text{MPa} < \bar{\sigma} = 18,48\text{Mpa} \dots\dots\dots CV$$

a- La traction du coté V' :

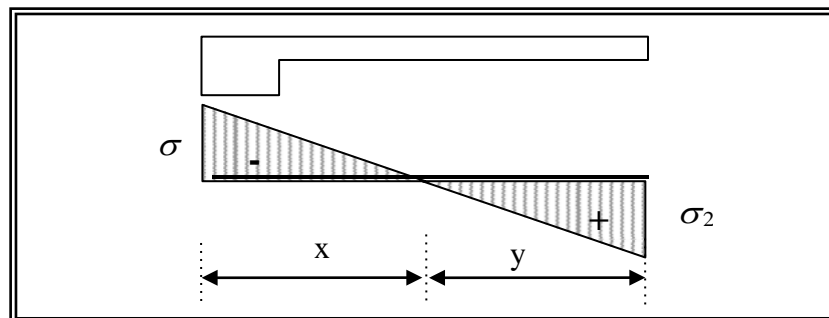
✓ Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V1}{I} = \frac{171.95}{0.85} + \frac{832.47 \times 0.3559}{0.9978} \Rightarrow \sigma_1 = 1441.49\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V2}{I} = \frac{171.95}{0.85} - \frac{832.47 \times 1.4853}{0.9978} \Rightarrow \sigma_2 = -1036.90\text{KN} / \text{m}^2$$

σ_1, σ_2 Sont des signes différents, donc la section est partiellement comprimée.

On Calcule la longueur de la zone de traction :



FigV.6. La traction du coté V2

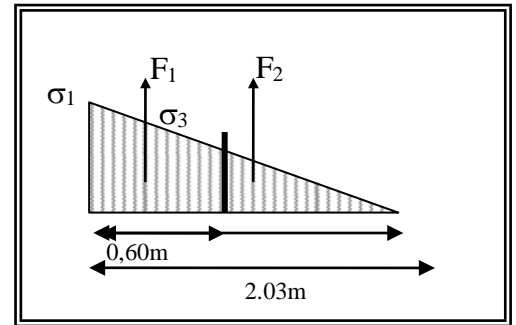
- ✓ Longueur de la zone tendue :

$$x = \frac{|\sigma_1|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \cdot L = \frac{1441.49}{1441.49 + 1036.90} \times 3.50 = 2.03m$$

$$Y = L - X = 3.50 - 2.03 = 1.46m$$

x : la longueur de la zone tendue

y : la longueur de la zone comprimée



- ✓ Calcul de la contrainte :

$$\sigma = \frac{\sigma_2 \times 1.46}{2.03} = -7.30MPa$$

- Détermination des armatures verticales :

- ✓ Partie Poteau :

$$F = (\sigma_1 + \sigma_3) \times b \times h = (1.036 + 7.30) \times 1000 \times 0,6 \times 0,6 = 1518.40KN$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1518.40}{400} \times 10 = 37,51cm^2$$

- ✓ Partie voile :

$$F_2 = \sigma_3 \times (x - h) \times e / 2 = 7.30 \times 100 \times (2.03 - 0,6) \times 0,20 / 2 = 1043.9KN$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{1043.90}{400} \times 10 = 26.09cm^2$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4 \cdot V}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 84.66 \times 100}{400} \times \frac{2.03}{3.50} = 18.90m^2$$

$$A = A_{v1} + A_{v2} + \frac{1}{2} A_{vj} = 61.24cm^2$$

- Vérification des armatures verticales de RPA 99:

$$A_{min} = 0,2\% A_{tendue} = 8.12$$

$$A = 61.24cm^2 > A_{min}$$

On prend :

- A poteau \Rightarrow (12T20) : $A = 37,70 cm^2$

- $A_{vp} \Rightarrow 2(6T16) = 20,11 cm^2$

- ✓ Espacement exigé par R.P.A 99 :

$$S \leq \min (1,5a, 30 cm) = \min (1,5 \times 20, 30 cm) = 30 cm \longrightarrow \text{On prend } s = 10 cm$$

b- La traction du coté V :

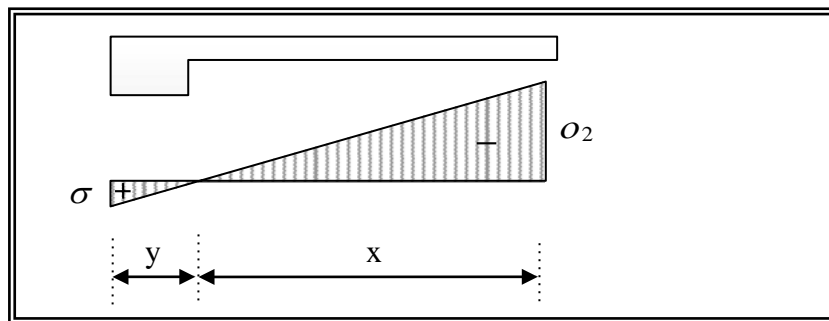
✓ Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = -9.46 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M.V'}{I} = -14.41 \text{MPa}$$

σ_1, σ_2 Sont des signes différents, donc la section est partiellement comprimée.

On Calcule la longueur de la zone de traction :



FigV.6. La traction du coté V1

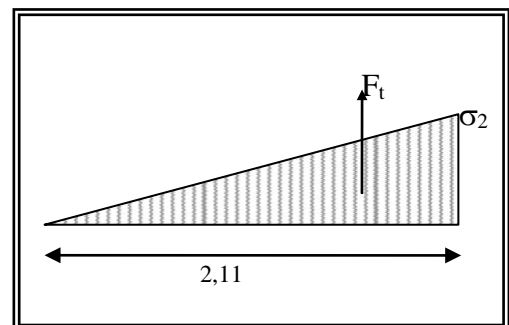
✓ Longueur de la zone tendue :

$$x = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} . L = 2.11 \text{m}$$

$$Y = L - X = 3.50 - 2.11 = 1,39 \text{m}$$

x : la longueur de la zone tendue

y : la longueur de la zone comprimée



➤ Détermination des armatures verticales :

Le diamètre des armatures doit être inférieur à $(\frac{1}{10}e)$

✓ Armatures dues à la force de traction F_t :

$$F_t = \frac{\sigma_1 \cdot x \cdot e}{2} = \frac{9.46 \times 1000 \times (2.11) \times 0.20}{2} = 1996.06 \text{KN}$$

$$A_{v_t} = \frac{F_t}{\sigma_s} = \frac{1996.06}{400} \times 10 = 49.90 \text{cm}^2$$

✓ Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4 \cdot V}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 84.66 \times 100}{400} \times \frac{2,11}{3.50} = 19.64 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{v_t} + A_{vj} = 69.54 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des armatures verticales de RPA 99**

$$A_{\min} = 0,2\% A_{\text{tendéé}} = \frac{0,2(0,2 * 2.11)}{100} = 10,38 \text{ cm}^2$$

$$A = 66,24 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

On prend :

$$- A_D \Rightarrow 2(11T20) = 69,124 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement exigé par R.P.A 99 :

$$S \leq (1,5a; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S \leq (1,5 \times 20; 30) \text{ cm} = (30; 30) \text{ cm}$$

On prends = 10 cm

➤ Armatures horizontales : (Article

A.5 .1.23..BAEL91 révisées 99

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s} \geq \frac{\gamma_s \cdot \tau_b}{0,9 \cdot f_e}$$

$$S \leq \min (1,5a , 30 \text{ cm}) = \min (1,5 \times 20 , 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prends} = 15 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{a \cdot d} = \frac{1,4 \times 84.66 \times 100}{20 \times 396} = 1.88 \text{ MPa}$$

$$A_t > \frac{1 \times 1.88 \times 0,20 \times 0,2}{0,9 \cdot 400} = 2.03 \text{ cm}^2$$

