

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de RELIZANE  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département: Génie civil et travaux publics



جامعة غليزان  
RELIZANE UNIVERSITY

MEMOIRE

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER en :Genie civil  
Option : Structure

Intitulé

**Etude d'un bâtiment en R+8+S-SOL**

**Présenté par:**

Mlle :BENALI IKRAM

Mlle :BENHALOUIA KHEIRA

**Devant les membres de jury :**

**Président :**Mr BADACH ABDELHAK

Maître de conférence (B)(U. Relizane)

**Encadreur :**Mr MENAD KAMEL

Maître de conférence (A) (U. Relizane)

**Co-Endacreur :** Mr LATROCH NOUREDDINE

Maître de conférence (A) (U. Relizane)

**Examineur :**Mme ABDELHAK ZOHRA

Maître de conférence (A) (U. Relizane)

**Année universitaire :2024/2025**



# REMERCIEMENT


Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribués à notre formation durant tous les cycles.

Nous remercions vivement, notre encadreur **Mr. KAMEL MENED** de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Nous ne saurons pas oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce mémoire.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.



## *DÉDICACE*

NOUS DÉDIONS CE MODESTE TRAVAIL

À NOS PARENTS,

QUI NOUS ONT SOUTENU ET HONORER TOUT LE LONG DE NOTRE VIE. SANS EUX ON NE  
SERAIT JAMAIS ARRIVÉES

À FINIR CE MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES.

NOUS , NOUS LEUR OFFRONS CE DERNIER POUR LEUR EXPRIMER NOS PROFONDS  
REMERCIEMENTS...À TOUS

NOS FRÈRES ET SŒURS.

AINSI À NOS RESPECTUEUX PROFESSEURS DE FORMATION QUI NOUS ONT ÉTAIENT  
TOUJOURS NOTRE LUMIÈRE

VERS LE CHEMIN DU SAVOIR ET DE LA RÉUSSITE, SURTOUT NOTRE GRAND GUIDE, ET  
NOTRE AIMABLE

ENSEIGNANT KAMEL MENED

SANS OUBLIER TOUS LES ENSEIGNANTS QUI NOUS ONT ENCADRÉS DURANT TOUTES CES  
ANNÉES.

À LA FIN, GRAND RESPECT ET SALUT À TOUS CEUX ET CELLES QUI NOUS ONT APPORTÉS  
LE MOINDRE SOUTIEN

ET AIDE...

MERCI À VOUS TOUS

IKRAM & KHEIRA

## SUMMARY:

This work consists of a comprehensive study of a multiple comprising 8 floors above the ground floor (G+8) and a basement.

The main objective is to ensure the stability, safety, and compliance of the building with seismic design standards.

The study includes:

- Structural element design (columns, beams, slabs, shear walls),
  - Seismic load verification according to RPA2024.
- Professional software such as ETABS and AutoCAD was used to model and analyse the structure.
- This project allowed us to gain practical experience in the design of buildings in seismic risk zones.

## الملخص:

يتعلق هذا العمل بدراسة شاملة لمبنى سكني متعدد الاستعمالات يتكون من ثمانية طوابق فوق الطابق الأرضي (R+8) وطابق تحت أرضي. الهدف الرئيسي هو ضمان استقرار المبنى وسلامته وتوافقه مع المعايير الزلزالية. تشمل الدراسة ما يلي:

- تصميم العناصر الإنشائية (الأعمدة، الكمرات، البلاطات، الجدران القصية)،
  - التحقق من مقاومة الزلازل وفقاً لـ RPA2024.
- تم استخدام برامج احترافية مثل ETABS و AutoCAD لنمذجة وتحليل الهيكل. وقد أتاح لنا هذا المشروع اكتساب خبرة عملية في تصميم المباني في المناطق المعرضة للمخاطر الزلزالية.

## RESUME :

Le présent travail consiste en une étude complète d'un bâtiment à usage multiple composé de 8 étages au-dessus du rez-de-chaussée (R+8) et d'un sous-sol.

- Le dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, dalles, voiles),
- La vérification aux efforts sismiques selon RPA2024.

Des logiciels professionnels comme ETABS et AutoCAD ont été utilisés pour modéliser et analyser la structure.

Ce projet nous a permis d'acquérir une expérience pratique dans la conception de bâtiments en zones à risques sismiques.

## Notations et symboles

**$A$  (ou  $A_s$  ou  $A_l$ )** : Aire d'une section d'acier (longitudinal)  $A_t$  : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

**$B$**  : Aire d'une section de béton  $E_s$  : Module de Young de l'acier

**$E_{ij}$**  : Module de Young instantané à l'âge de  $j$  jours

**$E_{vj}$**  : Module de Young diffère à l'âge de  $j$  jours

**$F$**  : Force ou action en général

**$I_1$**  : Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)

**$M_{ser}$**  : Moment fléchissant de calcul de service

**$M_u$**  : Moment fléchissant de calcul ultime

**$N_{ser}$**  : Effort normal de calcul de service

**$N_u$**  : Effort normal de calcul ultime

**$P$**  : Action permanente

**$Q$**  : Action d'exploitation

**$V_u$**  : Effort tranchant de calcul ultime

**$a$**  : Largeur d'un poteau ou d'un voile

**$b$**  : Largeur d'une poutre (table), d'un poteau

**$b_0$**  : Largeur de l'âme d'une poutre  $d$  (et  $d_0$ ) : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton

**$e$**  : Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle

**$f_e$**  : Limite d'élasticité de l'acier  $f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de  $j$  jours

**$f_{tj}$**  : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de  $j$  jours

**$g$**  : Charge permanente unitaire

**$h$**  : Hauteur d'une poutre, d'une fondation

**$h_0$**  : Hauteur du talon d'une poutre

**$h_1$**  : Hauteur du hourdis d'une poutre

**$j$**  : Nombre de jours de maturité du béton

**$L$**  : Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau

**$L_f$**  : Longueur de flambement.

**$n$**  : Coefficient d'équivalence acier-béton.

**q** : Charge permanente unitaire.

**St** : Espacement des armatures transversales.

**y<sub>t</sub>** : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.

**y<sub>u</sub>** : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.

**z (ou zb)** : Bras de levier du couple de flexion. **au** : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.

**γ<sub>s</sub>** : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (*gamma*).

**γ<sub>b</sub>** : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.

**ε<sub>b<sub>max</sub></sub>** : Déformations maximale du béton comprimé (*epsilon*).

**ε<sub>st</sub>** : Déformations des armatures tendues.

**ε<sub>sc</sub>** : Déformations des armatures comprimées.

**η** : Coefficient de fissuration relatif a une armature (*eta*).

**λ** : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (*lambda*).

**μ<sub>ser</sub>** : Moment ultime réduit a l'ELS (*mu*).

**μ<sub>u</sub>** : Moment ultime réduit `a l'ELU.

**ν** : Coefficient de poisson (*nu*).

**ρ** : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (*rho*).

**σ** : Contrainte normale (*sigma*).

**σ** : Contrainte maximale du béton comprimé.

**σ<sub>st</sub>** : Contrainte dans les aciers tendus.

**σ<sub>sc</sub>** : Contrainte dans les aciers comprimés.

**τ** : Contrainte tangente (*tau*).

**τ<sub>u</sub>** : Contrainte tangente conventionnelle.

**τ<sub>s</sub>** : Contrainte d'adhérence.

**τ<sub>se</sub>** : Contrainte d'adhérence d'entraînement.

**φ** : Coefficient de fluage (*phi*).

**Φ<sub>l</sub>** : Diamètre d'une armature longitudinale.

**Φ<sub>t</sub>** : Diamètre d'une armature transversale.

**ψ<sub>s</sub>** : Coefficient de scellement relatif `a une armature (*psi*)

# ***SOMMAIRE :***

Remerciement

Dédicace

Summary(abstract).....	4
الملخص.....	4
Résume .....	4
Notation et symboles .....	5
Sommaire .....	7
Liste des tableaux.....	9
Liste des figures .....	11
Chapitre I : présentation de l’ouvrage et caractéristiques des matériaux.....	15
I-1- Présentation de projet.....	16
I-2- Caractéristiques de la structure.....	16
I-3-Règlement de calcul.....	16
I-4- Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	16
Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments principaux.....	18
II-1-1- Pré dimensionnement des planchers.....	19
II-2-Pré dimensionnement des poutres.....	20
II.3- – Pré dimensionnement du voile.....	21
II-4 -Pré dimensionnement des escaliers.....	22
II-5-Pré dimensionnement de balcon .....	23
II-6 -Pré dimensionnement de l’acrotère.....	23
II-7 descente des charges .....	23
II-8 -Pré dimensionnement des poteaux.....	26
Chapitre III : étude des planchers.....	33
III-1 - plancher à corps creux .....	34
III-2 – dimensionnement des poutrelle.....	34
III -3 –ferraillage de la table de compression .....	36

III-4- étude des poutrelle.....	37
<b>Chapitre IV : calcul des éléments secondaires.....</b>	<b>57</b>
IV.1- l'acrotère.....	58
IV.2-les escaliers.....	62
IV.3-étude des Balcon.....	76
<b>Chapitre V : Etude sismique.....</b>	<b>80</b>
2-paramètres de l'analyse sismique .....	81
3- Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente.....	86
<b>Chapitre VI : Etude des portiques.....</b>	<b>88</b>
VI-3- les poteaux .....	89
VI-4- les poutres .....	98
VI-5- les voiles.....	103
<b>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....</b>	<b>110</b>
VII -2- Calcul des fondations.....	115
<b>Conclusion.....</b>	<b>138</b>
<b>Références Bibliographiques.....</b>	<b>139</b>
Annexes.....	140

## ***LISTES DES TABLEAUX :***

### **CHAPITRE II :**

Tableau II-1 : les dimensions des poutres.....	20
Tableau II-2 : les charges permanentes G et des charges d'exploitation Q.....	25
Tableau II-3 : la loi de dégression.....	25
Tableau II-4 : dimensions du poteau prise en compte.....	32

### **CHAPITRE III :**

Tableau III.1 : évaluation des charges.....	38
Tableau III-2 : les résultats des sollicitations RDC et étages courants.....	45
Tableau III-3 : les résultats des sollicitations terrasse.....	45
Tableau III-4 : les résultats des sollicitations sou sol.....	45

### **CHAPITRE IV :**

Tableau IV.1: descente de charge (volée).....	64
Tableau IV.2 : descente de charge de palier.....	65
Tableau IV.3 : effort tranchant et moment fléchissant (ELUR).....	67
Tableau IV.4: effort tranchant et moment fléchissant(ELS).....	69

### **CHAPITRE VI**

Tableau VI.1: récapitulatif des sollicitations poteau (50*60).....	92
Tableau VI.2: récapitulatif des sollicitations poteau (45*55) .....	92
Tableau VI.3 : récapitulatif des sollicitations poteau (40*50) .....	93
Tableau VI.3 : récapitulatif des sollicitations poteau (35*45) .....	93
Tableau VI.4: récapitulatif de ferrailage du Poteau .....	97
Tableau VI.5 : ferrailage du Poteau .....	97
Tableau VI.6: récapitulatif des moments fléchissant et l'effort tranchant .....	99
Tableau VI.7: récapitulatif des sollicitations de calcul de ferrailages .....	102
Tableau VI.8: prédimensionnement des voiles.....	104
Tableau VI.9: les sollicitation des voiles.....	106

## CHAPITRE VII

Tableau VII.1: effort normal donne par structure .....	121
Tableau VII.2 : section d armateur du radier a l ELU .....	122
Tableau VII.3: vérification des contraintes a l ELS .....	123
Tableau VII.4: section d armateur du radier a l ELU .....	124
Tableau VII.5: vérification des contraintes a l ELS .....	124
Tableau VII.6: sollicitation dans les nervures a l'ELU selon le sens (yy).....	130
Tableau VII.7: sollicitation dans les nervures a l'ELS selon le sens (yy).....	130
Tableau VII.8: sollicitation dans les nervures a l'ELU selon le sens (xx).....	131
Tableau VII.9: sollicitation dans les nervures a l'ELS selon le sens (xx).....	131
Tableau VII.10: résultats de ferrailage des nervures .....	135

## ***LISTES DES FIGURES :***

### **CHAPITRE II**

Figure II.1 : Coupe transversale du plancher à corps creux.....	19
Figure II.2 : section d'une poutre.....	20
Figure II.3-a: Voile en élévation.....	21
Figure II.3-b: Voile en plan.....	21
Figure II.4: schéma statique de l'escalier.....	22
Figure II.5: schéma statique de l'acrotère.....	23
Figure II.6: la section réduite du poteau.....	26
Figure II.7 : les charges verticales agissant sur le poteau.....	27
Figure II.8: la section du poteau.....	27
Figure II.9 : la section la plus sollicitée du poteau.....	28

### **CHAPITRE III**

Figure III.1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	34
Figure III.2: dimensions des poutrelles.....	34
Figure III.3 : section d'une poutrelle.....	35
Figure III.4: section de calcul.....	46
Figure III.5 : section de calcul du moment d'inertie.....	46
Figure III.6 : ferraillement des poutrelles au RDC et étage courant.....	51
Figure III.7 : section de calcul.....	51
Figure III.8 : Ferraillement de poutrelle au sous-sol et terrasse.....	56

### **CHAPITRE IV**

Figure IV.1: schéma statique de l'acrotère.....	58
Figure IV.2: Schéma du ferraillement de l'acrotère.....	61
Figure IV.3: Schéma d'un escalier.....	62
Figure IV.4: Schéma statique de l'escalier.....	62
Figure IV.5: Schéma statique équivalent de l'escalier.....	63

Figure IV.6: Schéma statique de l'escalier.....	65
Figure IV.7: diagrammes des sollicitations.....	66
Figure IV.8: diagrammes des moments.....	67
Figure IV.9: diagrammes des sollicitations.....	68
Figure IV.10: diagrammes des moment retenus.....	69
Figure IV.11: coupe de poutre palière.....	76
Figure IV.12: schéma de ferrailage du balcon.....	79

## CHAPITRE VI

Figure VI.1 : La zone nodale.....	89
Figure VI.2 : espacement entre les armatures longitudinales.....	90
Figure VI.3: les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	91
Figure VI.4 : section réduite de béton.....	94
Figure VI.5 : la zone nodale.....	97
Figure VI.6 : section de calcul en travée.....	100
Figure VI.7 : disposition constructive des armatures des poutres .....	102
Figure VI.8: schéma de ferrailages de poutre principale.....	103
Figure VI.9 : schéma de ferrailages de poutre secondaire I .....	103
Figure VI.10 : schéma de ferrailages de poutre secondaire II .....	103
Figure VI.11 : schéma ferrailage des voile.....	109

## CHAPITRE VII

Figure VII.1 :schéma de ferrailage de voile périphérique.....	116
Figure VII.2 :schéma de radier général.....	116
Figure VII.3 : dimensions du panneau de dalle le plus sollicité.....	117
Figure VII.4 : dimensionnement du feuillet moyen.....	118
Figure VII.5 : dimensions de radier.....	125
Figure VII.6 : schéma de ferrailage de radier.....	127
Figure VII.7 : schéma des lignes de rupture une partie de radier de bâtiment.....	128
Figure VII.8 : schéma statique de la nervure yy.....	129
Figure VII.9 : schéma statique de la nervure xx .....	132
Figure VII.10 : dimension de la nervure.....	134
Figure VII.11: section de calcul en travée.....	136

Figure VII.12: section de calcul en appuis.....	136
Figure VII.13 : exemple de ferrailage de peau.....	137

## INTRODUCTION :

Toute étude relative à un projet de bâtiment en béton armé vise essentiellement à garantir la stabilité et la résistance de la structure afin d'assurer la sécurité des usagers. Dans un contexte de développement économique, les pays industrialisés favorisent la construction verticale dans une logique d'optimisation de l'espace.

Cependant, cette approche n'est pas sans risques, notamment en raison des dégâts causés par les séismes, ce qui nécessite le respect rigoureux des normes parasismiques pour renforcer la rigidité des structures.

Quel que soit le type de bâtiment en béton armé, son étude soulève **plusieurs difficultés**, notamment dans le **choix du modèle de comportement**. Les **règlements parasismiques algériens** proposent des modèles et des approches spécifiques à chaque typologie de bâtiment.

La stabilité de la structure dépend de **la résistance de ses éléments porteurs** (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...), résistance elle-même fonction des matériaux utilisés, de leurs dimensions et de leurs caractéristiques intrinsèques.

Ainsi, le calcul des éléments structurels est réalisé selon les **normes et méthodes reconnues** telles que : **BAEL91 modifié 99, RPA 2024, DTR 2.2**, en se basant sur les propriétés des matériaux (béton et acier), ainsi que sur le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants.

Ce travail constitue une **étude technique complète** de dimensionnement et de ferrailage d'un **bâtiment à usage mixte (habitation et commerce)** de type R+8 avec un sous-sol, implanté dans **la Wilaya MOSTAGANEM**.

La démarche d'étude suivra les étapes principales suivantes :

1. **Chapitre I** : Présentation de l'ouvrage
2. **Chapitre II** : Prédimensionnement des éléments principaux.
3. **Chapitre III**: Etude des planchers.
4. **Chapitre IV** : Étude des éléments non-structuraux (acrotère, escalier...).
5. **Chapitre V** : Étude dynamique.
6. **Chapitre VI**: Calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles).
7. **Chapitre VII** : Étude des fondations.
8. **Conclusion générale** : Synthèse des travaux réalisés et perspectives.

**CHAPITRE 01 :**  
**PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE**

### I.1. Présentation du projet :

Ce projet consiste à l'étude d'un bâtiment (R+08+1 sous sol) à usage habitation en béton armé et d'un rez-de-chaussée dédié aux commerces et les autres niveaux à usage d'habitation. Notre projet sera implanté à la wilaya de **MOSTAGANEM**, exactement à **KHARROUBA**, faisant partie de la zone de sismicité élevée (zone **V**) et sera classé suivant son utilisation comme étant du groupe d'usage **2** (bâtiment d'importance moyenne).