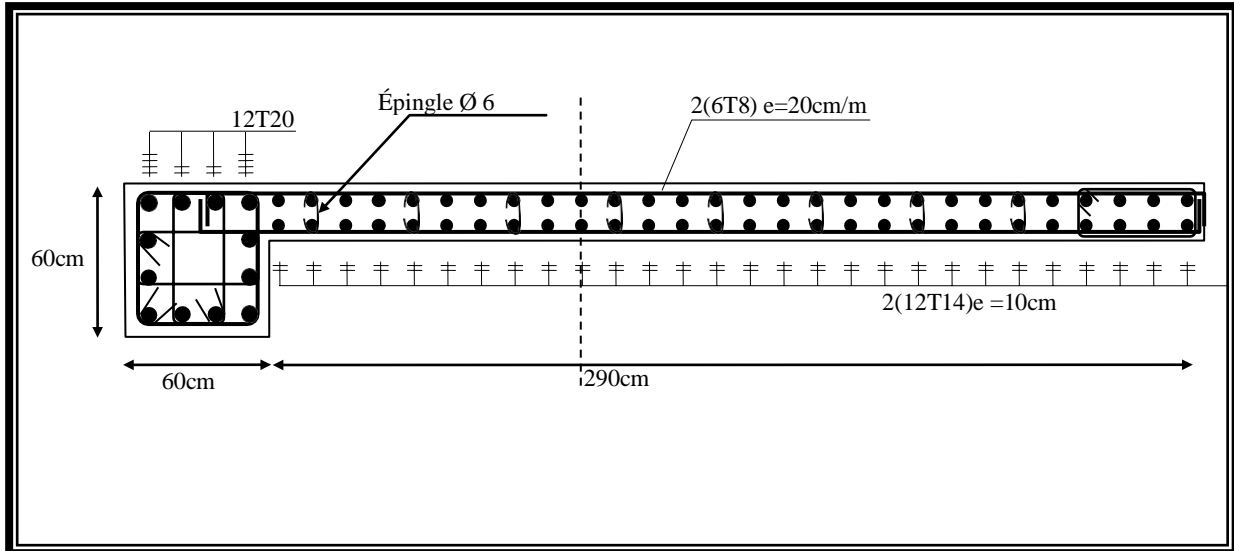
$$\tau_b = 3,81 > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_{t \min} \geq 0,0025 \times b \times L = 0,0025 \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{t \min} > A_t$$

On prend 2(5T10) = 7,850 cm² espacement 20 cm

➤ On prend $2(5T10) = 7,850\text{cm}^2$ espacement

20cm



V. 7 : Caractéristiques et ferrailage des voiles :

VOILES V (350x20)

G0	N	M	T
0,8G+E	171.95	832.47	84.66
G+Q+E	302.19	887.64	

σ maxe	1676.84
---------------	---------

A	I	V	V'	L	e
0.85	0.9978	0.3559	1.4853	3.50	0.2

σ 1	1441.49	0.36
σ 2	-1036.90	

4T20 e=10cms.sol et T16 e=10cm RDC

LT=	1.46
A=	37.96
AJ=	23.28

Atotal=	61.24
---------	-------

VOILES V (370x20)

G0	N	M	T
0,8G+E	90.64	862.81	83.34
G+Q+E	19.68	914.53	

σ maxe	1258.62
---------------	---------

A	I	V	V'	L	e
0.89	1.1688	0.3579	1.5803	3.70	0.2

σ 1	1268.42
σ 2	-1064.74

4T20 e=10cms.sol et T16 e=10cm RDC

LT=	1.69
A=	44.95
AJ=	22.92

Atotal=	67.86
---------	-------

VOILES V (240x20)

G0	N	M	T
0,8G+E	98.1	162.61	27.83
G+Q+E	169.53	165.9	

σ maxe	1172.46
---------------	---------

A	I	V	V'	L	e
0.53	0.2335	0.0405	1.2	2.40	0.2

σ 1	1020.78
σ 2	-650.59

T16 e=10cm

LT=	0.93
A=	15.19
AJ=	7.65

Atotal=	22.85
---------	-------

VOILES V (320x20)

G0	N	M	T
0,8G+E	342.01	494.72	53.7
G+Q+E	431.09	496.5	

σ maxe	772.12
---------------	--------

A	I	V	V'	L	e
0.79	0.7729	1.3437	0.3525	3.20	0.2

σ 1	658.55
σ 2	207.29

T16 e=10cm

LT=	-1.47
A=	7.62
AJ=	14.77

Atotal=	22.39
---------	-------

VOILES V (345x20)

G0	N	M	T
0,8G+E	203.86	475.43	49.21
G+Q+E	279.33	488.59	

σ maxe	1078.12
---------------	---------

A	I	V	V'	L	e
0.84	0.9578	0.3554	1.4616	3.45	0.2

σ 1	968.20
σ 2	-482.81

T16 e=10cm

LT=	1.15
A=	13.86
AJ=	13.53

Atotal=	27.39
---------	-------

VOILES V (300x20)

G0	N	M	T
0,8G+E	105.72	807.23	23.54
G+Q+E	221.06	854.64	

σ maxe	1956.69
---------------	---------

A	I	V	V'	L	e
0.75	0.6428	0.35	1.25	3.00	0.2

σ 1	1710.71
σ 2	-1428.79

T16 e=10cm

LT=	1.37
A=	48.77
AJ=	6.47

Atotal=	55.24
---------	-------

VOILES V (300x20)

G0	N	M	T
0,8G+E	103.82	304.09	44.83
G+Q+E	170.83	308.97	

σ maxe	1250.63
---------------	---------

A	I	V	V'	L	e
0.75	0.4531	0.05	1.5	3.00	0.2

σ 1	1145.12
σ 2	-868.27

T16 e=10cm

LT=	1.29
A=	28.08
AJ=	12.33

Atotal=	40.41
---------	-------

VOILES V (260x20)

G0	N	M	T
----	---	---	---

0,8G+E	93.67	442.46	56.83
G+Q+E	175.28	473.26	

σ maxe	1442.71
---------------	---------

A	I	V	V'	L	e
0.67	0.4267	0.344	1.0649	2.60	0.2

σ 1	1244.04
σ 2	-964.43

T16 e=10cm

LT=	1.14
A=	27.38
AJ=	15.63

Atotal=	43.00
----------------	--------------

Chapitre VI
Etude de l'infrastructure

. 1.Introduction :

Les fondations mettent en contact le bâtiment avec le terrain d'assise et doivent reporter sur le bon sol les efforts transmis par la superstructure soit directement, le cas des semelles isolés et filantes ou le cas des radiers.

- Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble

VIII.2.Choix des types de fondation :

Le premier choix est généralement dirigé vers les semelles isolées et continues.

Mais lorsque celle-ci devient très large et arrivent à se chevaucher pour les raisons suivantes :

- ✓ L'importance des charges (poids de l'ouvrage).
- ✓ La faible résistance des charges ($\sigma_{sol} = 1.40bars$).

VIII.2.1.1.Semelle isolée sous poteau :

- Le poids de l'infrastructure
- ✓ Poids du poteau (65×65) cm² (N_P): $0,6 \times 0,6 \times 25 \times 5,4 = 48.6KN$
- ✓ Poids du plancher sous sol (N_{PPS}): $6,39 \times (3.63/2 + 4.3/2) \times (5.06/2 + 4.25/2) = 101.98KN$
- ✓ Poids de la poutre porteuse (N_{PP}): $0,3 \times 0,4 \times 25 \times (3.63 - 0,6) = 9.09KN$
- Poids de la poutre non porteuse (N_{PNP}): $0,3 \times 0,35 \times 25 \times (5.06 - 0,6) = 11.71KN$
-

- L'effort de la superstructure

$$N_{sap} = 9730.894KN(\text{sous ELUR})$$

- l'effort de la base totale

$$N = N_{sap} + 1,35(N_P + N_{PPS} + N_{PP} + N_{PNP}) = 9902.27$$

- Calcul du b (débord de la semelle) :

On suppose que la semelle est carrée

$$B^2 \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{9902.27}{1.40} \cdot 10^{-2} = 70.73m \Rightarrow B = 8.41m$$

Semelles filantes :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition

$$\frac{N}{S} \leq \frac{\sigma_{sol}}{u} \Rightarrow S \geq \frac{N \cdot u}{\sigma_{sol}}$$

$$Nu = 99048.784KN ; \sigma_{sol} = 1.4 bars = 0,14 MPa$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{99048.784}{1.45} \cdot 10^{-2} = 646.34m \Rightarrow$$

La surface d'emprise du bâtiment est : $S_{bât} = 1032.22 \text{ m}^2$

Le (%) de la surface des semelles par rapport à la surface d'emprise de l'ouvrage est :

$$(646.34/1032.22) \times 100 = 62.6\%$$

Conclusion :

La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter le radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

3-3) Etude du radier général :

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

VI.7.1. Pré dimensionnement du radier :

Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

Condition forfaitaire :

$$h_{r1} \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{605}{20} = 30.25cm \Rightarrow h_r = 65cm$$

Avec

L_{max} = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

Alors

On prend : $h=65cm$. pour l'épaisseur de la dalle

Nervure :

La hauteur de nervure

Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 6.05\text{m}$

$40.33\text{cm} \leq h_{N1} \leq 60.5\text{cm}$ On prend $h_{N1} = 50\text{cm}$

Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * K}}$$

Avec :

E : module d'élasticité du béton : (E=32164,20MPa).

b : largeur de radier par bande d'un mètre (b=1m).

I: Inertie de la section transversale du radier

L : distance maximale entre deux poteaux : 4,7m

$$c h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4}$$

$H_{N2} \geq 1.55\text{m}$

On prend : $h_{N2} = 155\text{cm}$

A partir des deux conditions :

$h \geq \max (h_{N1}; h_{N2}) = \max(0,40 ; 155) \text{ m}^2$. On prend : $h = 1.55\text{m}$.

1. Largeur de la nervure

b. Condition de coffrage:

$$b \geq \frac{L_{\max}}{20} = 30.25\text{cm}$$

Donc

b = 40 cmdans les deux sens (x-x et y-y)

Sens longitudinale :

Sous la combinaison G+Q+E :

$$I_y = 2871.930m^4$$

$$N = 9692.414KN$$

$$V = 15.3505m$$

$$V' = 14.850m$$

$$M_y = 18055.910KN.m$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M.V}{I_y} = \left(\frac{9692.414}{814.494} + \frac{18055.910 \times 15.350}{44084.120} \right) 10^{-1} = 1.969bars$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_r} - \frac{M.V}{I_y} = \left(\frac{9692.414}{814.494} - \frac{18055.910 \times 14.850}{44084.120} \right) 10^{-2} = 0.411bars$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.579bars$$

$\sigma_m = 1.579bars < 1,5\sigma_{sol} = 2.10bars$ condition vérifier

Sous la combinaison 0,8G+E:

$$I_y = 44084.120m^4$$

$$N = 7455.345KN$$

$$V = 15.3505m$$

$$V' = 14.850m$$

$$M_y = 15586.498KN.m$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M.V}{I_y} = \left(\frac{7455.345}{814.494} + \frac{15586.498 \times 15.350}{44084.120} \right) 10^{-2} = 1.584bars$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_r} - \frac{M.V}{I_y} = \left(\frac{7455.345}{814.494} - \frac{15586.498 \times 14.850}{44084.120} \right) 10^{-2} = 0.247bars$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.250bars$$

$\sigma_m = 1.250bars < 1,5\sigma_{sol} = 2.10bars$ condition vérifier

➤ Sens transversal:

✓ Sous la combinaison G+Q+E:(logiciel cype cade)

$$I_{xx} = 67982.096 \text{m}^4$$

$$N = 9708.096 \text{KN}$$

$$V = 15.3505 \text{m}$$

$$V' = 14.850 \text{m}$$

$$M_{xx} = 13769.799 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M.V}{I_{xx}} = \left(\frac{9708.096}{814.494} + \frac{13769.799 \times 15.350}{67982.920} \right) 10^{-1} = 1.599 \text{bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_r} - \frac{M.V'}{I_{xx}} = \left(\frac{9708.096}{814.494} - \frac{13769.799 \times 14.850}{67982.920} \right) 10^{-2} = 0.525 \text{bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.525 \text{bars}$$

✓ $\sigma_m = 1.525 \text{bars} < 1,5 \sigma_{sol} = 2.10 \text{bars}$ condition vérifiée

✓ Sous la combinaison 0,8G+E:

$$I_{xx} = 67982.920 \text{m}^4$$

$$N = 7471.026 \text{KN}$$

$$V = 15.3505 \text{m}$$

$$V' = 14.850 \text{m}$$

$$M_{xx} = 8036.444 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_r} + \frac{M.V}{I_{xx}} = \left(\frac{7471.026}{814.494} + \frac{8036.444 \times 15.350}{67982.920} \right) 10^{-1} = 1.474 \text{bars}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_r} - \frac{M.V'}{I_{xx}} = \left(\frac{7471.026}{814.494} - \frac{8036.444 \times 14.850}{67982.920} \right) 10^{-2} = 0.361 \text{bars}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.195 \text{bars}$$

✓ $\sigma_m = 1.195 \text{bars} < 1,5 \sigma_{sol} = 2.10 \text{bars}$ condition vérifiée

✓ VI.2.1.3.3. Ferrailage du radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé s'appuyant sur des poutres et soumis à la réaction du sol, il est décomposé en panneau de dalle simplement appuyée sur le contour.

L'épaisseur du radier est de 35cm.

On considère au milieu de chaque portée L_x et L_y une bande de 1m de largeur.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,727$$

$0,4 < \alpha = 0,727 < 1 \Rightarrow$ La travaille dans les 2 sens.

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{9048.784}{814.494} = 12.95 \text{KN} / \text{m}^2$$

Les moments développés au centre du panneau sont :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,727 \Rightarrow \mu_x = 0,069$$

$$\nu = 0 \qquad \mu_y = 0,599$$

$$M_{0x} = 0,069 \times 12.95 \times 4.40^2 = 17.349 \text{t.m}$$

$$M_{0y} = 0,599 \times 17.349 = 10.392 \text{t.m}$$

➤ En travée :

- Sens L_x

$$M_{tx} = 0,8 M_{0x} = 138.792 \text{KN.m}$$

$$d_x = 0.9 \cdot h = 58.5 \text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{138.792 \times 10^3}{14,16 \times 100 \times 58.5^2} = 0,028 < \mu_t \Rightarrow A' = 0$$

$$A_x = \frac{1,07 \cdot M_{tx}}{d \cdot \sigma_s} = \frac{1,07 \times 138.792 \times 10^3}{348 \times 58.5} = 7.29 \text{cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$\rho_0 = 0,8 \text{‰} (FeE 400)$$

$$A_x \geq \frac{1}{2} \rho_0 (3 - \alpha) b \cdot d = \frac{0,8}{2 \times 1000} (3 - 0,727) \cdot 100 \times 58.5 = 5.31 \text{cm}^2$$

$$A = 7.29 \text{cm}^2 > A_{\min} = 5.31 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

On prend : $A_x = 7T12 = 7.92 \text{cm}^2$

✓ Espacement :

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

On prend : $S_t = 15 \text{cm}$

- Sens L_y :

$$M_{ty} = 0,8 M_{0y} = 83.136 \text{KN.m}$$

$$d_y = d_x - \frac{1}{2} (\phi_x + \phi_y) = 58.5 - \frac{1}{2} (1,2 + 1,2) = 57.3 \text{cm}$$



$$\mu = \frac{M_{ly}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.00018 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A_y = \frac{1.07 \cdot M_{ly}}{d \cdot \sigma_s} = 4.47 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$\rho_0 = 0.8 \text{ ‰} (FeE 400)$$

$$A_y \geq \frac{1}{2} \rho_0 (3 - \alpha) b \cdot d = 4.01 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.47 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

On prend : $A_y = 7T14 = 9.24 \text{ cm}^2$

✓ Espacement :

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

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Sur appuis :

• Sens x :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0,x} = -86.745 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.020 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A_x = \frac{1.07 \cdot M_{ax}}{d \cdot \sigma_s} = 5.196 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$\rho_0 = 0.8 \text{ ‰} (FeE 400)$$

$$A_x \geq \frac{1}{2} \rho_0 (3 - \alpha) b \cdot d = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$A = 7.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.04 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

On prend : $A_x = 7T12 = 7.91 \text{ cm}^2$

✓ Espacement :

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

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

• Sens y :

$$M_{ay} = -0.5 M_{0,y} = -51.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.61 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A_y = \frac{1,07.M_{ay}}{d.\sigma_s} = 8.675 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$\rho_0 = 0,8 \text{ ‰} (FeE 400)$$

$$A_y \geq \frac{1}{2} \rho_0 (3 - \alpha) b.d = 3.41 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

On prend : $A_y = 7T14 = 10.78 \text{ cm}^2$

✓ Espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \qquad \text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{ux} = \frac{q.L_x.L_y}{2L_y + L_x} = \frac{129,50 \times 6.05 \times 4,4}{2 \times 6,05 + 4,4} = 208.92 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q.L_x.L_y}{3L_y} = \frac{129.50 \times 4.40 \times 6.05}{3 \times 6.05} = 189.93 \text{ N}$$