### I.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

#### 2.1 - Dimension en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) .....32,47m.
- Hauteur de sous-sol.....3,40m.
- Hauteur de RDC (commercial)..... 3,23m.
- Hauteur d'étage courant ..... 3.23m.

#### 2.2 - Dimensions en plans :

- Longueur totale..... L long=23,50m.
- Largeur totale .....L trans =22,50m.

### I.3. Règlement de calcul :

Les calculs de ce projet sont effectués conformément aux règles de CBA 93 et aux règles parasismiques algériennes (RPA 2024)

#### Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 2024 comme zone de sismicité élevée (zone **V**).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2**.
- Le site est considéré comme ferme (**S2**).
- Contrainte admissible du sol  $\sigma_s = 2.5$  bars.

### I.4 caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans notre construction seront conformes aux règles techniques de conception, et de calcul des structures en béton armé.

#### A- Le béton :

**Dosage du béton :** Il dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment (**CEM II/B 32,5N**)

- 350kg de ciment CPA325.
- 400l de sable.
- 800l de gravier.
- 175l d'eau.

### 1- Résistance à la compression et à la traction :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours ( $f_{c28}$ ).

Dans notre cas on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \\ f_{tj} = 2,1 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

### 1-Contraintes limites :

#### a- E.I.U.R :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour : } \gamma_b = 1,5, f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} \\ \text{Pour : } \gamma_b = 1,20, f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 17,71 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

#### b- E.L.S

La contrainte admissible du béton est :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

#### 1- Module de déformation longitudinale du béton :

- Pour les charges instantanées (durée d'application inférieure à 24h)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000(25)^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$$

- Pour les charges de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} = 10818,87 \text{ MPa}$$

#### 2- Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à  $\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU) et a  $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

#### b- Acier :

**Types d'aciers utilisés :** on utilise 3 types d'aciers :

- 1<sup>er</sup> type : aciers à haut adhérence (HA).

De nuance  $f_e E500$  et dont la limite élastique est :

$f_e = 500 \text{ Mpa}$  (pour les armatures longitudinales).

- 2<sup>eme</sup> type : Ronds lisses (RL).

De nuance  $f_e E235$  et dont la limite élastique est :

$f_e = 235 \text{ Mpa}$  (pour les armatures transversales).

- 3<sup>eme</sup> type : Treillis soudée (TS).

De nuance  $f_e E500$  et dont la limite élastique est :

$f_e = 500 \text{ Mpa}$  (pour les armatures transversales et pour les armatures longitudinales)

**CHAPITRE 02**  
**PREDEMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE**

Le pré dimensionnement des éléments de la structure doit respecter les règles de **RPA2024** et les différentes règles de béton armé tels que le **CBA93** et le **BAEL91**

### II.1. Prédimensionnement des planchers :

Dans ce projet, nous avons un seul type de plancher. C'est un plancher à corps creux  
Pour la détermination de l'épaisseur du plancher, on utilise la condition de flèche (rigidité) suivante :

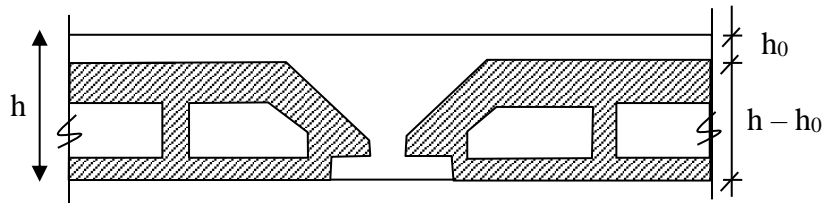


Fig. II.1 Coupe transversale du plancher a corps creux

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

Avec : **h** : L'épaisseur totale du plancher.

**L** : plus grande portée entre nus d'appuis des poutres porteuses.

$$L = 4,10 \text{ m} \Rightarrow 16,4 \text{ cm} \leq h \leq 20,5 \text{ cm}$$

On prend  $h = 20\text{cm} = (16 + 4) \text{ cm}$  avec 16 l'épaisseur du corps creux et 4 cm l'épaisseur de la dalle de compression.

#### ✓ Dimensionnement des poutrelles :

La section transversale de la poutrelle est assimilée à une section en T

$$b_1 = \min\left(\frac{b-b_0}{2}; \frac{L_{max}}{10}\right)$$

Avec :  $\begin{cases} L: \text{portée de la nervure entenus des poutres principales} \\ L_0: \text{distance entre axes desnervures} \end{cases}$

$$b_1 = \min\left(\frac{60-12}{2}; \frac{410}{10}\right) = 24 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + 12 = 60\text{cm}$$

Soit la largeur de la nervure  $b = 60\text{cm}$  (dimension normalisée).

## II.2. Prédimensionnement des poutres :

Les poutres seront prés dimensionnées selon la formule empirique dite condition de rigidité La hauteur d'une poutre continue doit respecter la condition de la flèche suivante :

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

Au plus de cette vérification, les dimensions de la poutre doivent respecter les règles  
Données par RPA2024.

- $b \geq 25 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $0.4 \times h < b < 0.8 \times h$  selon **BAEL**

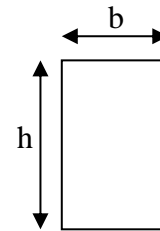


Fig.II.2. Section d'une poutre.

Avec :

**L** : la plus grande portée de la poutre

**h** : hauteur de la poutre

**b** : largeur de la poutre

Les résultats de calcul sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

Tableau II.1. Les dimensions des poutres

Type de poutres	L (cm)	L/15	L/10	h (cm)	b (cm)	h / b	Section adoptée (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutres principales (PP)</b>	645	43	64.5	50	30	1.66	30x50
<b>Poutres secondaires (PS)</b>	410	27.33	41	35	30	1.16	30x35

**II.3. Prédimensionnement des voiles :**

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par (RPA2024) 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.

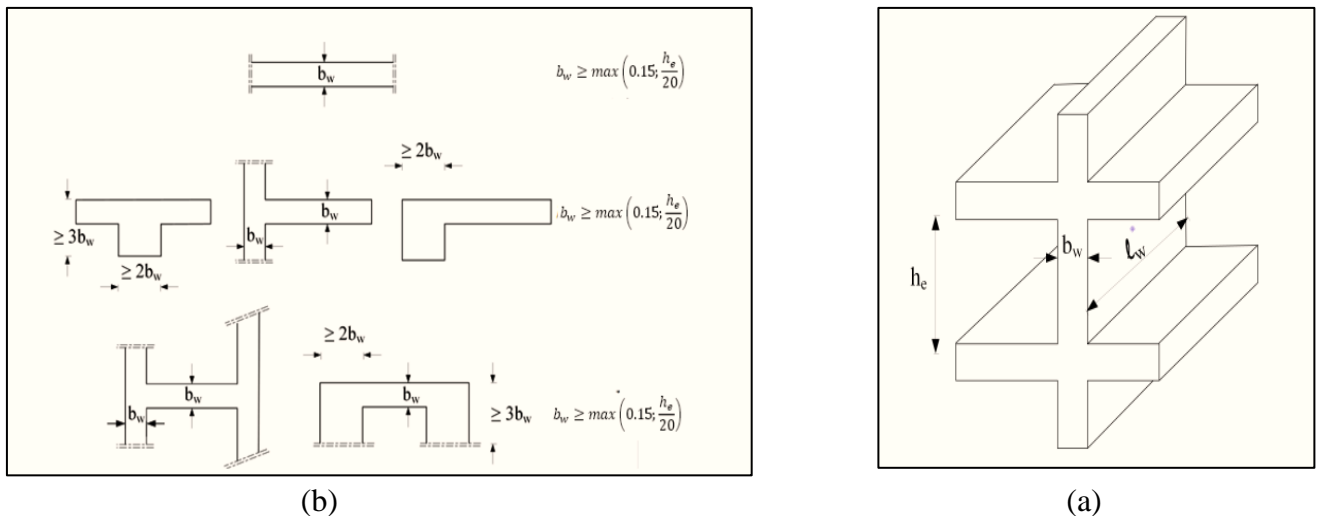
- Charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement

D'après le RPA 2024 « les éléments satisfaisants la condition  $(b_w \geq \text{Max} (15 ; \frac{h_e}{20}))$  sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

- L : porté du voile.
- e : épaisseur du voile.

L'article (RPA2024). « 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 comme indiquer dans la figure (II.3)



**Fig. II-3. (a) Coupe de voile en élévation (b) Coupe de voile en plan**

$e > \frac{h_e}{20}$  ;  $h_e = 323 - 35 = 288 \text{ cm}$

$e \geq 14,4 \text{ cm}$

On adopte Alors :

**e = 20 cm**

**II.4 Prédimensionnement des escaliers :**

**Calcul du nombre des marches :**

Pour RDC :  $H = 323 \text{ cm}$

Soit :

**h** : hauteur de contre marche,

**H** : hauteur d'un demi-étage,

**g** : largeur de la marche,

**n** : nombre de contre marches,

**n-1** : nombre de marches,

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

$$H = \frac{323}{3} = 107.66 \text{ cm, on prend } h = 17 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} n = \frac{H}{h} = \frac{107.66}{17} = 7 \text{ (nombre de contre marches)} \\ n - 1 = 6 \text{ (nombre de marches)} \end{cases}$$

$$\text{D'autre part : } (n-1) \cdot g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{6} \Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

D'après la formule de Blondel, on a :  $58 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm.}$

$2h+g = 2 \times 17+30 = 64 \text{ cm}$  et que  $58 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm.}$

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = \arctg \alpha = 29,54^{\circ} \longrightarrow \alpha = 29,54^{\circ}$$

**Epaisseur de la paillasse et du palier :**

**Epaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} ; \text{ on a } l = \frac{180}{\cos \alpha} = 206,89 \text{ cm.}$$

$$6,89 \leq ep \leq 10,34$$

Pour les conditions de mise en œuvre et de ferrailage on prend  $ep = 12$

**Epaisseur du palier :**

$$e_{\text{palier}} = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos \alpha}$$

$$e_{\text{palier}} = 13,79 \text{ cm, on prend } e_{\text{palier}} = 12 \text{ cm.}$$

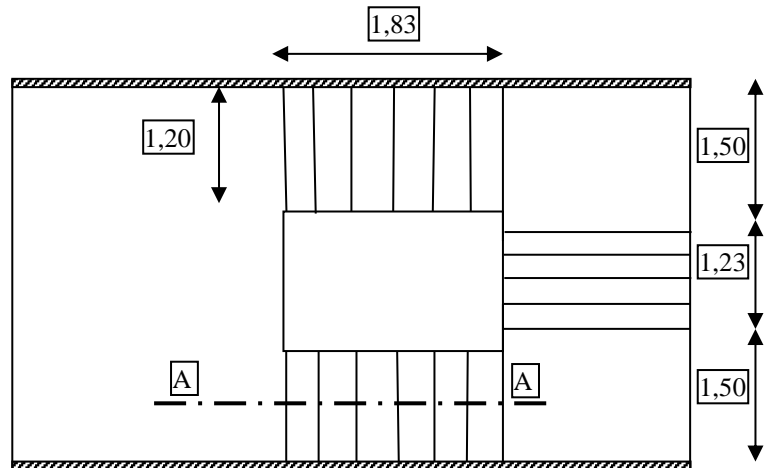


fig II-4: Schéma statique équivalent de l'escalier

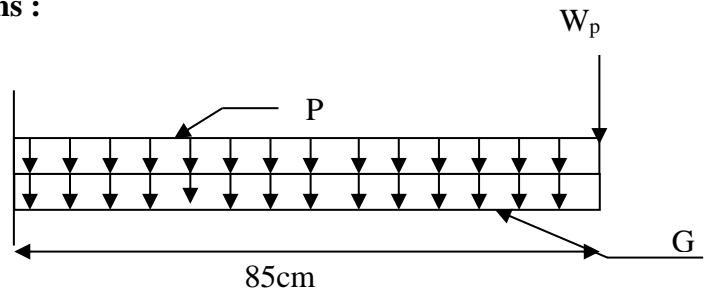
**II.5. Prédimensionnement des balcons :**

L'épaisseur des balcons :

$$ep = \frac{l}{10} \quad \text{Avec } l=85\text{cm}$$

$$ep=8.5\text{cm}$$

On prend :  $e = 15\text{cm}$



**ISI.6. Prédimensionnement de l'acrotère :**

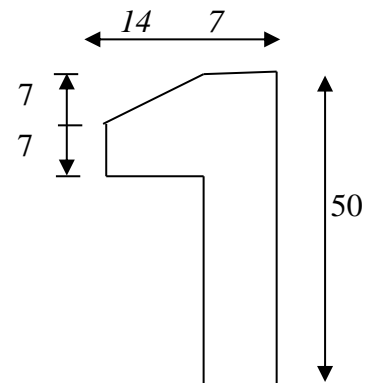
Le calcul se fait pour 1m de largeur

Le poids propre de l'acrotère  $G = \rho * s$

$\rho$  : Le poids volumique du béton =25kN/m<sup>3</sup>  
 $S$  : la surface transversale totale de l'acrotère

$$S = 0.06\text{m}^2$$

$$G_{\text{TOTAL}} = 1,5 \text{ KN/ml}$$



**fig II.5 : schéma statique du l'acrotère**

**II.7. Descente des charges :**

**Les charges réglementaires :**

Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitations ou surcharges.

✓ **Les charges permanentes :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fournit des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitations.

✓ **Les charges d'exploitations :**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Réglementaire D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

**Plancher terrasse inaccessible :**

**Dalle à corps creux :**

1-protection en gravillons roulés (5cm) → 01,0 KN/m<sup>2</sup>

2-Étanchéité multicouche (2cm)	→	0,12 KN/m <sup>2</sup>
3-forme de pente en béton léger (14.5cm)	→	3,19 KN/m <sup>2</sup>
4-Isolation thermique en polystyrène (4cm)	→	0,16 KN/m <sup>2</sup>
5-plancher à corps creux +dalle de compression (16 +4)	→	2,80 KN/m <sup>2</sup>
6-Enduit en mortier de ciment (2m)	→	0,36 KN/m <sup>2</sup>

**Charge permanente**  $G_T = 7,63 \text{ KN/m}^2$

**Charge d'exploitation**  $Q_T = 1 \text{ KN/m}^2$

**Plancher terrasse accessible :**

**Dalle à corps creux :**

1-dalle de sol (2cm)	→	0,20 KN/m <sup>2</sup>
2-Étanchéité multicouche (2cm)	→	0,12 KN/m <sup>2</sup>
3-Béton forme de pente (8cm)	→	1,76 KN/m <sup>2</sup>
4-Isolation thermique en polystyrène (4cm)	→	0,16 KN/m <sup>2</sup>
5-plancher à corps creux +dalle de compression (16 +4)	→	2,80 KN/m <sup>2</sup>
6-Enduit en mortier de ciment (2m)	→	0,36 KN/m <sup>2</sup>

**Charge permanente**  $G_T = 6,44 \text{ KN/m}^2$

**Charge d'exploitation**  $Q_T = 1,5 \text{ KN/m}^2$

**Plancher S-SOL et RDC et étage courant :**

**Dalle à corps creux**

1-revêtement en dalle de sol (2cm)	→	0,20 KN/m <sup>2</sup>
2-Mortier de pose (2cm)	→	0,40 KN/m <sup>2</sup>
3-chape en mortier de ciment (2cm)	→	0,40 KN/m <sup>2</sup>
4 -Plancher à corps creux (16+4)	→	2,80 KN/m <sup>2</sup>
5-cloison légère (10 cm)	→	1 KN/m <sup>2</sup>
6-enduit en mortier (2cm)	→	0,36 KN/m <sup>2</sup>

**Charge permanente**  $G_T = 5,16 \text{ KN/m}^2$

**Charge d'exploitation (étage courant)**  $Q_T = 1,5 \text{ KN/m}^2$

**Charge d'exploitation (S- SOL)**  $Q_T = 2,5 \text{ KN/m}^2$

**Maçonnerie :**

Parois extérieure, brique creuse (10cm)	→	1KN/m <sup>2</sup>
Parois intérieure, brique creuse (10cm)	→	1KN/m <sup>2</sup>
Enduit de plâtre (2cm)	→	0,20 KN/m <sup>2</sup>
Enduit de ciment (2cm)	→	0,36KN/m <sup>2</sup>

Charge permanente

$$G_m = 2,56 \text{KN/m}^2$$

Les résultats sont illustrés sur le tableau suivant :

Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	7,63	1
Terrasse accessible	6,44	1,5
RDC et 1 <sup>er</sup> jusqu'a 7 <sup>eme</sup> étage	5,16	1,5
S-SOL	5,16	2,5
Maçonnerie	2,56	/

Tableau II.2. Charges permanentes et charges d'exploitations

Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

Soit  $q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou terrasse couvrant le bâtiment  $q_1, q_2, q_3, \dots, q_n$  les charges d'exploitation respectives des planches des étages 1,2, 3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul d'appui les charges d'exploitation suivantes

DRR BC 22 charges permanentes et charges d'exploitation

Niveau	La loi de dégression	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	$Nq_0 = 1 \text{KN/m}^2$	1,00
Haut étage 8	$Nq_1 = q_0 + q_1$	2,5
Haut étage 7	$Nq_2 = q_0 + 0.95 (q_1 + q_2)$	3,85
Haut étage 6	$Nq_3 = q_0 + 0.9 (q_1 + q_2 + q_3)$	5,05
Haut étage 5	$Nq_4 = q_0 + 0.85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6,10
Haut étage 4	$Nq_5 = q_0 + 0.8 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7,00
Haut étage 3	$Nq_6 = q_0 + 0.75 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$	7,75
Haut étage 2	$Nq_7 = q_0 + 0.71 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7)$	8,455
Haut étage 1	$Nq_8 = q_0 + 0.69 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8)$	9,28
Haut RDC	$Nq_9 = q_0 + 0.67 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8 + q_9)$	10,04
Haut S_SOL	$Nq_9 = q_0 + 0.65 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8 + q_9 + q_{10})$	11.4

Tableau. II.3. La loi de dégression

**II.8. Pré dimensionnement des poteaux :**

Les dimensions des poteaux doivent respecter le critère de résistance et vérifier les conditions du RPA2024 ainsi que la condition de flambement.