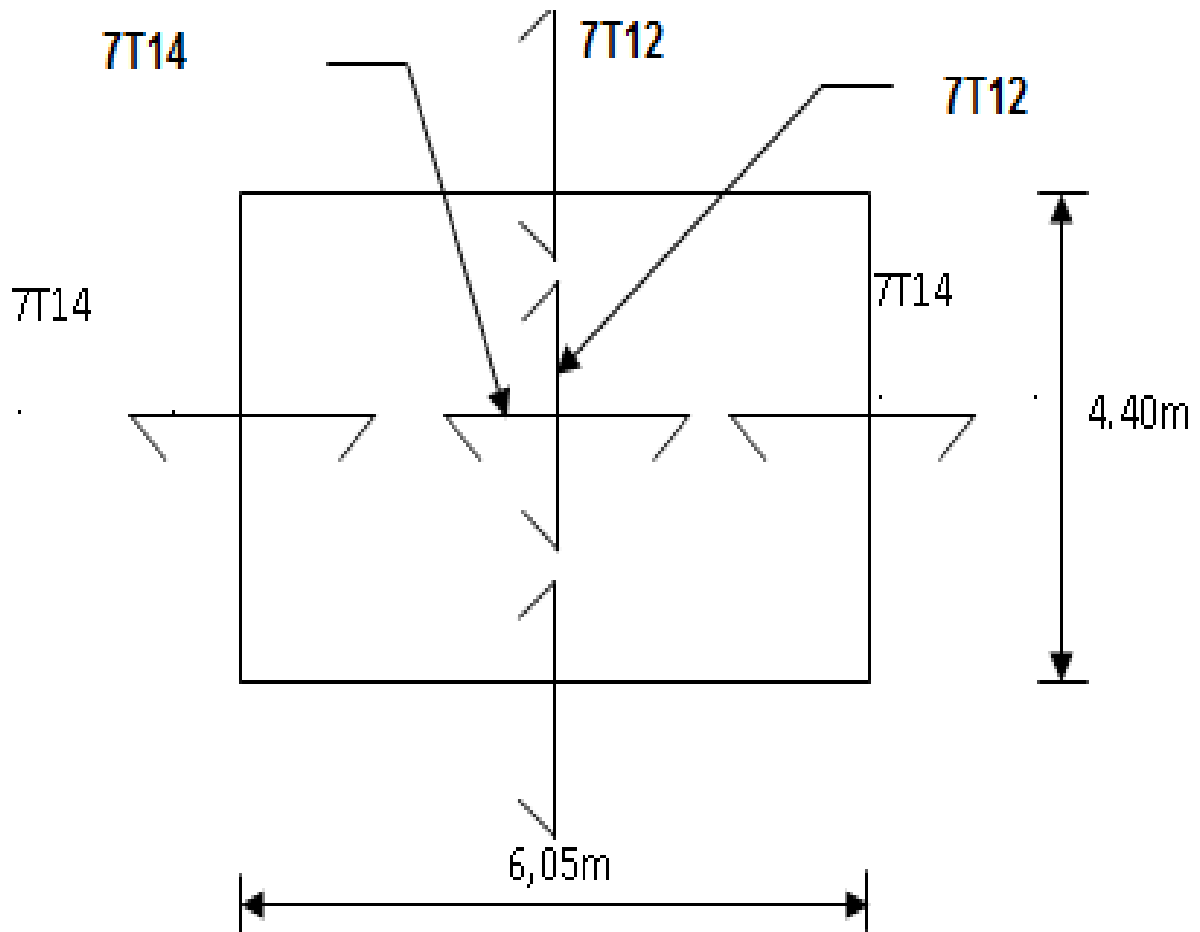
$$V_u = \max(V_{ux} ; V_{uy}) = 192,38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{208.92 \times 10}{100 \times 58.5} = 0,357 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 2 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,357 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2 \text{ MPa}$$

Schéma de ferrailage da la dalle de radier



.Ferrailage des nervures

Moment en travée: $M_t=0,8M$

- Moment sur appuis: $M_a=0,5M$

$$M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

Calcul des armatures :

$b = 40\text{cm}$; $h = 155\text{cm}$; $d = 139.5\text{cm}$

SENS X

qm=	63.13		
Lmaxe =	4.40		
M0=	152.78		
0,8M0	122.22	A=	19.58 cm²
0,50M0	76.39	A=	12.03 cm²

$$A_t = 4T20+4T16 = 20.60 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4T16+4T14 = 12.66\text{cm}^2$$

SENS Y.

qm=	56.08		
Lmaxe =	6.05		
M0=	256.59		
0,8M0	205.27	A=	34.01 cm²
0,50M0	128.29	A=	20.60 cm²

$$A_{\text{TRAVERSE}}$$

$$= 3 \times 4T20 = 37.68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis} = 4T20 + 4T16 = 20.60 \text{ cm}^2$$

Armature de peaux :

$$A \geq 0,2\% b_0 \cdot h = 7 \text{ cm}^2$$

On prend : $A = 2(2T16) = 8,044 \text{ cm}^2$.

b-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,706 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,706 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,26 \text{ MPa}$$

❖ Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} = 4.42 \text{ cm}; \frac{b_0}{10} = 40; \phi_{t \min} = 14 \text{ mm} \right) = 14 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

✓ **L'espacement :**

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

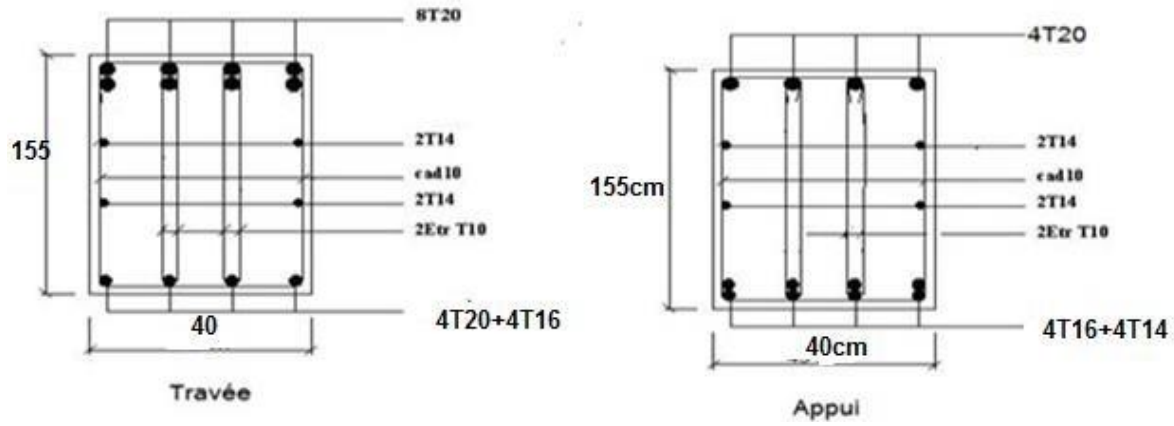
$$S_t \leq \min \left(\frac{0,8A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \tau_t}; 0,9d = 125; 40cm \right)$$

$$\tau_t = \tau_u - \tau_b = 0,706 - 0,3 f_{t28} = 0,076 MPa$$

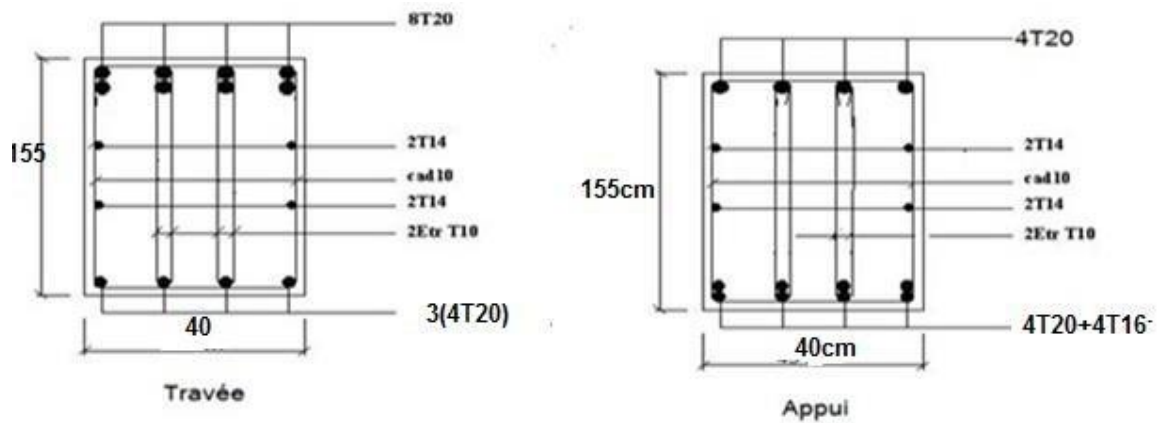
$$S_t \leq 21,53cm \quad \rightarrow \quad S_t = 20cm$$

Schéma de ferrailage

SENS XX



SENS YY



Conclusion Générale

Conclusion :

Ce Projet de fin d'Etudes a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur et d'utiliser le logiciel cypecade pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, et en particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Enfin, nous avons tiré les conclusions suivantes :

- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.
- On constate qu'il été plus judicieux de prendre un f_{c28} plus important pour éviter un dimensionnement imposant pour les poteaux et les poutres. Le choix de la résistance caractéristique à la compression du béton (f_{c28}) à une influence majeure sur le choix des sections des éléments (poteaux ; poutres,...) à adopter. En effet en choisissant une résistance à la compression importante ; la quantité d'armatures nécessaire pour ferrailer un élément peut se retrouver diminuée.
- Les sections des éléments structuraux prédimensionnements au Chapitre II (Prédimensionnements des éléments) ont été revues à la hausse au Chapitre IV (Etude dynamique) afin de vérifier les exigences du RPA 99/2003 concernant le choix du système de contreventement.
- Le critère de coup de feu a été le prédominant pour le choix des épaisseurs des dalles pleines.
- Le poteau le plus sollicité est voisin de la cage d'escalier. Il a été vérifié au flambement et à la compression.
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- La contrainte architecturale était un vrai obstacle pour nous, notamment pour la disposition des voiles à cause de la diminution de la rigidité en plan et de l'emplacement de la cage d'escalier et de l'assesseur qui a provoqué une torsion.