**a. Critère de résistance :**

Soit : **Nu** : effort normal ultime agissant sur le poteau

$$Nu \leq \alpha \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (I)$$

Avec :

**A** : section d'armatures à mettre en place ;

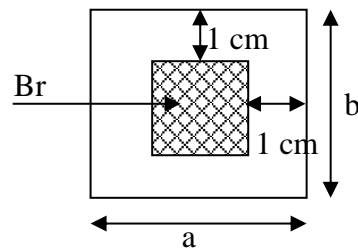
**Br** : section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$Br = (a - 2) (b - 2) \rightarrow \text{pour une section rectangulaire (voir Fig.II.8)}$$

$\gamma_b = 1,5$

$\gamma_s = 1,15$

$\alpha$  : Coefficient déduit de l'élanement mécanique  $\lambda$ .



**Fig. II.6.** La section réduite du poteau.

Il est préférable de prendre  $\lambda \leq 35$  pour que toutes les armatures participent à la résistance.

Pour notre calcul, on prend  $\lambda = 35$

Donc :  $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$  (car  $\lambda \leq 50$ )

$\Rightarrow \alpha = 0,71$

**Remarque :**

La valeur de  $\alpha$  doit être divisée par un coefficient  $\theta$  égal à :

- 1,2 si la majeure partie des charges est appliquée avant 90 jours ;

- 1,1 si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours

Pour notre cas, la durée probable d'application de la majeure partie des charges est supérieure à 90 jours ; donc  $\theta = 1,1$ .

A partir de la relation (I), on déduit que :

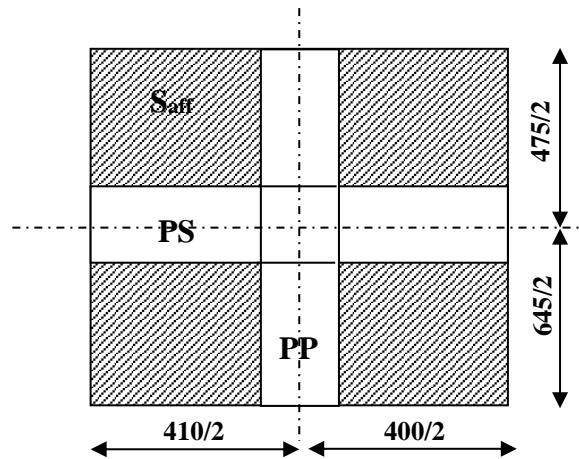


Fig. II.7. Les charges vertical esagissant sur le poteau.

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A}{Br} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

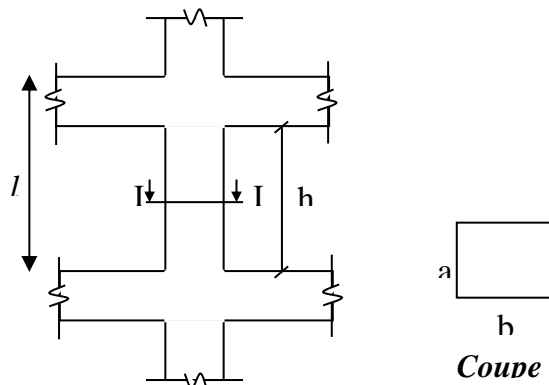
On prend :  $\frac{A}{Br} = 1 \%$

$$\Rightarrow Br \geq \frac{Nu \text{ [KN]}}{0,71 \left[ \frac{25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{1}{100} \times \frac{500}{1,15 \times 10} \right]}$$

Donc :  $Br \geq 0,62 Nu$        $Nu \text{ [KN]}, Br \text{ [cm}^2\text{]}$

**b. Conditions de RPA2024 :**

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :



Pour une section rectangulaire : **Fig II.8. La section du**

- $\text{Min} (b, a) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min} (b, a) \geq \frac{he}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{a} < 4$

Nous adoptons pour des poteaux carrés ( $a=b$ )

**c. Critère de flambement :**

Il faut vérifier que :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$$

Avec :

$\lambda$  : élancement ;

$l_f$  : longueur de flambement ;

$$l_f = 0,7 l_0$$

$l_0$  : longueur libre du poteau

$i$  : rayon de giration de la section de plan de flambement ;

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

**B**: Aire de la section du béton seul ;

**I** : moment d'inertie.

$$I = \frac{a^4}{12} \rightarrow \text{Pour une section carrée}$$

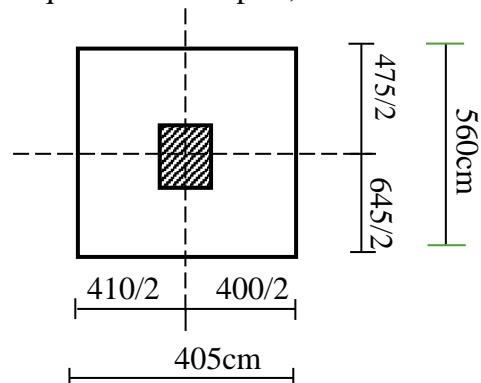
**Pré dimensionnement des poteaux de notre bâtiment :**

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central).

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas ;

La surface afférente est donnée par :

$$S = 5.60 * 4.05 = 22.68 \text{ m}^2$$



**Figure II.9- La section le plus sollicité du poteau**

**Pré dimensionnement des poteaux :**

➤ **Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux  $N_U$  :**

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

1) **Les efforts de compression due aux charges permanentes  $N_G$  :**

On calcule les efforts de compression agissant sur les poteaux dus aux charges permanentes

Suivant le **RPA 2024**

Plancher terrasse inaccessible :  $G \times S = 7,63 \times 22,68 = 173,048 \text{ KN}$

Plancher S-SOL e RDC et l'étage courant :  $n \times G \times S = 10 \times 5,16 \times 22,68 = 1170,29 \text{ KN}$

(n=10 le nombre de plancher d'étage)

Poutre principale :  $G = 0,3 \times 0,5 \times 6,45 \times 25 \times 10 = 241,88 \text{ KN}$

Poutre secondaire :  $G = 0,3 \times 0,35 \times 4,10 \times 25 \times 10 = 107,625 \text{ KN}$

(n=10 le nombre des niveaux )

$$N_G = 1,15(173,048 + 1170,29 + 241,88 + 107,63) = 1946,77 \text{ KN}$$

2) **Les efforts de compression due charge d'exploitation :**

Par application de la loi de dégression :  $Q = 11,40 \text{ KN/m}^2$

$$N_Q = 1,15 \times 11,40 \times 22,68 = 297,33 \text{ KN}$$

Donc  $N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,35 \times 1946,77 + 1,5 \times 297,33 = 3074,13 \text{ KN}$

➤ **Critère de résistance :**

On a  $Br \geq 2592 \text{ cm}^2$

On adopte un poteau de dimensions (60x 45)  $\text{cm}^2$

**Vérification des conditions du RPA 2024 :**

$\min(a, b) = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition verifiée}$

$\min(a, b) = 45 \text{ cm} > \frac{340}{20} = 17 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition verifiée}$

$\frac{1}{4} < \frac{b}{a} = 0,75 < 4 \dots \dots \dots \text{condition verifiée}$

➤ Vérification au flambement :

On a :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$$

$$l_f = 0,7 l_0 \quad \text{avec : } l_0 = 3,23 \Rightarrow l_f = 2,261 \text{ m}$$

1) S-SOL et RDC et 1er étage : (45×60) cm<sup>2</sup>

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Avec: } I = \frac{ba^3}{12} = 0.0081 \text{ m}^4 \\ B = axb = 0,6 \times 0,45 = 0,27 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{0.0081}{0.27}} = 0,173 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,261}{0,173} = 13.05$$

13.05 ≤ 35 ..... Condition vérifiée.

2) 2eme étage et 3eme étage et 4eme étage : (40 × 55) cm<sup>2</sup>

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Avec: } I = \frac{ba^3}{12} = 0.0055 \text{ m}^4 \\ B = axb = 0,4 \times 0,55 = 0,22 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow i = \sqrt{\frac{0.0055}{0.22}} = 0.159 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,261}{0,159} = 14.29 \quad 14.29 \leq 35 \text{ ..... Condition vérifiée.}$$

3) 5eme étage et 6eme étage : (35 × 50) cm<sup>2</sup>

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Avec: } I = \frac{ba^3}{12} = 0.0036 \text{ m}^4 \\ B = axb = 0,35 \times 0,5 = 0,175 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow i = \sqrt{\frac{0.0036}{0.175}} = 0.143 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,261}{0,143} = 15.81 \quad 15.81 \leq 35 \text{ ..... Condition vérifiée.}$$

4) 7eme étage et 8eme étage : (35× 45) cm<sup>2</sup>

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$\text{Avec : } \left. \begin{array}{l} I = \frac{b a^3}{12} = 0.0027 \text{ m}^4 \\ B = a \times b = 0.35 \times 0.45 = 0.158 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow i = \sqrt{\frac{0.0027}{0.158}} = 0.13 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.261}{0.13} = 17.93$$

17.93 ≤ 35 ..... Condition vérifiée.

Le tableau suivant résume les dimensions des poteaux prises en compte pour les différents étages de la construction :

**Tableau. II.4. Dimensions des poteaux prises en compte**

Niveau	Section de poteau (cm <sup>2</sup> )
S-SOL	45x60
RDC	45x60
01	45x60
02	40x55
03	40x55
04	40x55
05	35x50
06	35x50
07	35x45
08	35x45

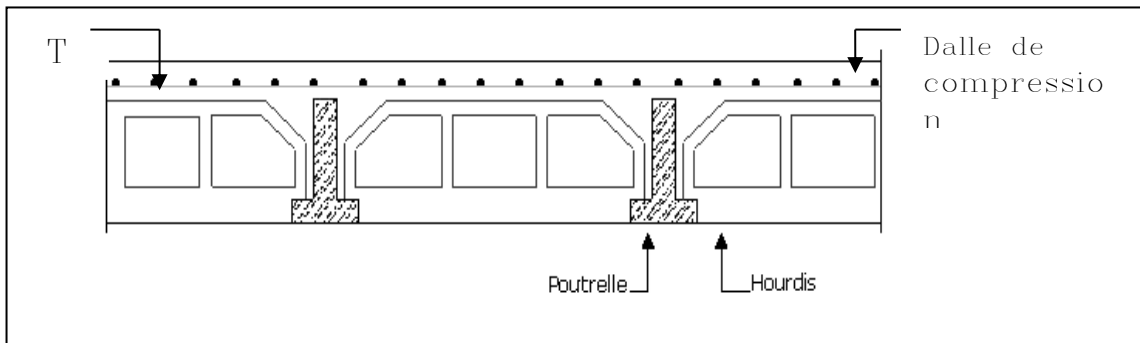
**CHAPITRE 03 :**  
**ETUDE DES PLANCHER**

**III.1. Introduction :**

Les planchers en corps creux sont constitués de :

- Corps creux
- Nervures
- Dalle très mince

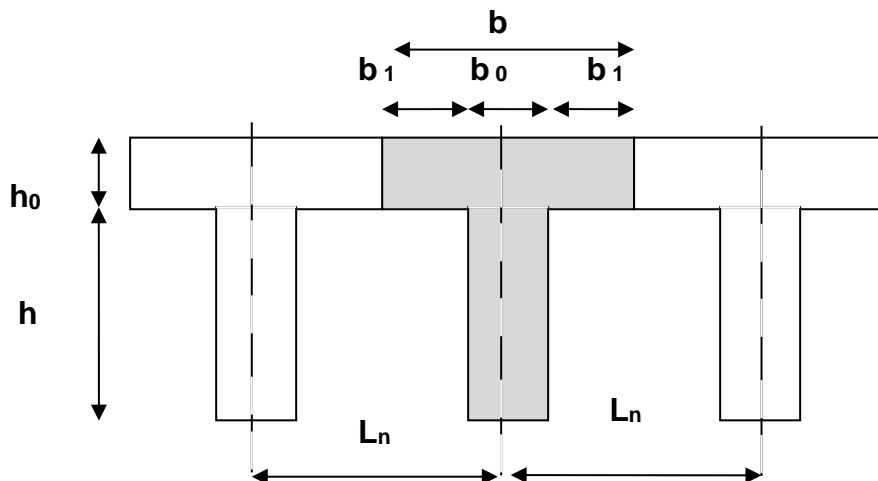
Il existe une très grande variété de corps creux, ils peuvent être soit en argile cuite, soit en béton (béton ordinaire ou béton léger).



**Fig. III.1. coupe transversales d'un plancher à corps creux**

**III.2. Détermination des dimensions des poutrelles :**

On a un plancher d'épaisseur 20cm dont ; 4cm pour la dalle de compression et 16 cm pour le corps creux. La section transversale de la poutrelle est une section en (Té)



**Fig. III.2. dimensions des poutrelles**

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 20\text{cm} \\ h_1 = 16\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{array} \right\}$$

D'après les règles B.A.E.L.91 la largeur des ailettes de la table de compression ( $b_1$ ) sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} *b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ *b_1 \leq \frac{L}{10} \\ *b_1 \leq (6;8)h_0 \\ *b = 2b_1 + b_0 \end{array} \right.$$

Avec :

$L_n$  : La distance entre axes des nervures et

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

$L_n = 60\text{cm}$  ; d'après les normes Algériennes

On prendra  $b_0 = 12\text{cm}$ .

$$b_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n - b_0}{2} = \frac{60 - 12}{2} = 24\text{cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{480}{10} = 48\text{cm} \\ (6 ; 8)h_0 = (6 ; 8) \times 4 = (24 ; 32) = 28\text{cm} \end{array} \right.$$

$$b_1 \leq \min (24 ; 48 ; 28) = 24\text{cm}$$

Donc :

$$b_1 = 24\text{cm et}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60\text{cm.}$$

D'après les normes Algériennes, les dimensions du corps creux et la dalle de compression sont :

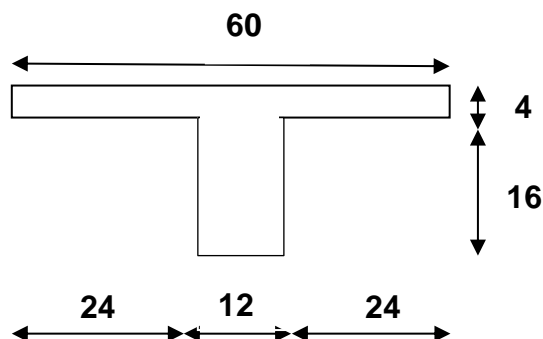


Fig. III.3. section d'une poutrelle

### III.3. Ferrailage de la table de compression :

D'après les règles B.A.E.L.91 : L'épaisseur minimale de la dalle de compression est

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

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note :  $A_{\perp}$
- 30cm : Pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note :  $A_{//}$

Les sections de ces armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Si :  $L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$
- Si :  $50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$

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

Avec :

- $f_e$  : la limite d'élasticité du treillis soudé en [MPa]      A : en [ $\text{cm}^2/\text{ml}$ ]

#### a- Armatures perpendiculaires aux nervures ( $A_{\perp}$ ) :

##### • Détermination des armatures :

$$\text{On a: } 50\text{cm} \leq L_n = 60\text{cm} \leq 80\text{cm} \quad \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L_n}{f_e},$$

$$\text{On prendra } \varphi_6 \Rightarrow f_e = 500\text{MPa}$$

$$\text{Donc: } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 60}{500} = 0,48\text{cm}^2/\text{ml}$$

##### • Choix des armatures :

$$5\text{T5}/\text{ml} \quad \longrightarrow A = 0,98\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T5} \quad \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

#### b. Armatures parallèles aux nervures ( $A_{//}$ ) :

##### • Détermination des armatures :

$$\text{On a: } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,48}{2} = 0,24\text{cm}^2/\text{ml}$$

##### • Choix des armatures :

$$5\text{T5}/\text{ml} \quad \longrightarrow A = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(T5  $\longrightarrow$  e = 20cm).

**Choix** : on adoptera un TS $\phi$ 5 de mailles (20×20) cm<sup>2</sup>.

### III.4. Etude des poutrelles :

Dans le cas de planchers comportant des poutres (secondaires ou principales ) surmentées par une dalles générales à laquelle elles sont liées , ils est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres , les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité , éventuellement par des conditions complémentaires : **(B A E L 91/B.6.2 ,20)**

- Méthode forfaitaire pour les plancher à charges d'exploitation modérée ; **:(B A E L 91/B.6.2 ,21)**
- Méthode Caquot pour les plancher à charges d'exploitation relativement élevée ; **(B A E L 91/B.6.2 ,22)**

#### Condition d'application de la méthode forfaitaire :

Un plancher est dit a charge d'exploitation modéré si :

- 1) La surcharge d'exploitation  $P \leq \min(2G; 500 \text{ daN/m}^2)$  ;
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 et
- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)

#### • Principe de la méthode :

Soit  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{P}{G+P}$$

- $\alpha$ : Coefficient ;
- P : La surcharge d'exploitation non pondérée et
- G : La charge permanente non pondérée.