- L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique.
- La 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, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux, ce qui conduit généralement à d'importantes sections de poteaux.
- La vérification des moments résistants au niveau des noeuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Pour l'infrastructure, les semelles filantes est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Bibliographie

Bibliographie

Documentations :

✚ COURS DE BETON ARME (B.A.E.L 91) Béton Armé à l'état limite.

✚ MEMOIRES DE FIN D'ETUDES

✚ DAOUD Amel 2016/2017

✚ Mr: SABI Amar Mr : AISSAOUI Houssame 2014/2015

Règlements utilisés :

✚ Règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003 ;(Document technique).

✚ BAEL 91 modifié 99, DTU associés, par Jean pierre Mougine, deuxième Edition Eyrolles 2000

✚ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93

Logiciels utilisés :

✚ cypecade

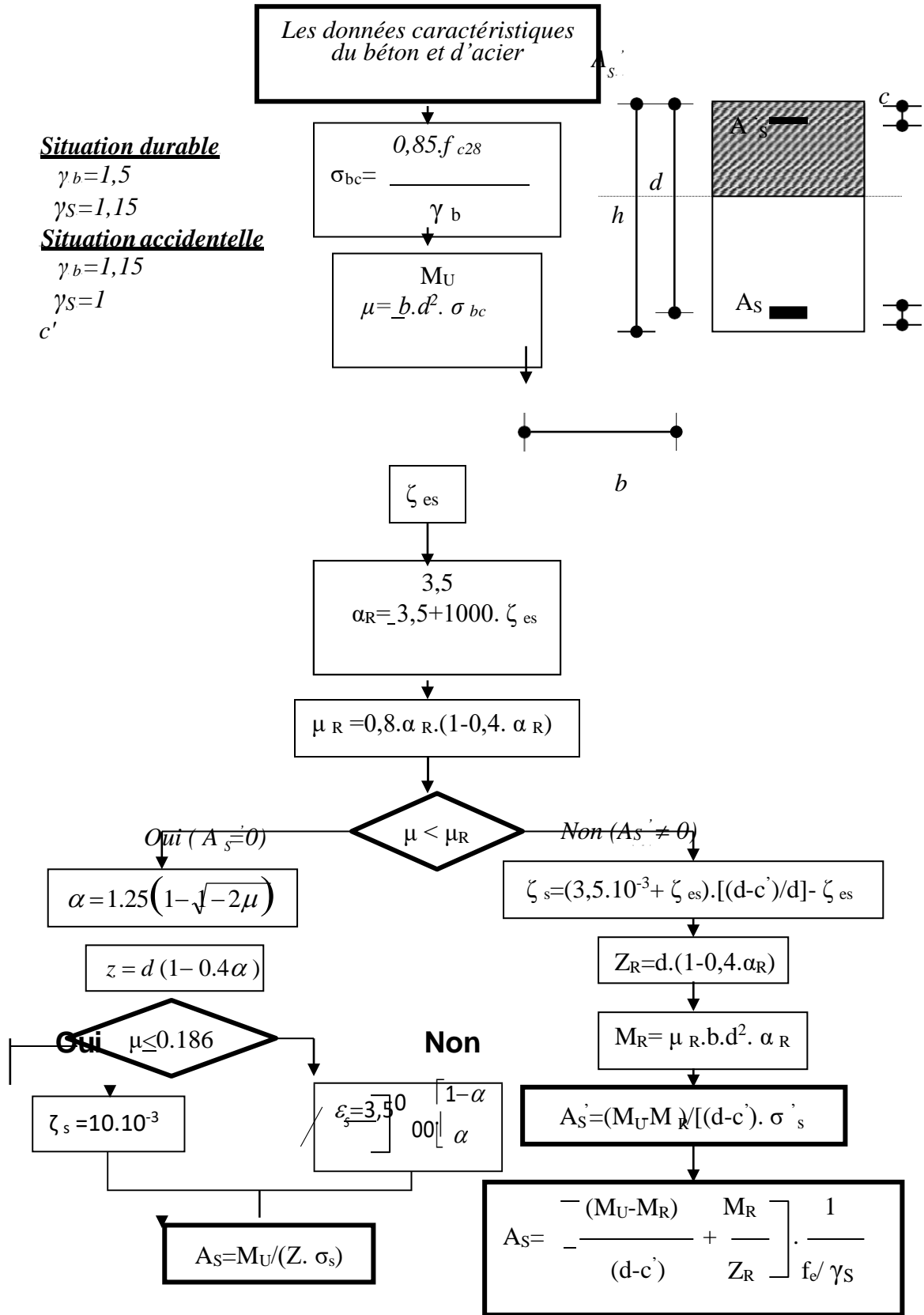
✚ AOTOCAD

✚ SOCOTEC

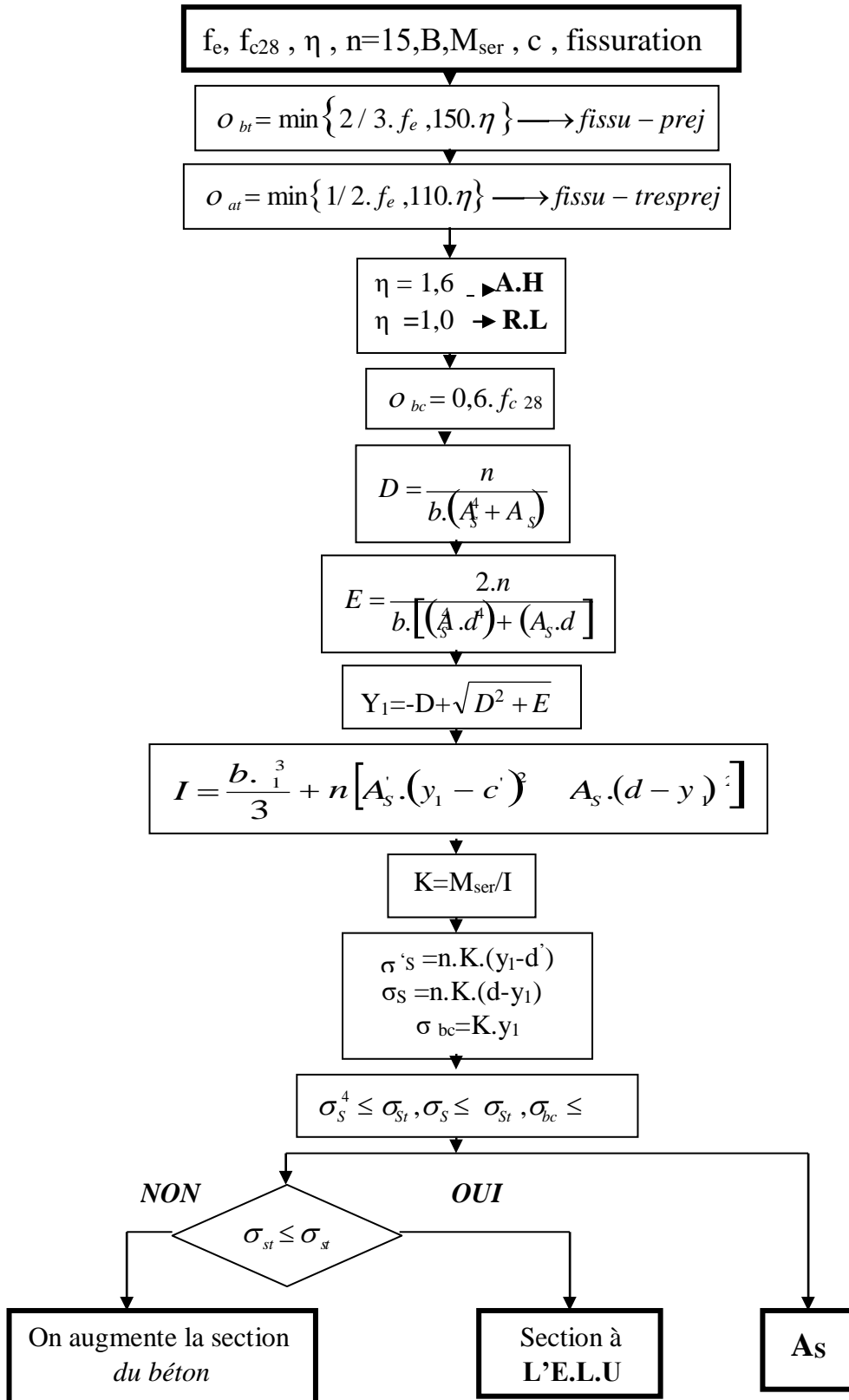
✚ sap

Annexes

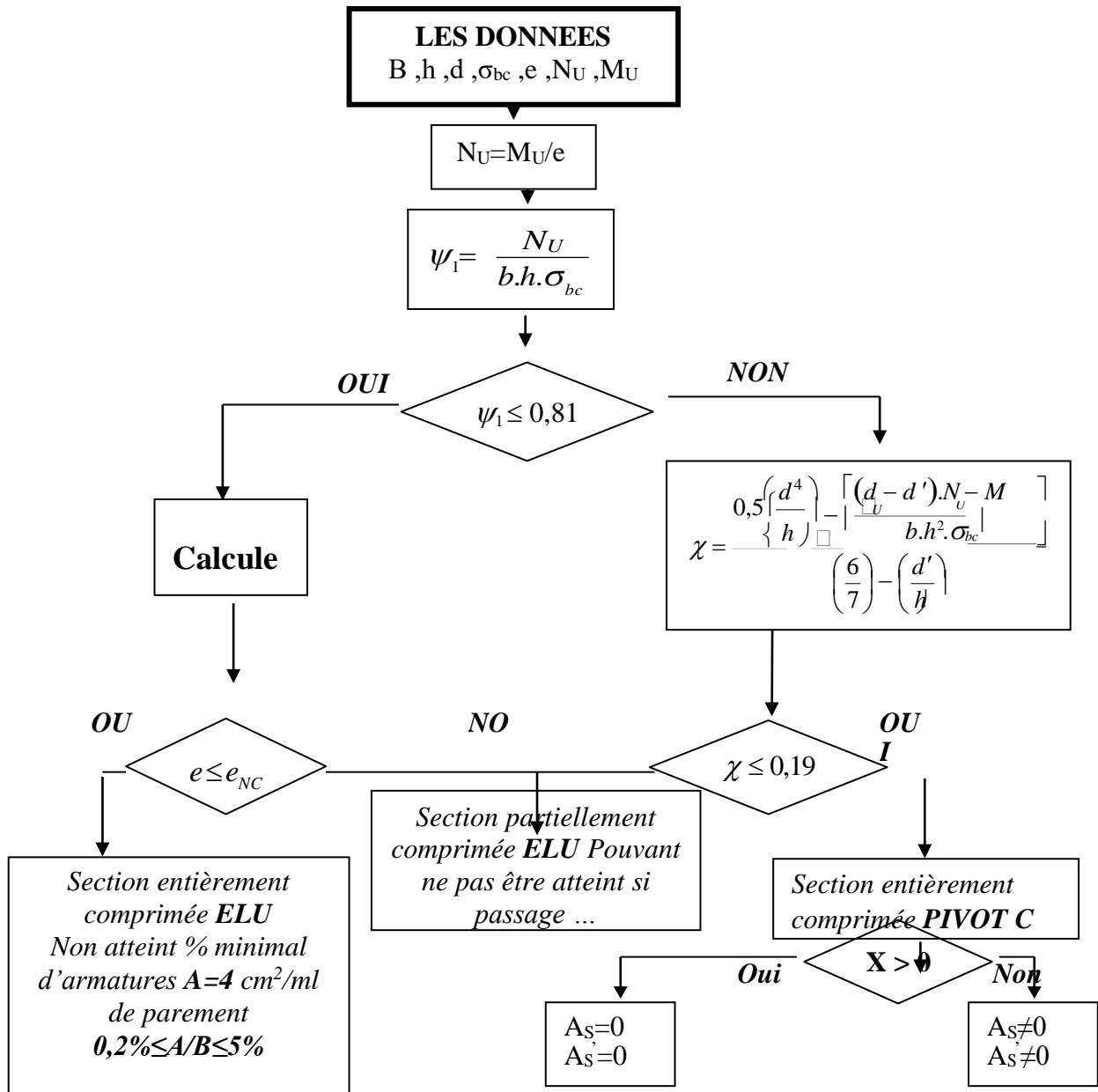
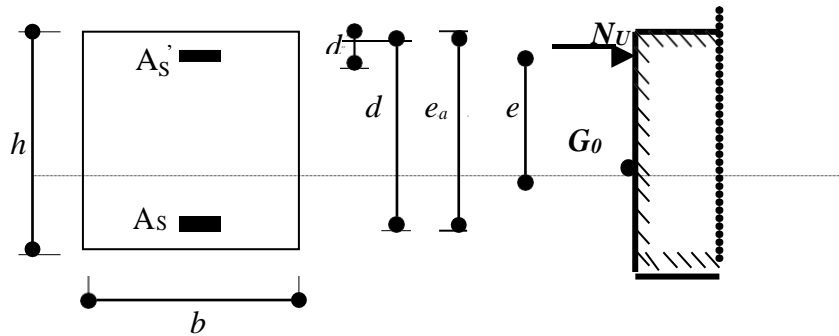
ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -II-
VERIFICATION D'UNE SECTION
RECTANGULAIRE A -L'ELU-