#### • Moment en travée :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq [\max((1 + 0,3\alpha); 1,05)] M_0$$

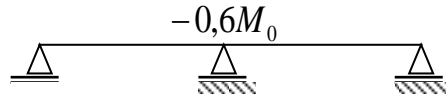
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \longrightarrow \text{Dans le cas d'une travée de rive} \\ M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \longrightarrow \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

- $M_g$  : Le moment en appuis de gauche et

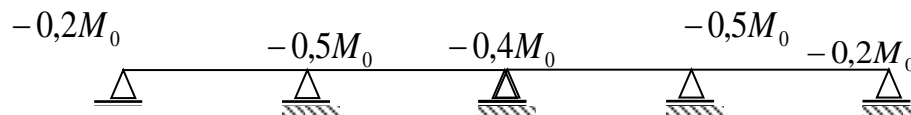
- $M_d$  : Le moment en appuis de droite.

• **Moment en appuis :**

\*  $M_a \leq -0,60M_0$  Cas d'une poutre à deux travées ;



\*  $M_a \leq -0,50M_0$  Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre a plus de deux travées ;



\*  $M_a \leq -0,40M_0$  Pour les autres appuis intermédiaires.

Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment de part et d'autre de l'appui.

**Remarque :** dans notre cas la méthode de forfaitaire est vérifiée

**Evaluation des charges :**

Tableau .III-1:Evaluation des charge

Niveau	Réservation	G(kg/m <sup>2</sup> )	P(kN/m <sup>2</sup> )	ELU $q_u=1.35G+1.5P$ (kN/m <sup>2</sup> )	ELS $q_s =G+P$ (kN/m <sup>2</sup> )	Bonde de e(m)	ELU $q_{u*e}$ (kN/m)	ELS $q_{s*e}$ (kN/m)
Terrasse inaccessible	-	7,63	1	11,80	8,63	0.6	7,08	5,18
RDC +8éatge courant	Habitation	5,16	1,5	9,22	6,66	0.6	5,53	4,00
1-s-sols	Parking	5,16	2,5	10.72	7,66	0.6	6,43	4,60

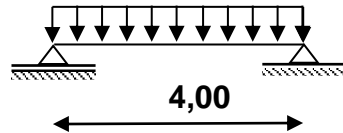
Type des poutrelles :

1- étage courant et RDC :

Type 1 :

$$q_u = 5.53 \text{ KN/m}$$

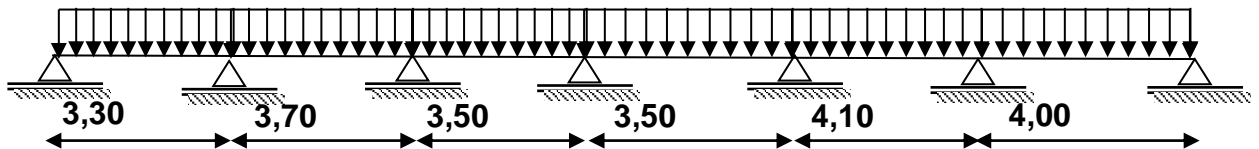
$$q_s = 4.00 \text{ KN/m}$$



Type 2 :

$$q_u = 5.53 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 4.00 \text{ KN/m}$$

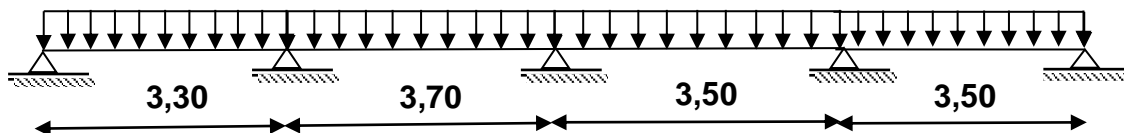


c

Type 3:

$$q_u = 5.53 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4.00 \text{ KN/ml}$$

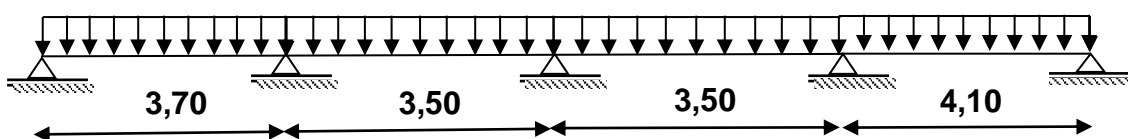


2. terrasse inaccessible :

Type 4:

$$q_u = 7.08 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 5.18 \text{ KN/ml}$$

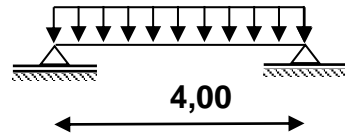


3- étage haute sous-sol :

Type5 :

$$q_u=6.43 \text{ KN/m}$$

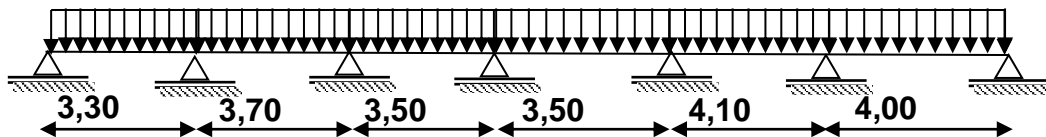
$$q_s=4.60 \text{ KN/m}$$



Type 6 :

$$q_u=6.43 \text{ KN/m}$$

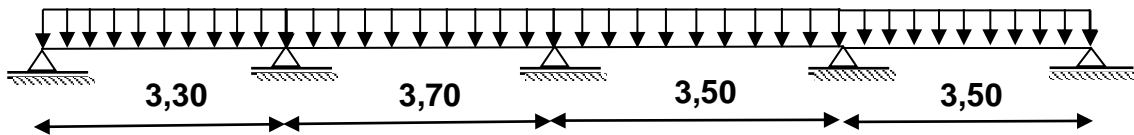
$$q_s=4.60 \text{ KN/m}$$



Type 7 :

$$q_u=6.43 \text{ KN/ml}$$

$$q_s=4.60 \text{ KN/ml}$$



Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $P = 150 \text{ daN/m}^2 \leq \min(2 \times 520; 500) \text{ daN/m}^2 = 500 \text{ daN/m}^2 \longrightarrow$  Condition vérifiée.
- Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées  $\longrightarrow$  Condition vérifiée.
- Le rapport de deux portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.30}{3.70} = 0.89 \leq 1,25 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.70}{3.50} = 1,05 \leq 1,25 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.50}{3.50} = 1 \leq 1,25 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\longrightarrow$  Condition vérifiée.

**Conclusion :**

Les 04 conditions sont vérifiées pour tous les types :

⇒ On peut utiliser la méthode forfaitaire.

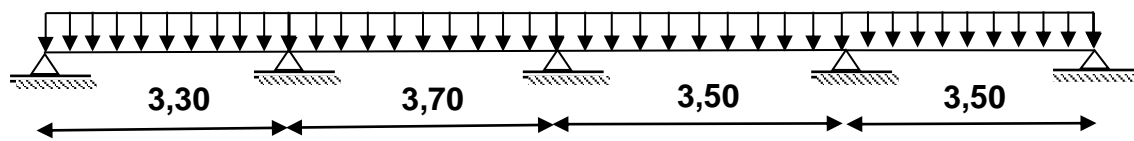
**Application de la méthode forfaitaire :**

Poutrelle 1 :

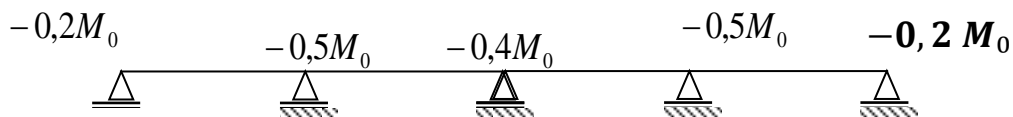
Schéma statique :

$$q_u = 5.53 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4.00 \text{ KN/ml}$$



Moments fléchissent en appuis :



**Les moments isostatiques :**

$$\alpha = \frac{P}{G+P} \implies \frac{1,5}{5,16+1,5} = 0,225$$

$$0 \leq \alpha = 0,225 \leq \frac{2}{3}$$

**ELUR :**

$$L = 3,30 \text{ m} \longrightarrow M_{0A-B} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5,53 \times 3,30^2}{8} = 7,52 \text{ KN.m}$$

$$L = 3,70 \text{ m} \longrightarrow M_{0B-C} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5,53 \times 3,70^2}{8} = 9,46 \text{ KN.m}$$

$$L = 3,50 \text{ m} \longrightarrow M_{0C-D} = M_{0D-E} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{5,53 \times 3,50^2}{8} = 8,46 \text{ KN.m}$$

**ELS :**

$$L = 3,30 \text{ m} \longrightarrow M_{0A-B} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,00 \times 3,30^2}{8} = 5,445 \text{ KN.m}$$

$$L = 3,70 \text{ m} \longrightarrow M_{0B-C} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,00 \times 3,70^2}{8} = 6,845 \text{ KN.m}$$

$$L = 3,50 \text{ m} \longrightarrow M_{0CD} = M_{0DE} = \frac{4,00 \times 3,50^2}{8} = 6,125 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments en appuis :

**ELUR :**

$$M_A = 0.2 M_0 = 0.2 \times 7.52 = 1.504 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 M_0 = 0.5 \times 9.46 = 4.731 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 M_0 = 0.4 \times 9.46 = 3.784 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.5 M_0 = 0.5 \times 8.46 = 4.234 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.2 M_0 = 0.2 \times 8.46 = 1.692 \text{ KN.m}$$

**ELS:**

$$M_A = 0.2 M_0 = 0.2 \times 5.445 = 1.089 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 M_0 = 0.5 \times 6.845 = 3.422 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 M_0 = 0.4 \times 6.845 = 2.738 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.5 M_0 = 0.5 \times 6.125 = 3.062 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.2 M_0 = 0.2 \times 6.125 = 1.225 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments en travées :

• **Cas de travée de rive (A-B et D-E) :**

$$\begin{cases} M_{t1} + \frac{0,5+0,2}{2} M_{01} \geq [\max((1 + 0,3 \times 0,225); 1,05)] M_{01} \\ M_{t1} \geq \left( \frac{1,2+0,3 \times 0,225}{2} \right) M_{01} \end{cases}$$

**Travée AB**

**ELUR :**

$$M_{t1} + \frac{1,504+4,731}{2} \geq [\max((1 + 0,3 \times 0,225); 1,05)] 7,52 \longrightarrow M_{tAB} = 4,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} \geq \left( \frac{1,2+0,3 \times 0,225}{2} \right) 7,52 \longrightarrow M_{tAB} = 4,76 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{tAB} = 4,92 \text{ KN.m}$

**ELS:**

$$M_{t1} + \frac{1,089+3,422}{2} \geq [\max((1 + 0,3 \times 0,225); 1,05)] 5,445 \longrightarrow M_{tAB} = 3,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} \geq \left( \frac{1,2+0,3 \times 0,225}{2} \right) 5,445 \longrightarrow M_{tAB} = 3,45 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{tAB} = 3,55 \text{ KN.m}$

Travée DE

**ELUR :**

$$M_{t1} + \frac{4,234+1,692}{2} \geq [\max((1 + 0,3 \times 0,225); 1,05)]8,46 \longrightarrow M_{tDE} = 6,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} \geq \left(\frac{1,2+0,3 \times 0,225}{2}\right) 8,46 \longrightarrow M_{tDE} = 5,36 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{tDE} = 6,08 \text{ KN.m}$

**ELS :**

$$M_{t1} + \frac{1,225+3,062}{2} \geq [\max((1 + 0,3 \times 0,225); 1,05)]6,125 \longrightarrow M_{tDE} = 4,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} \geq \left(\frac{1,2+0,3 \times 0,225}{2}\right) 6,125 \longrightarrow M_{tDE} = 3,88 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{tDE} = 4,39 \text{ KN.m}$

- Cas de travée intermédiaire (BC)-(CD) :

Travée BC :

**ELUR :**

$$M_{t1} + \frac{4,731+3,784}{2} \geq [\max((1 + 0,3 \times 0,225); 1,05)]9,46 \longrightarrow M_{tBC} = 5,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} \geq \left(\frac{1+0,3 \times 0,225}{2}\right) 9,46 \longrightarrow M_{tBC} = 5,05 \text{ KN.m}$$

On prend:  $M_{tBC} = 5,84 \text{ KN.m}$

**ELS:**

$$M_{t1} + \frac{3,422+2,738}{2} \geq [\max((1 + 0,3 \times 0,225); 1,05)]6,845 \longrightarrow M_{tBC} = 4,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} \geq \left(\frac{1+0,3 \times 0,225}{2}\right) 6,845 \longrightarrow M_{tBC} = 3,56 \text{ KN.m}$$

On prend:  $M_{tBC} = 4,22 \text{ KN.m}$

Travée CD:

**ELUR:**

$$M_{t1} + \frac{3,784+4,234}{2} \geq [\max((1 + 0,3 \times 0,225); 1,05)]8,46 \longrightarrow M_{tCD} = 5,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{t1} \geq \left(\frac{1+0,3 \times 0,225}{2}\right) 8,46 \longrightarrow M_{tCD} = 4,51 \text{ KN.m}$$

On prend:  $M_{tCD} = 5,02 \text{ KN.m}$

**ELS:**

$$M_{t1} + \frac{2,738+3,062}{2} \geq [\max((1 + 0,3 \times 0,225); 1,05)]6,125 \longrightarrow M_{tCD} = 3,63 \text{ KN.m}$$

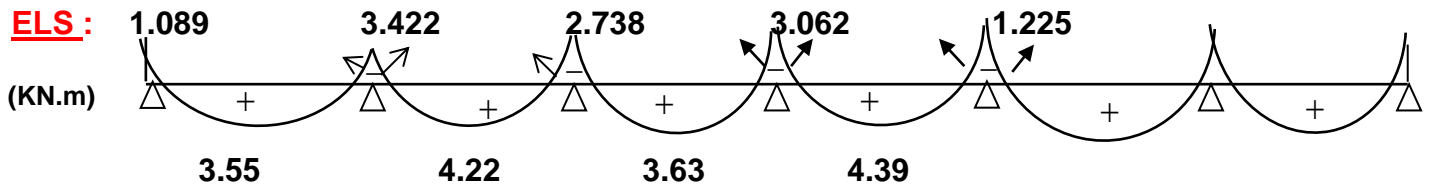
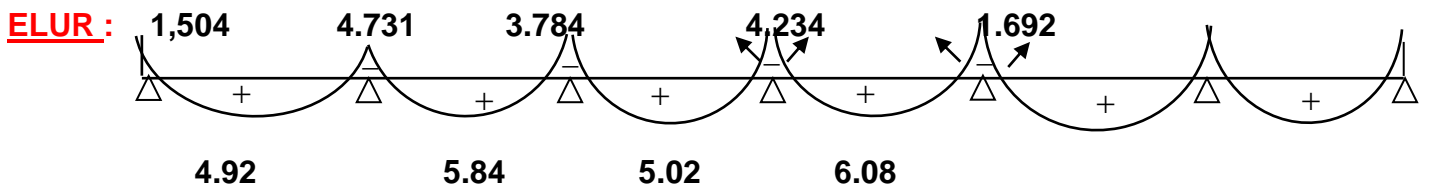
$$M_{t1} \geq \left(\frac{1+0,3 \times 0,225}{2}\right) 6,125 \longrightarrow M_{tCD} = 3,26 \text{ KN.m}$$

On prend:  $M_{tcd} = 3,63 \text{ KN.m}$

Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants

Type 1 :

ELUR :



Les résultats des sollicitations sont illustrés dans les tableaux suivants :

**Tableau .III.2.:les résultats de sollicitation RDC et étages courants**

Type		$M_T(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	T( KN)
<b>Type01</b> <b>Méthode forfaitaire</b>	ELU	9,40	1.66	11,06
	ELS	6,79	1.20	
<b>Type02</b> <b>Méthode forfaitaire</b>	ELU	8.337	-5.810	12.186
	ELS	6.025	-4.189	
<b>Type03</b> <b>méthode forfaitaire</b>	ELU	6.076	-4.731	10.486
	ELS	4.391	-3.419	

**Tableau .III.3.les résultats de sollicitation terrasse**

Type		$M_T(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	T( KN)
<b>Type01</b> <b>Méthode forfaitaire</b>	ELU	10,414	-7.439	15.603
	ELS	7,616	-5.44	

**Tableau .III.4.les résultats de sollicitation sous-sol**

Type		$M_T(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	T( KN)
<b>Type01</b> <b>Méthode forfaitaire</b>	ELU	10,93	1.93	12,86
	ELS	7,81	1.38	
<b>Type02</b> <b>Méthode forfaitaire</b>	ELU	10.104	-6.755	14.169
	ELS	7.223	-4.829	
<b>Type03</b> <b>Méthode forfaitaire</b>	ELU	7.363	-5.501	12.192
	ELS	5.264	-3.932	

Ferraillage les poutrelles :

1- RDC et étages courants :

- En travée
- E.L.U.R :

$$M_t^u = 9,40 \text{ KN.m}$$

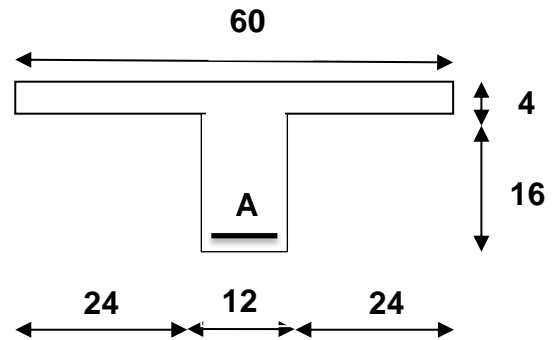


Fig. III.4. Section de calcul

Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \longrightarrow M_T = 14,17 \cdot 60 \cdot 4 \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 54413 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 9400 \text{ N.m} < M_T = 54413 \text{ N.m} \Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc :

La section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions

$$(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9400}{14,17 \times 60 \times (18)^2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,043$$

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

• Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9400}{435 \times 0,983 \times 18} = 1,22 \text{ cm}^2$$

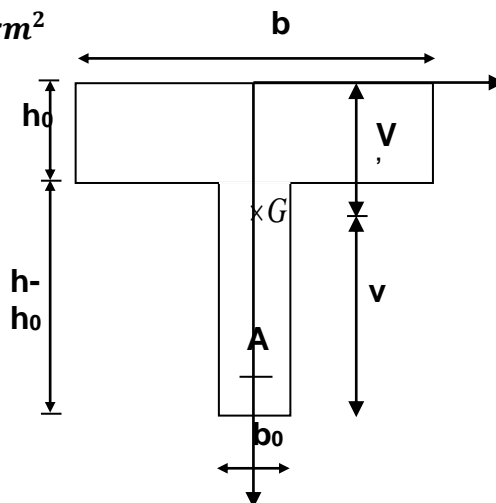


Fig. III.5. Section de calcul du moment d'inertie.

- E.L.S

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour  $\sigma_s \rightarrow$  Il suffit de vérifier  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Axe neutre  $y_1 = h_0$  et calculer  $S_{xx'}$  :

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \text{ avec } A = A_u$$

$$S_{xx'} = \frac{60 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 1,22(18 - 4) \rightarrow S_{xx'} = 223,8 \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow \text{Axe neutre dans la table.}$$

Calcul d'une section (b.h)

$$S_{y_1 y_1'} = 0 \Rightarrow \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 30y_1^2 + 18,33y_1 - 329,4 = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 199,66 \Rightarrow y_1 = 3,02 \text{ cm.}$$

- Moment d'inertie :

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{60 \cdot 3,02^3}{3} + 15 \cdot 1,22(18 - 3,02)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = 4657,39 \text{ cm}^4.$$

- Calcul de K :

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1 y_1'}} \rightarrow K = \frac{6790}{4657,39} = 1,46$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 1,46 \cdot 3,02 = 4,403 \text{ MPa.}$$

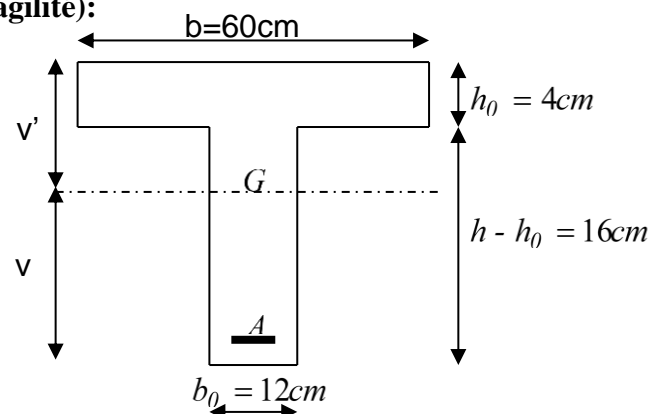
$$\text{On à : } \sigma_{bc} = 4,403 < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa } A_u \text{ convient}$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{min} = \frac{I_{g0g0'} f_{t28}}{0,81 \cdot h \cdot V f_e}$$

$$V' = \frac{b_0 \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b - b_0) h_0 \cdot \frac{h_0}{2}}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0} = 6,44 \text{ cm}$$

$$V = h - V' \Rightarrow V = 20 - 6,44 = 13,56 \text{ cm.}$$



$$I_{g0g0'} = b_0 \cdot \frac{v^3}{3} + b \cdot \frac{v'^3}{3} - (b - b_0) \cdot \frac{(v' - h_0)^3}{3} = 15082,68 \text{ cm}^4$$

Donc : 
$$A_{\min} = \frac{15082,67}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,56} \cdot \frac{2,1}{500} = 0,29 \text{ cm}^2$$

• **Armatures finales**

$A = \max(A_u; A_{\min}(\text{cm})^2)$   $A = 1,22 \text{ cm}^2$  on adopte  $A = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$   
 $A' = 0$  (Barres de montage)

➤ **En appuis :**

**ELUR :**  $M_a^u = 1,66 \text{ KN.m}$

Comme la table se trouve dans la zone tendue, elle n'intervient pas dans le calcul et, par conséquent, la section en T doit être considérée comme une section rectangulaire de largeur 12cm et hauteur 20cm.

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1660}{14,17 \cdot 12 \cdot (18)^2} = 0,03$$

$\mu = 0,03 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A'$  n'existe pas

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,038$$

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

• **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1660}{435 \cdot 0,98 \cdot 18} = 0,216 \text{ cm}^2$$

**E.L.S**  $M_a^s = 1,20 \text{ KN.m}$

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  vérifier les contraintes

Pas de vérification pour  $\sigma_s \rightarrow$  Il suffit de vérifier  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

• Axe neutre

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{12 \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot 0,216(18 - y_1) = 0$$

$$S_{y_1 y_1'} = 6y_1^2 + 324y_1 - 212,22 = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 72,33 \Rightarrow y_1 = 5,05 \text{ cm.}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{60 \cdot 5,05^3}{3} + 15 \cdot 0,786(18 - 5,05)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = 4552,96 \text{ cm}^4.$$

- Calcul de K :

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y1y1'}} \quad k = \frac{4189}{4552,96} = 0,92$$

Donc :  $\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,92 \cdot 5,05 = 4,646 MPa$ .

On à :  $\sigma_{bc} = 4,646 < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6 \cdot 25 = 15 MPa$   $A_u$  convient.

**Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{I_{g0g0'} \cdot f_{t28}}{0,81 \cdot h \cdot V \cdot f_e}$$

$$V' = \frac{b_0 \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b-b_0)h_0 \cdot \frac{h_0}{2}}{b_0 \cdot h + (b-b_0)h_0} = 6,44 cm$$

$$V = h - V' \Rightarrow V = 20 - 6,44 = 13,56 cm.$$

$$I_{g0g0'} = b_0 \cdot \frac{V^3}{3} + b \cdot \frac{V'^3}{3} - (b-b_0) \cdot \frac{(V'-h_0)^3}{3} = 15082,67 cm^4$$

Donc :  $A_{min} = \frac{15082,67 \cdot 2,1}{0,81 \cdot 20 \cdot 6,44 \cdot 500} = 0,61 cm^2$

- Armatures finales :

$$A = \max(A_u; A_{min}(cm)^2) = 0,216 cm^2$$

On adopte 2T12  $\longrightarrow$   $A = 2,26 cm^2$

**Calcul des armatures transversale :**

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

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 18 = 16,2 cm \\ T_u = 11060 N \leq 0,267 \cdot 16,2 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10^2 = 129762 N \end{array} \right.$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

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

On doit vérifier que :

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

$$A_l = 2,36 cm^2 \geq \frac{1,15}{500} \left( 11060 - \frac{1660}{0,9 \cdot 18} \right) \cdot 10^{-2} = 0,25 cm^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

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

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{11060}{12 \times 18 \times 100} = 0,51 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible :  $\overline{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$

-  $\tau_u = 0,51 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$  les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

✓ Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_{tmin}()\right) \\ \varphi_t \leq 12 \text{ mm} \\ \varphi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 14\right) = 5,71 \text{ mm} \\ \varphi_t \leq 12 \text{ mm} \end{array} \right.$$

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

- L'espaceur des armatures transversales :

$$\boxed{\frac{A_t}{b_0 \cdot s_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot K}{0,9 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}}$$

$K = 1$  (flexion simple)

$\alpha = 90^\circ$

$$\text{Donc : } s_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 \cdot f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{0,57 \cdot 0,9 \cdot 235}{12 \cdot (0,51 - 0,3 \cdot 2,1)} = -83,72 \text{ cm}$$

Cette valeur ne sera pas prise en compte.

$$s_{t2} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \cdot 18 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$s_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 b_0} = \frac{0,57 \cdot 235}{0,4 \cdot 12} = 27,91 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min(s_{t2}; s_{t3}) = 16,2 \text{ cm}$$

On adopte :  $s_t = 15 \text{ cm}$

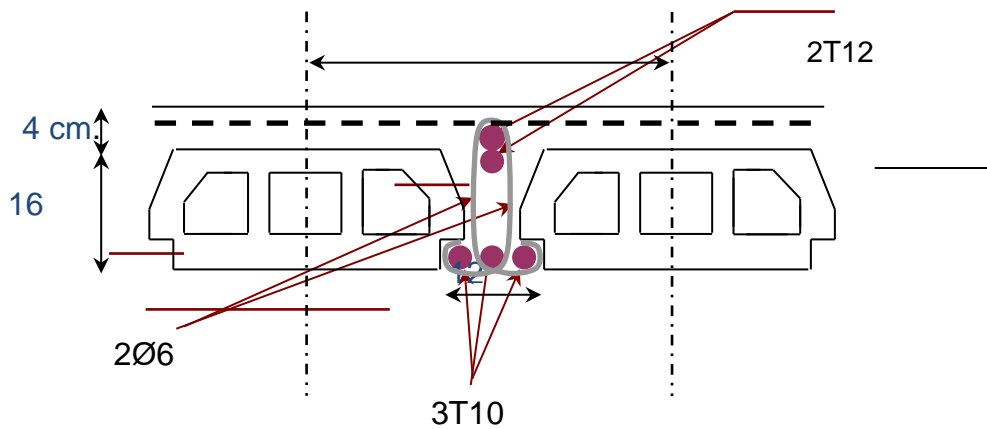


Fig. III.6. ferrailage de poutrelle au RDC et étage courant

vérification de la flèche :

On a deux type de flèche : charge concentrée et charge répartie.

$$f = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot E \cdot I}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A \left( d - \frac{h}{2} \right)^2 = \frac{60 \cdot (20)^3}{12} + 15 \cdot (2,36) \cdot (18 - 10)^2 = 42265,6 \text{ cm}^4$$

$$f = 0,0000015 \text{ mm}$$

$$\text{Si } l \leq 5 \text{ m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm} = 7,4 \text{ mm} > f = 0,0000015 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Ferrailage les poutrelles :

2- sous-sol

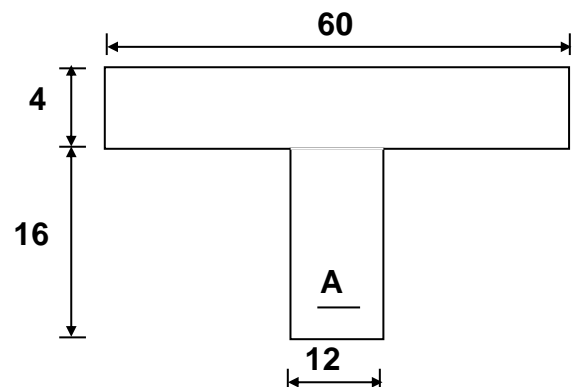


Fig. III.7. Section de calcul

Armatures longitudinales

➤ En travée

$$\text{E.L.U.R: } M_t^u = 10,93 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

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

$$M_T = 14,17 \cdot 60 \cdot 4 \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 54413 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 10930 \text{ N.m} < M_T = 54413 \text{ N.m} \Rightarrow$  La zone comprimée se trouve dans la table de compression.

Donc : la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions

$$(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10930}{14,17 \times 60 \times (18)^2} = 0,039 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,049 \longrightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,980$$

• Détermination des armatures:

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10930}{435 \times 0,980 \times 18} = 1,42 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

Fissuration préjudiciable  $\Rightarrow$  calcul de ferrailage.

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} 500; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } M_{tx} = 7,81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{tx}}{bd^2 \sigma} = \frac{7810}{60 \cdot 18^2 \cdot 202} = 0,002$$

$$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1,06$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-3/2} = 0,916 \iff \varphi = 23,55$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos \left[ 240 + \frac{\varphi}{3} \right] = 0,224$$

$$\beta_1 = \left[ 1 - \frac{\alpha_1}{3} \right] = 0,93$$

$$A^{ser}t = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_s} = 2.33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{min} = \frac{I_{g0} g_0' f_{t28}}{0.81 \cdot h \cdot V f_e}$$

$$V' = \frac{b_0 \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b-b_0) h_0 \cdot \frac{h_0}{2}}{b_0 \cdot h + (b-b_0) h_0} = 6,44 \text{ cm}$$

$$V = h - V' \Rightarrow V = 20 - 6,44 = 13,56 \text{ cm.}$$

$$I_{g0} g_0' = b_0 \cdot \frac{V^3}{3} + b \cdot \frac{V'^3}{3} - (b - b_0) \cdot \frac{(V' - h_0)^3}{3} = 15082,67 \text{ cm}^4$$

Donc : 
$$A_{min} = \frac{15082,67 \cdot 2,1}{0,81 \cdot 20 \cdot 13,56 \cdot 500} = 0.29 \text{ cm}^2$$

- Armatures finales

$$A = \max(A_u; A^{ser}_{min}(\text{cm})) = 2.33 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$

$$A' = 0 \text{ (Barres de montage).}$$

➤ En appuis :

**ELUR :**  $M_a^u = 1.93 \text{ KN.m}$

Comme la table se trouve dans la zone tendue, elle n'intervient pas dans le calcul et, par conséquent, la section en T doit être considérée comme une section rectangulaire de largeur 12cm et hauteur 20cm.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1930}{14,17 \cdot 12 \cdot (18)^2} = 0,035$$

$$\mu = 0,035 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

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

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

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1930}{435 \cdot 0,98 \cdot 18} = 0,250 \text{ cm}^2$$

E.L.S :  $M_a^s = 1.38$

$$\mu_1 = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{1380}{12.18^2 \cdot 202} = 0.0018$$

$$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1.053$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-3/2} = 0.926 \quad \varphi = 22.21$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos \left[ 240 + \frac{\varphi}{3} \right] = 0.211$$

$$\beta_1 = \left[ 1 - \frac{\alpha_1}{3} \right] = 0.93$$

$$A^{ser} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = 0.408 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{I_{g0g0'} \cdot f_{t28}}{0.81 \cdot h \cdot V \cdot f_e}$$

$$V' = \frac{b_0 \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b - b_0) h_0 \cdot \frac{h_0}{2}}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0} = 6.44 \text{ cm}$$

$$V = h - V' \Rightarrow V = 20 - 6.44 = 13.56 \text{ cm}$$

$$I_{g0g0'} = b_0 \cdot \frac{V^3}{3} + b \cdot \frac{V'^3}{3} - (b - b_0) \cdot \frac{(V' - h_0)^3}{3} = 15082.67 \text{ cm}^4$$

Donc :  $A = \frac{15082.67 \cdot 2.1}{0.81 \cdot 20 \cdot 6.44 \cdot 500} = 0.61 \text{ cm}^2$

- Armatures finales

$$A = \max(A_u; A_{ser_{min}}(\text{cm}^2)) = 0.61 \text{ cm}^2$$

On adopte 2 T12  $\longrightarrow A = 2.26 \text{ cm}^2$

Calcul des armatures transversale

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

$$T_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 18 = 16.2 \text{ cm} \\ T_u = 12860 \text{ N} \leq 0.267 \cdot 16.2 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10^2 = 129762 \text{ N} \end{array} \right.$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

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

On doit vérifier que :

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

$$A_l = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{500} \left( 12860 - \frac{1930}{0,9 \cdot 18} \right) \cdot 10^{-2} = 0,29 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

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

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{12860}{12 \times 18 \times 100} = 0,595 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :  $\overline{\tau_u} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$

-  $\tau_u = 0,595 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

c) Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_{tmin}() \right) \\ \varphi_t \leq 12 \text{ mm} \\ \varphi_t \leq \min \left( \frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 12 \right) = 5,71 \text{ mm} \\ \varphi_t \leq 12 \text{ mm} \end{array} \right.$$

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

- L'espacement des armatures transversales :

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

$K = 1$  (flexion simple)

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } s_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 \cdot f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{0,57 \cdot 0,9 \cdot 235}{12 \cdot (0,595 - 0,3 \cdot 21)} = -290,106 \text{ cm}$$

$$s_{t2} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$s_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = \frac{0,57 \cdot 235}{0,4 \cdot 12} = 27,91 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min(s_{t1}; s_{t2}; s_{t3}) = 16,2 \text{ cm} \quad \text{On adopte } s_t = 15 \text{ cm}$$

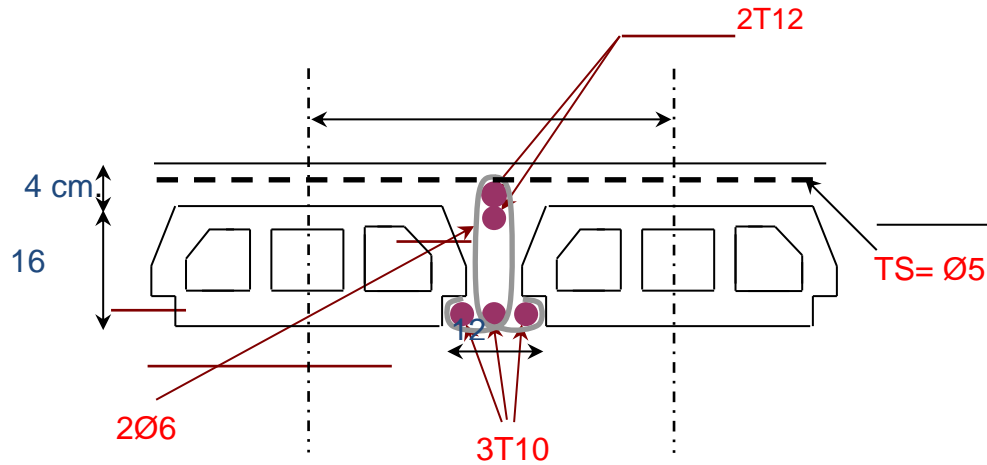


Fig. III.8: ferrailage des poutrelles au sous-sol et terrasse

vérification de la flèche :

On à deux type de flèche : charge concentrée et charge répartie.

$$f = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot E \cdot I}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A \left( d - \frac{h}{2} \right)^2 = \frac{60 \cdot (20)^3}{12} + 15 \cdot (2,36) (18 - 10)^2 = 42265,6 \text{ cm}^4$$

$$f = 0,0000017 \text{ mm}$$

$$\text{Si } l \leq 5 \text{ m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm} = 9 \text{ mm} > f = 0,0000017 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

**CHAPITRE 04 :**  
**ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES**

IV.1. Calcul de l'acrotère :

Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé, couronnement, placé à la périphérie d'une toiture-terrasse, l'acrotère doit être fait de façon que l'eau ne ruisselle pas sur la façade.