ORGANIGRAMME -III-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME-IV-
FLEXION COMPOSEE A L'ELS

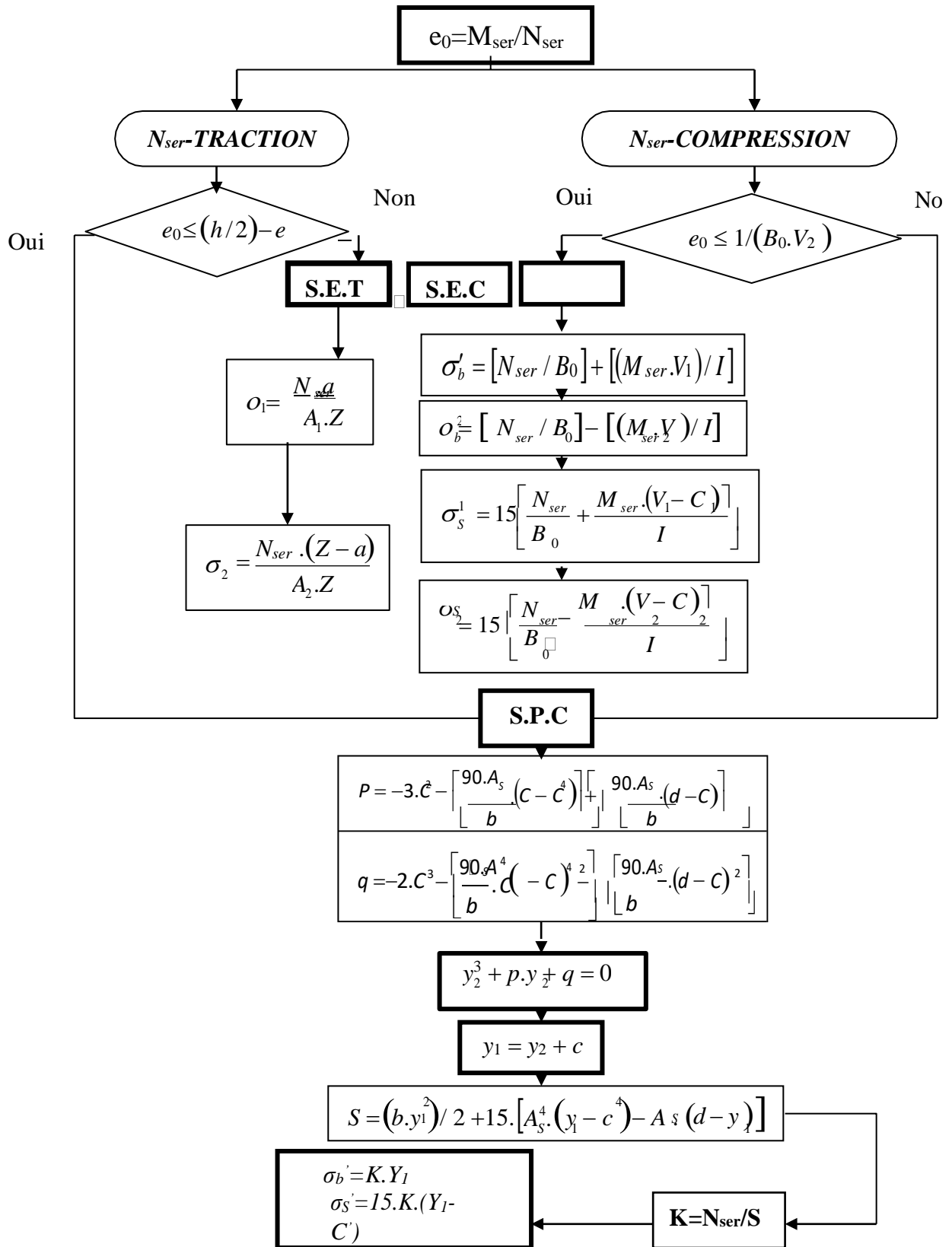


TABLEAU DES SECTIONS DES ARMATURES*Section en "cm²", diamètre ϕ en "mm"*

ϕ	T5	T6	T8	T10	T12	T14	T16	T20	T25	T32	T40
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	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,90	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,19
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	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	0,594
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	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
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	0,7932
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	0,5358
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	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE2

Valeurs de $M1$ ($M2$) pour $\rho = 1$

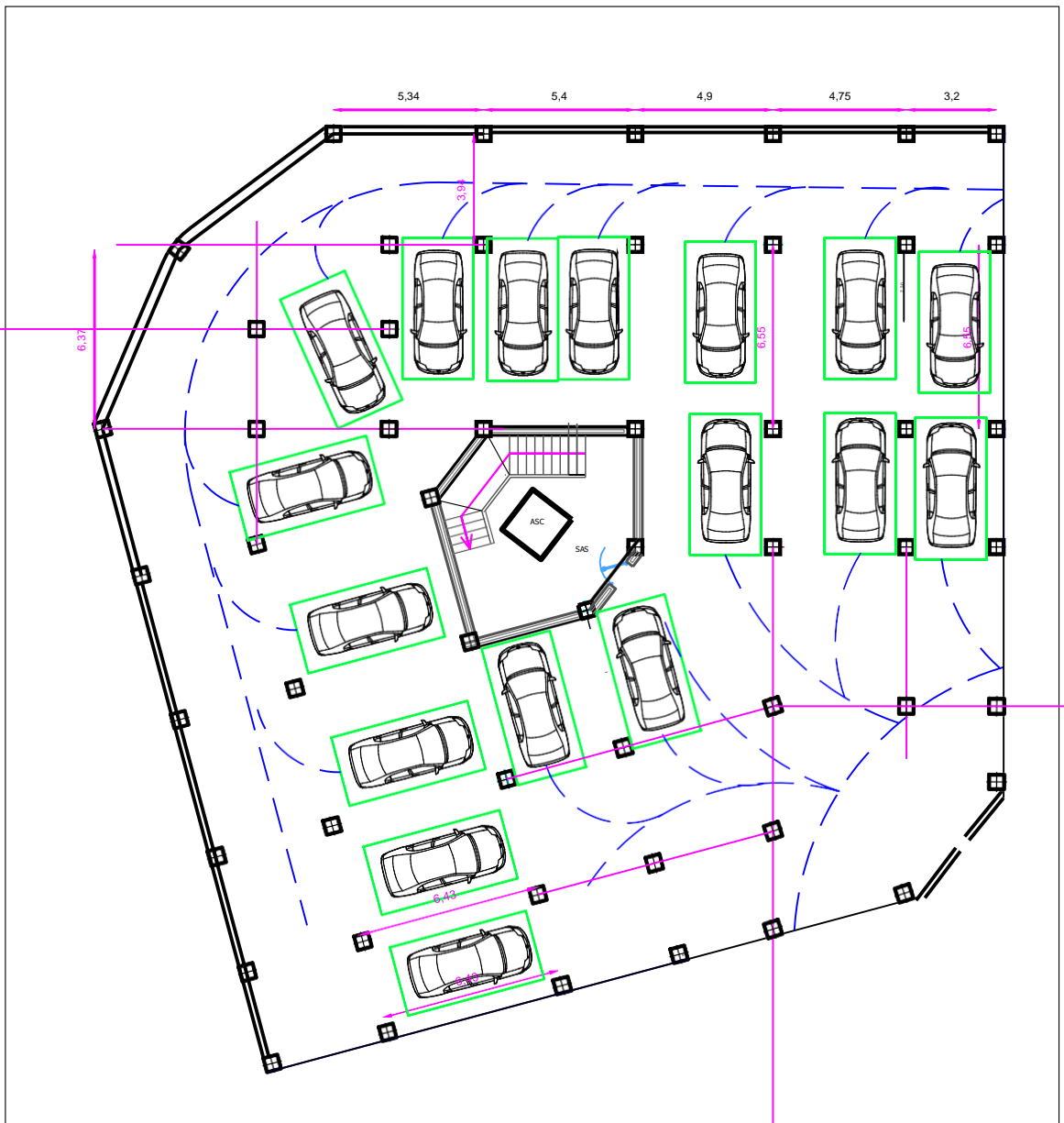
U/lx	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
V/ly	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