Dimensions :

- La hauteur :  $h = 50 \text{ cm}$
- L'épaisseur :  $ep = 10 \text{ cm}$

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable)

Calcul des sollicitations :

✓ poids propre :

$$S = 0,1 \cdot 0,5 + 0,14 \cdot 0,07 + \frac{0,14 \cdot 0,07}{2} = 0,0647 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,06 \times 25 = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

✓ Surcharge :

Une surcharge due à l'application d'une main courante  $Q = 1 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,5 = 2,025 \text{ KN/m}^2 \\ M_u = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{ser} = G = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ M_{ser} = Q \cdot h = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

✓ Enrobage :

Vu que la fissuration préjudiciable

On prend  $C = C' = 2 \text{ cm}$

$$L'excentricité : e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{2,025} = 0,37 \text{ m}$$

$$\frac{ep}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,37 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

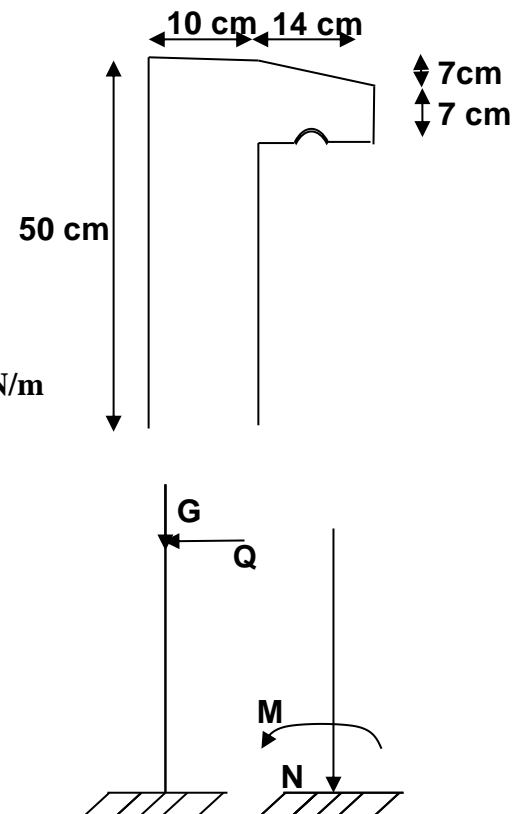


fig IV.1. schéma statique de l'acrotère

Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée :

$$M_u = N_u \left( e + \frac{h}{2} - c \right) \longrightarrow M_u = 2,025 \left( 0,37 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,81 \text{ KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0,08 - 0,02)2,025 - 0,75 = -0,629 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,798 \text{ KN.m}$$

$$-0,629 \text{ KN.m} < 24,798 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire  $b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

✓ Calcul du ferrailage E. L. U. R :

$$M_u = 0,75 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,75 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,17} = 0,0083$$

• vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

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

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 2,17} = 0,617 \text{ avec: } 1000\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{500}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 0,00217$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,617(1 - 0,4 \times 0,617) = 0,372 > \mu = 0,0083 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0083 \longrightarrow \alpha = 0,0104 \longrightarrow \beta = 0,996$$

**On calcule :**

$A_{fs}$  : section d'armatures en flexion simple.

$A_{fc}$  : section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,75 \times 10^3}{435 \times 0,996 \times 8} = 0,216 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,216 - \frac{2,025 \cdot 10^3}{100 \cdot 435} = 0,169 \text{ cm}^2$$

• section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

$$A_{S_{\min}} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = 0,720 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = M_{ser}/N_{ser} = 0,5/1,5 = 0,33 \text{ m} = 33 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$A_s = \max(A_{fs}; A_{fc}; A_{min}) = 0.720 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5T8 ;  $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;

✓ Les armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 2,51/4 = 0,6275 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :  $A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 5T8

• Vérification des contraintes (E. L. S) :

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,5(0,33 - 0,02 + 0,1/2) = 0,54 \text{ KN.m}$$

✓ Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y_1^2 - 15 A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 10,8 y_1 - 86,4 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 131,896$$

$$y_1 = 1,21 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,34)^3}{3} + 15 \times 0,72(8 - 1,34)^2$$

$$I = 557 \text{ cm}^4$$

✓ Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{0,54 \times 10^3}{557} \times 12,1 = 11,73 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition.. vérifié}$$

✓ b- Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec  $\eta$ : coefficient de fissuration pour HA  $\phi \geq 6 \text{ mm}$ ;  $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(333; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{540}{557} (8 - 1,21) = 98,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 98,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition.. vérifiée}$$

✓ Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \quad \text{avec: } T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,08 \times 1} = 18,75 \text{ KN/m}^2 = 0,01875 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\delta}; 5MPa)$  Fissuration préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min(3,33MPa; 5MPa) = 3,33MPa$

$\tau_u = 0,01875MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa$ .....condition..vérifiée

✓ **Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :**

D'après le R.P.A 2024, les éléments de structure secondaires doivent être

Vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = (A \cdot I \cdot S) \cdot C_p \left(1 + \frac{3h_z}{H}\right) W_p$$

- A : Coefficient d'accélération de zone
- I : Coefficient d'importance
- S : Coefficient de site
- Cp : Facteur de force horizontale
- Wp : Poids propre de l'acrotère
- H : Hauteur totale du bâtiment
- hz : Hauteur, du niveau "k",

Il faut vérifier que :  $F_p < 1,5Q$

$$F_p = (0,25 \times 1 \times 1,2) \times 0,8 \left(1 + \frac{3 \times 32,72}{32,47}\right) 1,5 = 1,44 \text{ KN}$$

$F_p = 1,44 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$  .....condition Vérifiée.

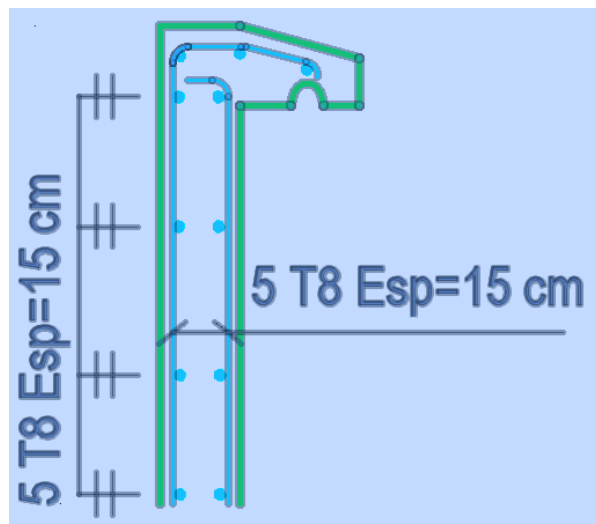


Figure IV.2.Schéma du ferrailage

IV.2. escaliers

• Introduction :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

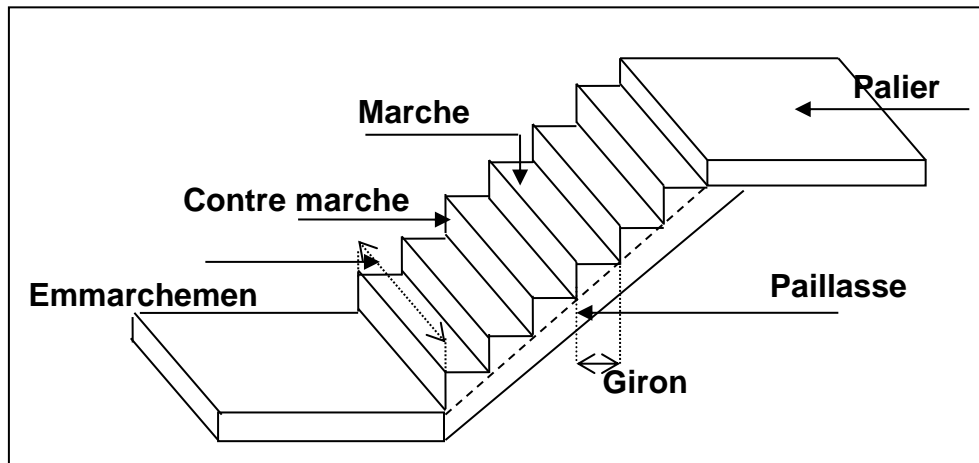


Figure IV.3. Schéma d'un escalier

• Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire :

✓ Calcul de nombre des marches :

❖ Pour RDC :

$H=323\text{cm}$

Soit :

$h$  : hauteur de contre marche,

$H$  : hauteur d'un demi-étage,

$g$  : largeur de la marche,

$n$  : nombre de contre marches,

$n-1$  : nombre de marches,

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

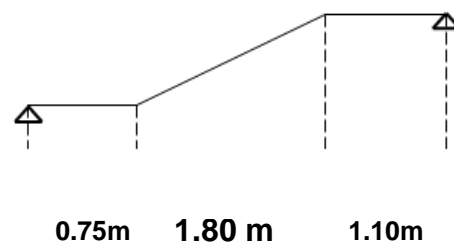


fig IV.4 . Schéma statique

$$H = \frac{323}{3} = 107.66 \text{ cm, on prend } h = 17 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc } n = \frac{H}{h} = \frac{107.66}{17} = 7 \text{ (nombre de contre marches)}$$

$$n-1 = 6 \text{ (nombre de marches)}$$

$$\text{D'autre part : } (n-1) \cdot g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{6}$$

$$\Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

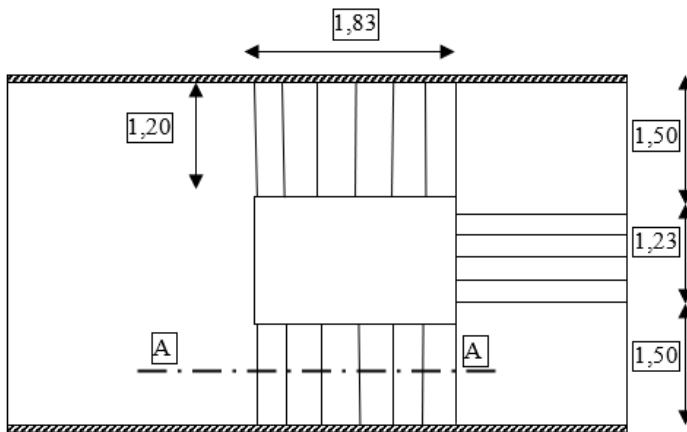
D'après la formule de Blondel, on a :

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm.}$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm et que } 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm.}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = \text{arc tg } 0,56 = 29,54^\circ$$

✓ **Épaisseur de la paillasse et de palier :**



**Épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} ; \text{ on a } l = \frac{180}{\cos \alpha} = 206,89 \text{ cm.}$$

$$6,89 \leq ep \leq 10,34 \text{ on prend } ep = 12$$

**Épaisseur de palier :**

$$e_{\text{palier}} = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos \alpha}$$

$$e_{\text{palier}} = 13,79 \text{ cm on prend } e_{\text{palier}} = 12 \text{ cm.}$$

❖ **Pour étage courant :**

✓ **Calcul de nombre des marches**

$$H = \frac{323}{3} = 107.67 \text{ cm, on prend } h = 17 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc } n = \frac{H}{h} = \frac{107.67}{17} = 7 \text{ (nombre de contre marches)}$$

$n-1 = 6$  (nombre de marches)

D'autre part :  $(n-1).g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{6}$

$\Rightarrow g = 30\text{cm.}$

D'après la formule de Blondel, on a :

$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm.}$

$2 \times 17+30 = 64 \text{ cm}$  et que  $59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm.}$

$\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = \text{arc tg } \alpha = 29,54^\circ.$

✓ **Épaisseur de la paillasse et de palier :**

**Épaisseur de la paillasse :**

$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20}$  ; on a  $l = \frac{180}{\cos \alpha} = 206,89 \text{ cm.}$

$6.89 \leq ep \leq 10.34$  on prend  $ep = 12\text{cm}$

**Épaisseur de palier :**

$e_{\text{palier}} = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos \alpha}$

$e_{\text{palier}} = 13,79 \text{ cm}$  on prend  $e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm.}$

• **Descente de charge :**

✓ **Volée :**

**Tableau IV.1 Descente de charge (volée)**

Désignation	Ep (m)	densité KN/m <sup>3</sup>	poids KN/m <sup>2</sup>
<b>Revêtement en carrelage horizontal</b>	0,02	20,00	0,40
<b>Mortier de ciment horizontal</b>	0,02	20,00	0,40
<b>Lit de sable fin</b>	0,02	18,00	0,36
<b>Revêtement en carrelage vertical ep x 20 x h/g</b>	0,02	20,00	0,23
<b>Poids propre de la paillasse ep x 25/cos α</b>	0,12	25,00	3,44
<b>Poids propre des marches <math>\frac{h}{2} \times 22</math></b>	/	22,00	1,87
<b>Garde- corps</b>	/	/	0,10
<b>Enduit en ciment ep/cos α</b>	0,02	10,00	0,36

- charge permanente :  $G=7,16 \text{ KN/m}^2$ .

- Surcharge d'exploitation :  $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$ .

$$q_{\text{vol}} = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1 \text{ m} = 13,42 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{ser vol}} = (G + Q) \cdot 1 \text{ m} = 9,66 \text{ KN/ml}$$

✓ **Palier :**

**Tableau IV.2 .Descente de charge (palier)**

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids KN/m <sup>2</sup>
Poids propre du palier ep× 25	0,15	25,00	3,75
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
enduit de ciment	0,02	10,00	0,36

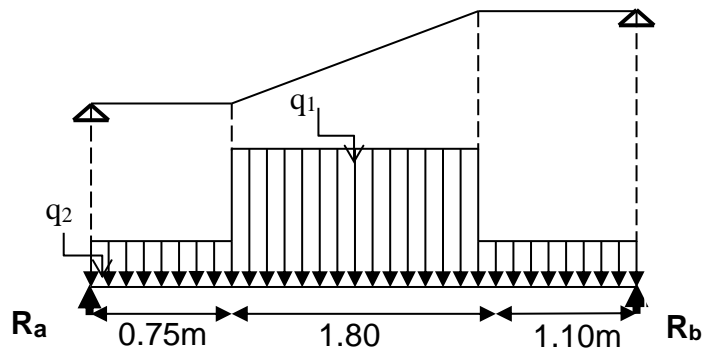
- charge permanente :  $G=5,27 \text{ KN/m}^2$ .

- surcharge d'exploitation :  $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$ .

$$q_{\text{upal}} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1 \text{ m} = 10,86 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{serpal}} = (G + Q) \cdot 1 \text{ m} = 7,77 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination des sollicitations :**



**Figure IV.6 . Schéma statique de l'escalier**

❖ **E.L.UR :**

**Réactions des appuis :**

$$\begin{aligned} \sum F_V = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 0,75) + (q_1 \times 1,80) + (q_2 \times 1,10) \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 44,247 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = \left[ \frac{(1,10)^2}{2} q_2 + 1,80 \left( \frac{(1,80)}{2} + 1,10 \right) q_1 + 0,75 \left( \frac{(0,75)}{2} + 1,80 + 1,10 \right) q_2 \right] / 3,65$$

$$\Rightarrow R_A = 22,34 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = \left[ \frac{(0,75)^2}{2} q_2 + 1,80 \left( \frac{(1,80)}{2} + 0,75 \right) q_1 + 1,10 \left( \frac{(1,10)}{2} + 1,80 + 0,75 \right) q_2 \right] / 3,65$$

$$\Rightarrow R_B = 21,91 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

$$0 \leq x \leq 0,75$$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$$0,75 \leq x \leq 1,8$$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 0,7q_2 - q_1(x-0,7) \\ M(x) = R_A x - 0,7 \left( x - \frac{0,7}{2} \right) q_2 - \frac{(x-0,7)^2}{2} q_1 \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 1,10$$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = R_B x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

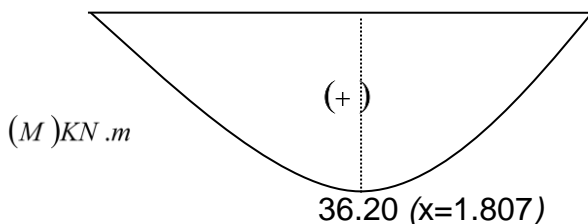
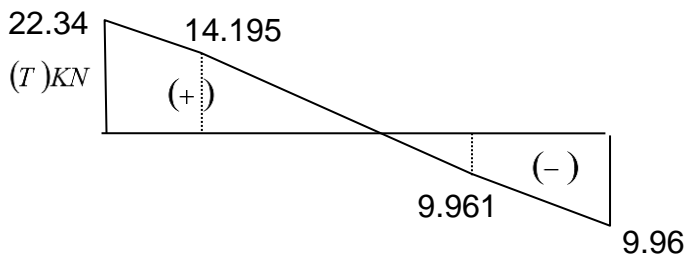
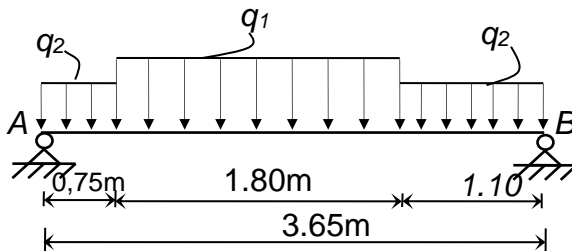
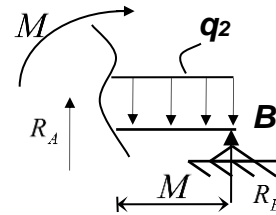
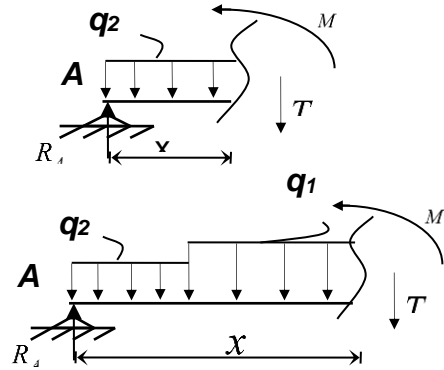


Fig IV.7. Diagramme des sollicitations

Tableau IV.3. Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U)

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	Moment sur appuis M <sub>a</sub> =-0.2M <sub>0</sub>	Moment en travée (M <sub>t</sub> =0.6M <sub>0</sub> )
0	22,34	22,34	0	22,34	36,20	-7,24	21,72
0,75	-	14,195	13,70				
1.807	-	0	36,20				
2,55	-	-9,961	17,51				
3.65	21,91	-9,96	17,53				

**Remarque :** les appuis doivent équilibrer un moment :  $M_a = -0.2M_0$  qui conduit a un moment réduit en travée :  $M_t = 0.6M_0$

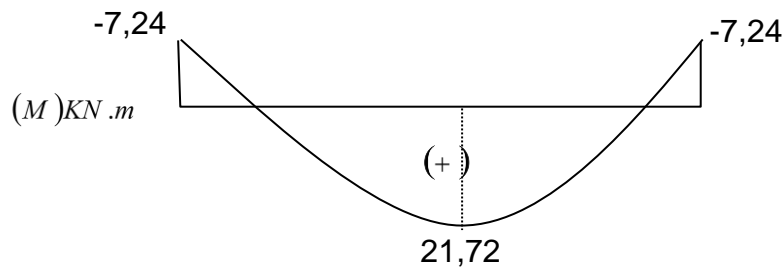


Fig IV. 8. Diagramme des moments retenus

**E.L.S**

Réactions des appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 0,75) + (q_1 \times 1,80) + (q_2 \times 1,10)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 31,76KN$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = \left[ \frac{(1,10)^2}{2} q_2 + 1,80 \left( \frac{(1,80)}{2} + 1,10 \right) q_1 + 0,75 \left( \frac{(0,75)}{2} + 1,80 + 1,10 \right) q_2 \right] / 3,65$$

$$\Rightarrow R_A = 16,04KN$$

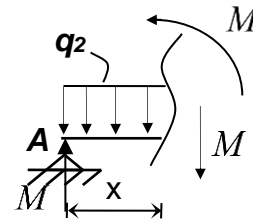
$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = \left[ \frac{(0,75)^2}{2} q_2 + 1,80 \left( \frac{(1,80)}{2} + 0,75 \right) q_1 + 1,10 \left( \frac{(1,10)}{2} + 1,80 + 0,75 \right) q_2 \right] / 3,65$$

$$\Rightarrow R_B = 15,72KNs$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

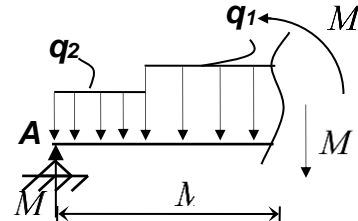
- $0 \leq x \leq 0,75$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



- $0,75 \leq x \leq 2,55$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 0,75q_2 - q_1(x - 0,75) \\ M(x) = R_A x - 0,75 \left(x - \frac{0,75}{2}\right) q_2 - \frac{(x-0,75)^2}{2} q_1 \end{cases}$$



- $0 \leq x \leq 1,10$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = R_B x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

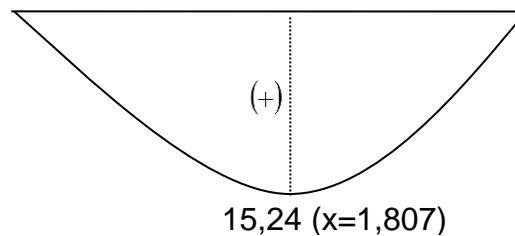
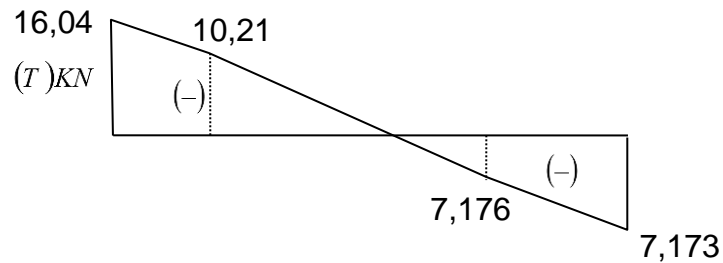
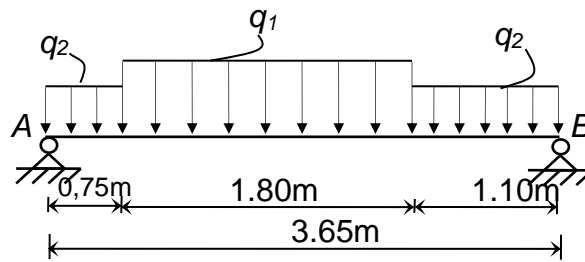
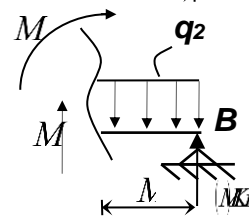


Fig IV.9. Diagrammes des sollicitations

Tableau IV.4. Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	$T_{max}$ (KN)	$M_{max}$ (KNm)	Moment sur appuis $M_a = -0.2M_0$	Moment en travée $(M_t = 0.6M_0)$
0	16,04	16,04	0	16,04	15,24	-3,05	9,144
0,75	-	10,21	9,84				
1,807	-	0	15,24				
2,55	-	-7,176	12,58				
3,65	15,72	-7,173	12,59				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment :  $M_a = -0.2M_0$  qui conduit a un moment réduit en travée :  $M_t = 0.6M_0$

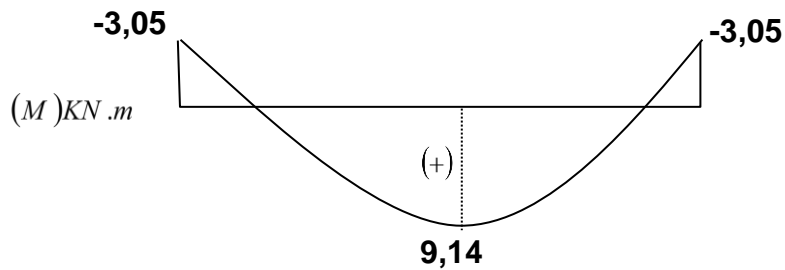


Fig IV.10. Diagramme des moments retenus

**Conclusion :**

(E.L.U) :	(E.L.S) :
Mt max= 21,72 KN.m	Mt max =9,14 KN.m
Ma max= -7,24 KN.m	Ma max= -3, 05KN.m
Tmax = 22,34KN	Tmax = 16,04 KN.

- calcul de ferrillage :

E.L.UR :

✓ Ferrailage longitudinal du pallassage :

✓ En travée :  $M_t \max = 21,72 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{21,72 \times 10^3}{100 \times (10)^2 \times 14,17} = 0,153 < \mu_{ab} = 0.186 \text{ (acier FeE500)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,209$$

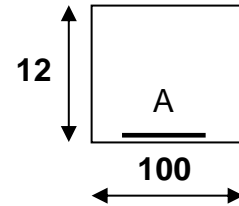
$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,9175$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21720}{0,917 \times 10 \times 435} = 5,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = (A_{\text{cal}} ; A_{\min}(\text{cm})^2) = 5,45 \text{ cm}^2$$



Choix : 4T14 = 6,16 cm<sup>2</sup>

T1' → e = 15 cm ≤ min [3h ; 33 cm] = min [36 ; 33] cm = 33 cm → condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$$

Ar : 4T8 → Ar = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml

T8 → e = 20 cm ≤ min [4h ; 45 cm] / 2 = min [48 ; 45] cm = 45 cm → condition vérifiée.

✓ En appui :  $M_a \max = -7,24 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{7,24 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,17} = 0,03 < \mu_{ab} = 0.186 \text{ (acier FeE500)}$$

$$\alpha = 0,038 ; \beta = 0,98$$

$$A = 1,306 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2$$

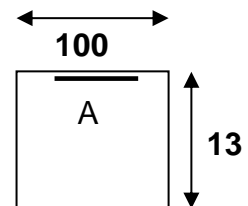
$$A_{\max}(A_{\text{cal}} ; A_{\min}(\text{cm})^2) = 1,306 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T10 = 1,57 cm<sup>2</sup> → esp = 20 cm.

$$A_r = 0,393 \text{ cm}^2$$

Ar : 5T8 → Ar = 2,51 cm<sup>2</sup>/ml

5T8 → e = 20 cm.



❖ E.L.S :

✓ **En travée**

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour  $\sigma_s \rightarrow$  Il suffit de vérifier  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On calcule y

$\rightarrow$  Calcul d'une section (b.h)

$$\Rightarrow \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 81.75y_1 - 817.5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 412,53$$

$$\Rightarrow y_1 = 3,31 \text{ cm.}$$

**Moment d'inertie :**

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{100 \cdot 3,31^3}{3} + 15 \cdot 5,45(10 - 3,31)^2$$

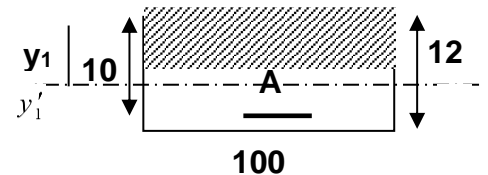
$$I_{y_1 y_1'} = 4867,63 \text{ cm}^4.$$

**Calcul de K :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1 y_1'}} = \frac{914}{4867,63} = 0,188$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,188 \times 33,1 = 6,22 \text{ MPa.}$$

$$\text{On a } \sigma_{bc} = 6,22 < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa } A_u \text{ convient}$$



❖ **En appuis :**

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour  $\sigma_s \rightarrow$  Il suffit de vérifier  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On calcule y

$\rightarrow$  Calcul d'une section (b.h)

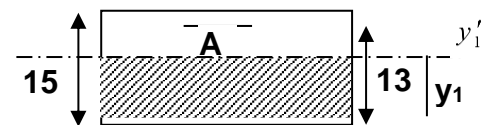
$$\Rightarrow \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 19,59y_1 - 254,67 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 226,5$$

$$\Rightarrow y_1 = 2,07 \text{ cm.}$$

**Moment d'inertie :**



$$I_{y1y1'} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y1y1'} = \frac{100 \cdot 2,07^3}{3} + 15 \cdot 1,306(13 - 2,07)^2$$

$$I_{y1y1'} = 2483,14 \text{ cm}^4.$$

Calcul de K :

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y1y1'}} = \frac{305}{2483,14} = 0,123$$

Donc :  $\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,123 \times 20,7 = 2,54 \text{ MPa}$ .

On a  $\sigma_{bc} = 2,54 < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$   $A_u$  convient.

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

- vérifications les efforts tranchants :

$$T_{max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 24,49 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0,188 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,188 \text{ MPa} \leq \tau_\ell = 3,33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

- Étude de la poutre palière :

1. Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{Ou} \quad h_t \geq \frac{L}{12,5} \quad \text{on a } L_{max}=475\text{cm} \quad \longrightarrow \quad h_t \geq \frac{475}{12,5} \\ 0,4h_t \leq b \leq 0,8h_t \\ \text{On prend : } \begin{cases} h_t=40\text{cm} \\ b=30\text{cm} \end{cases} \end{array} \right.$$

2. Vérification des conditions RPA2024 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30\text{cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

3. Charge supportée par la poutre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids propre de la poutre palier :} \quad 0,3 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/m} \\ \text{Réaction du palier sur la poutre :} \quad R_{BU} = 18,525 \text{ KN/m.} \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad R_{BS} = 13,06 \text{ KN/m.} \quad \text{avec } Q = 2,5 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

On a :  $q_u = 1,35 \times (3 + 5,27) + 1,5 \times 2,5 + 18,525 = 33,44 \text{ KN/m}$

$$q_{ser} = 3 + 2,5 + 13,06 = 18,56 \text{ KN/m}$$

**4. Calcul des sollicitations :**

❖ **E.L.U**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 94,31 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,6.M_0 = 56,59 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,2.M_0 = 18,86 \text{ KN.m}$$

$$T_x = ql/2 = (33,44 \times 4,75) / 2 = 79,42 \text{ KN}$$

❖ **E.L.S**

$$M_0 = \frac{q_{us} l^2}{8} = 52,35 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,6.M_0 = 31,41 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,2.M_0 = 10,47 \text{ KN.m}$$

$$T_x = q_{us} l / 2 = (26,6 \times 2,77) / 2 = 44,08 \text{ KN}$$

**5. Calcul du ferrailage :**

❖ **E.L.U :**

✓ **En travée**

$$\mu = \frac{56,59 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,17} = 0,255$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,375$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,85$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{56,59 \times 10^3}{0,85 \times 28 \times 435} = 5,47 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,541 \text{ cm}^2$$

$$A(A_{cal} ; A_{min}(\text{cm})^2) = 5,47 \text{ cm}^2$$

Choix : 7T10  $\longrightarrow$   $A = 5,50 \text{ cm}^2$

✓ En appui :

$$\mu = \frac{18,86 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14,17} = 0,085 < \mu_{ab} = 0,186 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,111$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,956$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18,86 \times 10^3}{0,956 \times 28 \times 435} = 1,62 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = (A_{cal} ; A_{min}) = 1,62 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10  $\longrightarrow$   $A=2,36\text{cm}^2$

❖ E.L.S :

✓ En travée

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour  $\sigma_s \rightarrow$  Il suffit de vérifier  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On calcule y

$\rightarrow$  Calcul d'une section (b.h)

$$\Rightarrow \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 10y_1^2 + 82,05y_1 - 2297,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 314,05$$

$$\Rightarrow y_1 = 11,6 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie :

$$I_{y_1y_1'} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1y_1'} = \frac{20 \cdot 11,60^3}{3} + 15 \cdot 5,47(28 - 11,60)^2$$

$$I_{y_1y_1'} = 32474,14 \text{ cm}^4.$$

Calcul de K :

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1y_1'}} = \frac{3141}{32474,14} = 0,097$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,097 \times 116 = 11,22 \text{ MPa.}$$

On a  $\sigma_{bc} = 11,22 < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$   $A_u$  convient.

✓ En appuis :

Fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour  $\sigma_s \rightarrow$  Il suffit de vérifier  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On calcule y

$\rightarrow$  Calcul d'une section (b.h)

$$\Rightarrow \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow 10y_1^2 + 24,3y_1 - 680,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 166,75$$

$$\Rightarrow y_1 = 7,12 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie :

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{20,7,17^3}{3} + 15 \cdot 1,62(28 - 7,12)^2 = 13000,47 \text{ cm}^4.$$

Calcul de K :

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1 y_1'}} = \frac{1047}{13000,47} = 0,081$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,081 \times 71,2 = 5,73 \text{ MPa.}$$

On a  $\sigma_{bc} = 5,73 < \bar{\sigma}_{bcv} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$  Au convient.

6. Vérification l'effort tranchant :

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 79,42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 1,42 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left( \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 1,42 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$ . ..... Condition vérifiée.

Armatures transversales :

$$\varphi = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{35} = 11,42 \text{ mm} \\ \frac{b}{10} = 30 \text{ mm} \\ \varphi_I = 10 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \text{soit } \varphi = 8 \text{ mm}$$

Choix :  $A_t = 3T8 \rightarrow 1,51 \text{ cm}^2$

Calcul de l'espacement :

$$s_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \min(0,9 \cdot d, 40\text{cm}) = 25,2\text{cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot 0,4} = 94,38\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{Soit : } s_t = 10\text{cm}$$

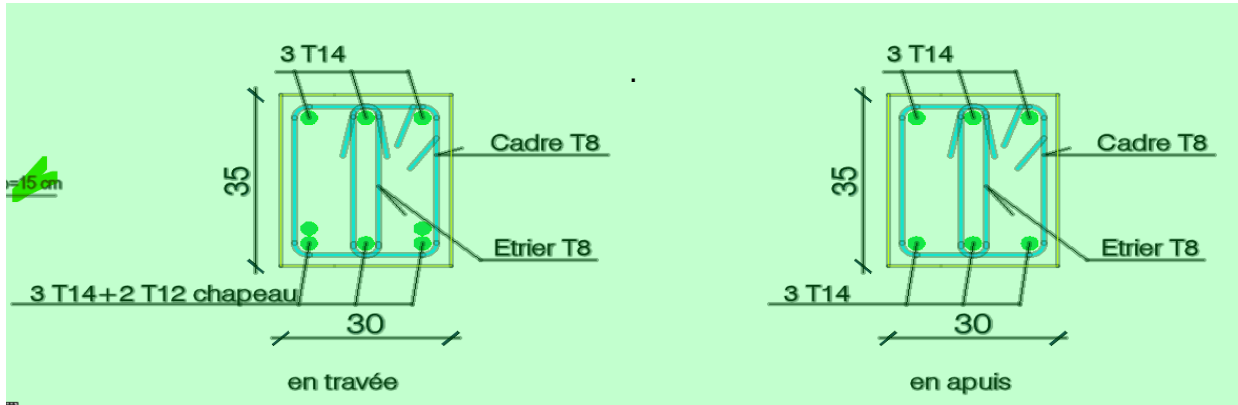


Figure IV.11. Coupe de poutre palière

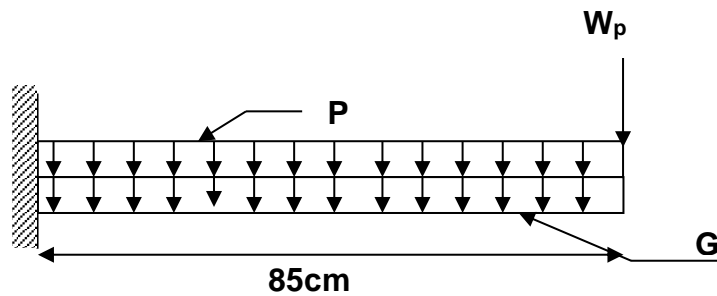
IV.3. Etude du balcon :

On a deux types de balcon considéré comme console encastrée, constitués d'une dalle pleine, d'épaisseur  $e=15\text{ cm}$  et sollicités par les efforts G, P et le poids  $W_p$  suivants :

G : charge permanente du balcon

P : surcharge d'exploitation du balcon.