NOTA : Pour avoir les valeurs de $M2$; il suffit de permuter U et V

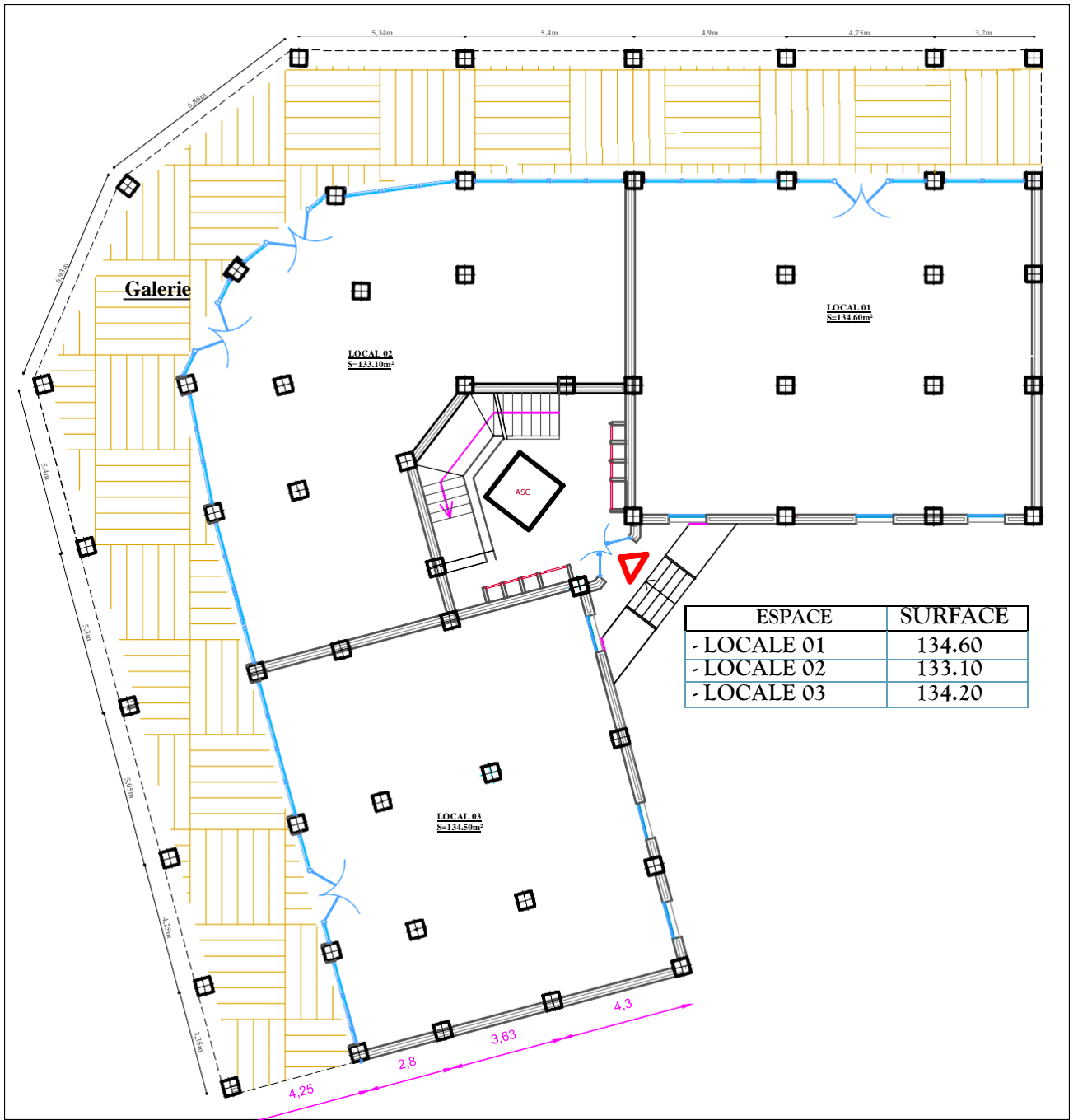
SECTION RÉELLES D'ARMATURES

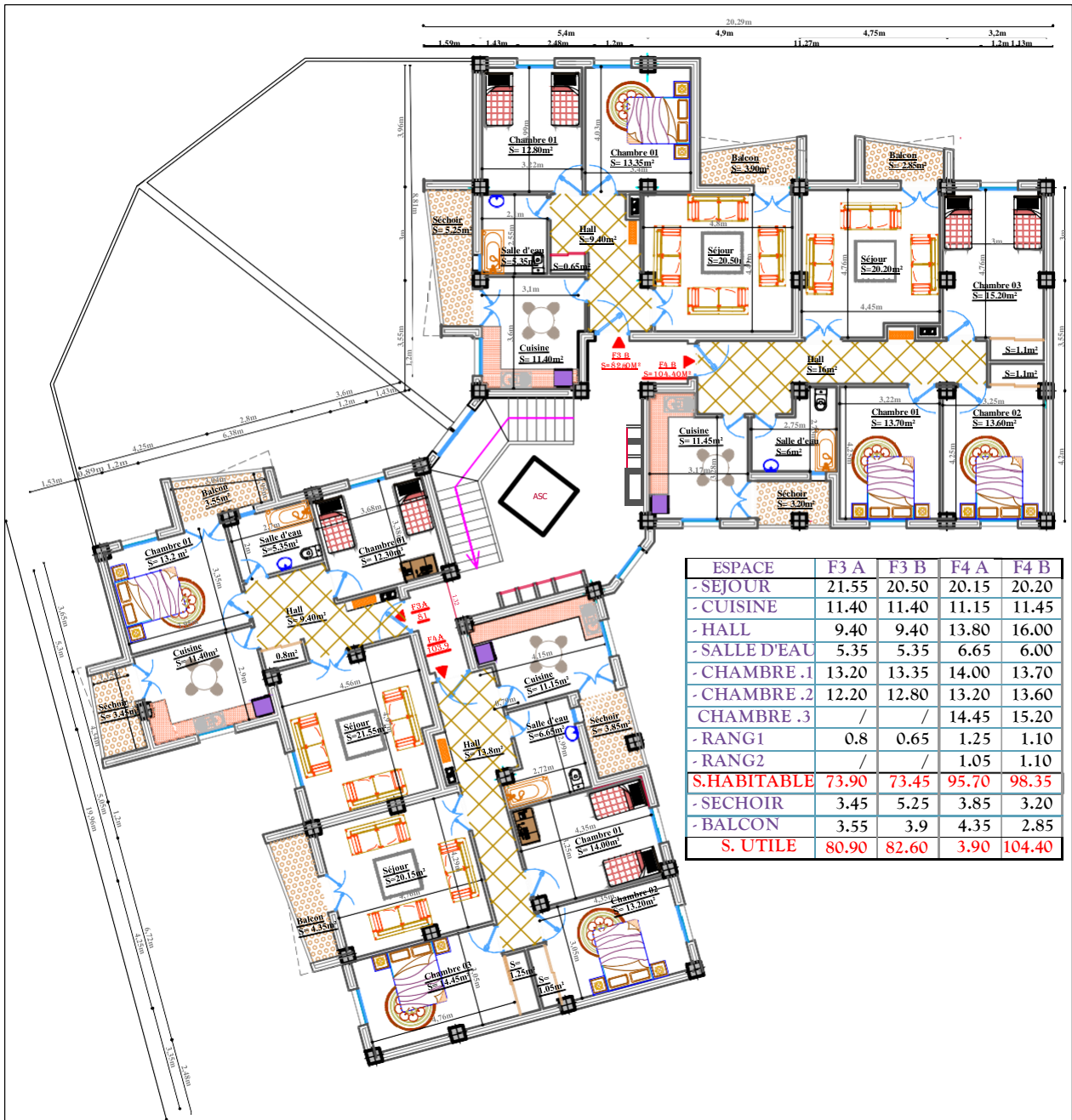
Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

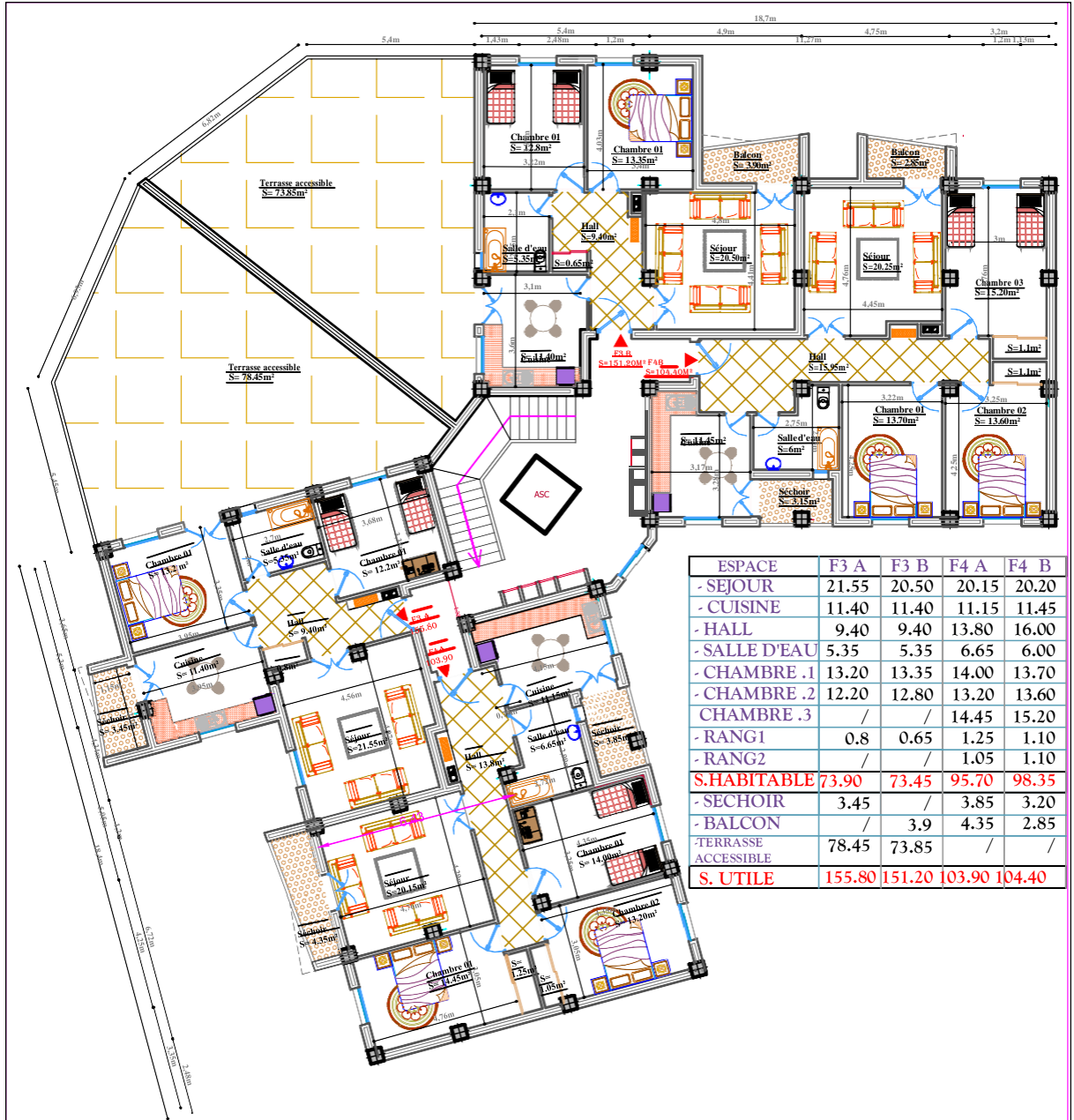


PLAN DU SOUS SOL ECH:1/100





PLAN DE -3-5-7-9 EMME ETAGE ECH:1/100



PLAN DE 1ERE ETAGE ECH:1/100