$W_p$  : charge concentrée du mur = charge permanente.



• Descente des charges du balcon :

Poids de la dalle pleine (15cm)	→	3,75 KN/m <sup>2</sup>
Dalle de sol (2cm)	→	0,20KN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose (2 cm)	→	0,40KN/m <sup>2</sup>
chape en mortier de ciment (2cm)	→	0,40 KN/m <sup>2</sup>
Enduit en ciment (2cm)	→	0,36KN/m <sup>2</sup>

Charge permanente :  $G_b = 5,11 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation :  $Q_b = 3,5 \text{ KN/m}^2$

$w_p$  : (Poids propre du mur)

$\rho$  : poids volumique  $\rho = 0,9 \text{ KN/m}^3$

$$W_p = (0,9 \times 0,10 + 0,03 \times 0,18) \times 2,91 \times 1 = 0,278 \text{ KN/ml}$$

• Sollicitations :

❖ E.L.U.R :

$$q_u = [1,35G + 1,5P] = 1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 3,5 = 12,15 \text{ KN/ml}$$

$$W_{pu} = 1,35 \cdot 0,278 = 0,375 \text{ KN/ml}$$

❖ E.L.S :

$$q_{ser} = 1 \cdot [G + P] = 5,11 + 3,5 = 8,61 \text{ KN/ml}$$

$$W_{pser} = 0,278 \text{ KN/ml}$$

• Ferrailage :

On calcule le balcon en flexion simple comme une section rectangulaire (100x12) cm<sup>2</sup>

✓ E.L.U.R :

$$M_{u_{max}} = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} - W_u \cdot l = -12,15 \times \frac{(0,85)^2}{2} - 0,375 \times 0,85 = -4,708 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u_{max}}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4,708 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,17} = 0,019 < \mu_{AB} = 0,186$$

$$\Rightarrow \text{poivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} \end{cases}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

$$A_u = \frac{4,708 \cdot 10^3}{0,99 \cdot 13 \cdot 435} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28}) / f_c = 1,26 \text{ cm}^2$$

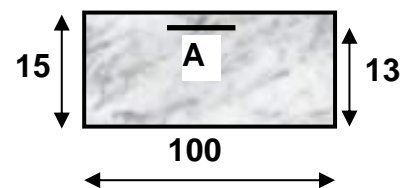
$$A_u = \text{Max}(A_{cal}, A_{min}) = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix} = 2T10 \longrightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$e = 20 \text{ cm}$

✓ E. L. S : On à une fissuration peu nuisible

on vérifier :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$



$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = k \times y \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa} \end{array} \right.$$

➤ Calcul de Y :

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

$$\frac{100y^2}{2} - 15A(13 - y) = 0$$

$$50y^2 + 18,9y - 245,7 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 222,48$$

$$y = 2,035 \text{cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = 2553,29 \text{cm}^4$$

Calcul K:

$$M_{\text{ser max}} = -q_{\text{ser}} \frac{l^2}{2} - W_{\text{ser}} \cdot l = -8,61 \times \frac{0,85^2}{2} - 0,278 \times 0,85 = -3,35 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = -3,35 \text{KN.m}$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = 0,131 \text{N/mm}^3$$

Calcul  $\sigma_b$  :

$$\sigma_b = k \times y = 0,131 \times 20,4 = 2,68 \text{Mpa}$$

$$\sigma_b = 2,68 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Armatures finales :

$$A = \max(A_u; A_{\text{min}}) = 1,26 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A_{\text{app}} = 2T10/\text{ml} = 1,57 \text{cm}^2/\text{ml}$$

- Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{1,57}{4} = 0,39 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Le choix : } A_r = 4T8/\text{ml} = 2,01 \text{cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec } St = 25 \text{cm}$$

- Schéma de ferrailages :

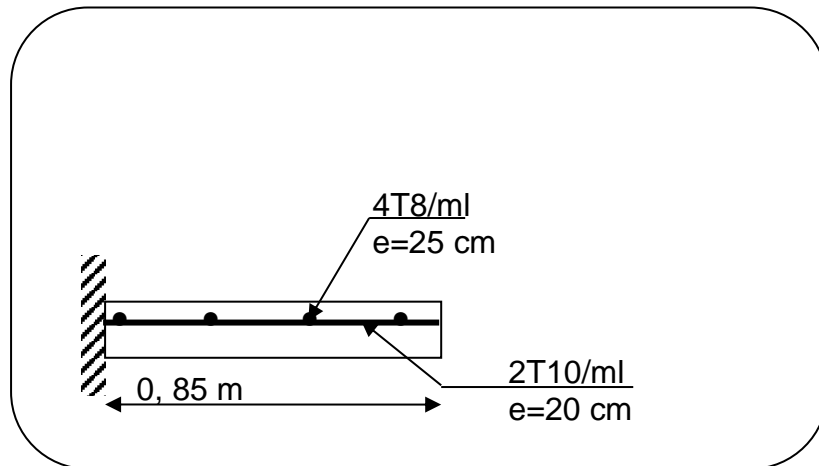


Fig IV.12 .Schéma de ferrailages du balcon.

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

$$V_{u\max} = q_u \cdot l + W_{pu} = 12.148 \times 0.85 + 0.375 = 10.70 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{d \cdot b} = \frac{10700}{130 \times 1000} = 0.082 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u\text{ limit}} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u\text{ limit}} = 1,17 \text{ MPa} > \tau_u = 0,082 \text{ MPa}$$

- Pas de reprise de bétonnage ;
- Les dispositions constructives sont supposées respectées.

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification de la flèche :**

On a deux types de flèche : charge concentrée et charge répartie.

$$f = f_1 + f_2 = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot E \cdot I} + \frac{q \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot I}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A \left( d - \frac{h}{2} \right)^2 = \frac{100 \cdot (85)^3}{12} + 15 \cdot (1,57) \cdot (13 - 42,5)^2 = 5117737,8 \text{ cm}^4$$

$$S_{il} \leq 2m \Rightarrow f_{adm} = \frac{85}{200} = 0,425 \text{ cm} = 4,25 \text{ mm} > f_1 + f_2 = 0,0000057 \text{ mm} \dots \dots \text{ CV}$$

**CHAPITRE 05 :**  
**ETUDE SISMIQUE**

**V.1. Introduction :**

Le séisme ou le tremblement de terre est un phénomène naturel qui attaque les structures, des secousses plus ou moins violentes imprimées au sol et qui peuvent causer d'importants dégâts dans les constructions si ces dernières ne sont pas conçues pour résister à ces effets. Ce dernier provoque des effets horizontaux importants qui peuvent abîmer ou effondrer la structure. Le calcul de ces efforts sera l'objet de ce chapitre.

Selon le « R.P.A.2024 », le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique linéaire équivalente
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

**V.2. Paramètres de l'analyse sismique :**

**- Classification de la zone sismique :**

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante :

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Elevée	V & VI

**Pour la wilaya de Mostaganem :**

Code	WILAYAS OU COMMUNES	ZONE SIS-MIQUE
27	MOSTAGANEM	
	Groupe de communes A Bouguirat, Oued El Kheir, Ouled Maaleh, Safsaf, Sidi Ali, Souafia, Sour	VI
	Groupe de communes B Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes A	V

Dans notre cas le site peut être classé dans la zone : **V**

**- Classification du site :**

Selon le rapport de sol le site est classé dans la catégorie S2.

**- Action sismique:**

Les valeurs des coefficients d'accélération de zone (au rocher) sont données dans le tableau suivant :

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

Dans notre cas,  $A = 0.25$

**- Spectre de réponse élastique horizontal :**

Le spectre de réponse élastique horizontal est donné par :

$$\frac{S_{ae}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \cdot (1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5\eta - 1)) & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \cdot (2.5\eta) & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \cdot (2.5\eta) \cdot (\frac{T_2}{T}) & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \cdot (2.5\eta) \cdot (\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2}) & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Deux types de forme de spectre sont utilisés : le type 1 et le type 2

Le spectre, selon la zone sismique, est de :

- **Type 1** : appliqué aux zones sismiques IV, V et VI ;
- **Type 2** : appliqué aux zones sismiques I, II et III.

Dans notre cas on utilise le type 1

Les paramètres dérivant le spectre de réponse élastique sont donnés dans les tableaux suivant :

Spectre Type 1 (Zones IV, V et VI)	S	$T_1$ (s)	$T_2$ (s)	$T_3$ (s)
site $S_1$	1.00	0.10	0.40	2.0
site $S_2$	1.20	0.10	0.50	2.0
site $S_3$	1.30	0.15	0.60	2.0
site $S_4$	1.35	0.15	0.70	2.0

Spectre Type 2 (Zones I, II et III)	S	$T_1$ (s)	$T_2$ (s)	$T_3$ (s)
site $S_1$	1.00	0.05	0.25	1.20
site $S_2$	1.30	0.05	0.30	1.20
site $S_3$	1.55	0.10	0.40	1.20
site $S_4$	1.80	0.10	0.50	1.20

Dans notre cas :

S	T1(s)	T2(s)	T3(s)
1.20	0.1	0.5	2.0

Les valeurs du facteur d'amortissement sont données dans le tableau suivant :

	Ossatures (*)		Voiles (**)
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

(\*): Sans présence de voiles ou de noyaux en béton armé

(\*\*): Valeurs valables même si les voiles sont associés à des portiques

Dans notre cas :  $\zeta = 7 \%$

- Spectre de calcul élastique vertical :

Le spectre de réponse élastique horizontal est donné par :

$$\frac{S_{ve}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot [1 + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5\eta - 1)] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I \cdot [2.5\eta] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I \cdot [2.5\eta] \cdot [(\frac{T_2}{T})^\alpha] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I \cdot [2.5\eta] \cdot [(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2})^\alpha] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Les paramètres dérivant le spectre de réponse élastique sont donnés dans les tableaux suivant :

Spectre Type 1 Zones sismiques IV, V et VI	$\frac{A_v}{A}$	$T_1$ (s)	$T_2$ (s)	$T_3$ (s)	$\alpha$
Site $S_1$	0.90	0.05	0.20	1.0	0.6
Site $S_2$	0.90	0.05	0.30	1.0	0.6
Site $S_3$	0.90	0.05	0.40	1.0	0.6
Site $S_4$	0.90	0.05	0.50	1.0	0.6

Spectre Type 2 Zones sismiques I, II et III	$\frac{A_v}{A}$	$T_1$ (s)	$T_2$ (s)	$T_3$ (s)	$\alpha$
Site $S_1$	0.55	0.05	0.15	1.0	0.8
Site $S_2$	0.55	0.05	0.20	1.0	0.8
Site $S_3$	0.55	0.05	0.25	1.0	0.8
Site $S_4$	0.55	0.05	0.30	1.0	0.8

**Remarque :** Dans notre cas, la composante verticale du séisme n'est pas prise en considération.

**- Spectre de calcul :**

**Horizontal**

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left( 2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2}{T} \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

**Vertical :**

$$\frac{S_{vd}}{g}(T) = \begin{cases} A_v.I. \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left( \frac{2.5}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A_v.I. \left[ \frac{2.5}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v.I. \left[ \frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[ \left( \frac{T_2}{T} \right)^\alpha \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v.I. \left[ \frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[ \left( \frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right)^\alpha \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

**- Classification des bâtiments selon leur importance :**

Notre bâtiment est classé dans le groupe 2 (bâtiments d'importance moyenne)  
Les valeurs du coefficient d'importance sont données dans le tableau suivant :

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

**Dans notre cas : I = 1**

**- Classification du système de contreventement :**

Le tableau suivant donne les différents types des systèmes de contreventement pour les structures en béton armé.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
<b>A) Structures en béton armé</b>		
1	Système à ossature	5.5 <sup>(a)</sup>
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 <sup>(a)</sup>
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 <sup>(a)</sup>
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 <sup>(b)</sup>
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 <sup>(b)</sup>
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 <sup>(b)</sup>
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 <sup>(b)</sup>
8	Système en pendule inversé	2 <sup>(c)</sup>
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 <sup>(c)</sup>

Dans notre cas, le système adopté est un système à contreventement mixte équivalent à des voiles.

**- Classification des bâtiments selon leur configuration :**

**a. Régularité en plan :**

Notre bâtiment est classé régulier en plan.

**b. Régularité en élévation :**

Notre bâtiment est classé régulier en élévation.

**Calcul du facteur de qualité :**

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Dans notre cas on va utiliser la pondération de catégorie **b**.

• **Pondérations de la catégorie (b)**

1. Régularité en plan

La structure est classée régulière en plan selon les critères (cf. § 3.7.1a).

2. Régularité en élévation

La structure est classée régulière en élévation selon les critères (cf. § 3.7.1b)

3. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements (4) et (5), (cf. § 3.5).

Catégorie	Critère, q	P <sub>q</sub>	
		Observé	N/observé
<b>(a)</b>	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
<b>(b)</b>	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Dans notre cas :

1. Régularité en plan : non observé .... q = 0

- 2. Régularité en élévation : observé .... q = 0
- 3. Redondance en plan : non observé .... q = 0.05

Donc  $Q_f = 1 + 0.05 = 1.05$

Donc le coefficient de comportement réel est :  $4.5/1.05 = 4.29$

**V.3. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :**

D’après (RPA 2024) La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} \cdot (T_0) \cdot W$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$  : Ordonnée du spectre de calcul pour la période T0

T0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment

λ: Coefficient de correction

W: Poids sismique total du bâtiment.

La force sismique total sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

**Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Selon le RPA 2024, la période fondamentale peut être évaluée par la formule suivante :

$$T_{empirique} = C_T \cdot (h_N)^{3/4}$$

avec:

- $T_{empirique}$  [unité en s]: période fondamentale
- $h_N$  [unité en m]: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (N).
- $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par Table.(4.4).

Cas	Système de contreventement	$C_T$
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

Table 4.3: Valeurs du coefficient  $C_T$

Dans notre cas,  $h_N = 32.30m$  et  $C_T = 0.05$

$T_{empirique} = 0.677 \text{ sec}$

**La période analytique à partir de la modélisation sur ETABS :**

$T_x \text{ dynamique} = 0.8849 \text{ sec}$       $T_y \text{ dynamique} = 0.7619$

Les valeurs de T0 à utiliser dans le calcul de l’effort tranchant à la base sont données dans le tableau suivant :

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = 1.3T_{empirique}$

$T_0$  (sens x) = 0.8849 sec

$T_0$  (sens y) = 0.7619 sec

**On aura :**

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.0994 \quad (\text{sens x})$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.1148 \quad (\text{sens y})$$

$$\lambda = 1$$

**Calcul du poids de la structure :**

$W$  : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau «  $i$  » :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, \text{ n étant le nombre de niveaux.}$$

Où :

$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$ , pour tout niveau  $i$  de la structure

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes  
Eventuels, solidaires de la structure

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation

$\psi$  : Coefficient d'accompagnement.

**Le poids de la structure a été obtenu directement à partir de ETABS :**

$$W = 63424 \text{ kN}$$

**Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente :**

$$V_x = 1 * 0.0994 * 63424 = 6304.34 \text{ kN}$$

$$V_y = 1 * 0.1148 * 63424 = 7281.07 \text{ kN}$$

**V.4. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base :**

L'effort tranchant à la base obtenu par combinaison des valeurs modales (par analyse modale spectrale) est obtenue à partir de ETABS. Les valeurs pour les deux sens sont comme suit :

$$V \text{ dynamique (sens X)} = 5045.90 \text{ kN}$$

$$V \text{ dynamique (sens Y)} = 5827.98 \text{ kN}$$

Selon le RPA, ces valeurs ne doivent pas être inférieure à 80% de la résultante des forces obtenue par la méthode statique équivalent.

$$V \text{ dynamique (sens X)} / V \text{ statique (sens X)} = 0.80 \dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$V \text{ dynamique (sens Y)} / V \text{ statique (sens Y)} = 0.80 \dots \text{ Condition vérifiée}$$

**CHAPITRE06 :**  
**ETUDE DES PORTIQUES**

**VI. Etude des portiques :**

**VI.1.les poteaux :**

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ETABS sous les combinaisons d'action suivantes:

On prend le cas le plus défavorable (1,35G+1,5Q) pour la situation durable et (G+Q±E) et (0.8G±E) pour la situation accidentelle. **[RPA2024]**

❖ **Le ferrailage:**

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA2024 et le BAEL91.

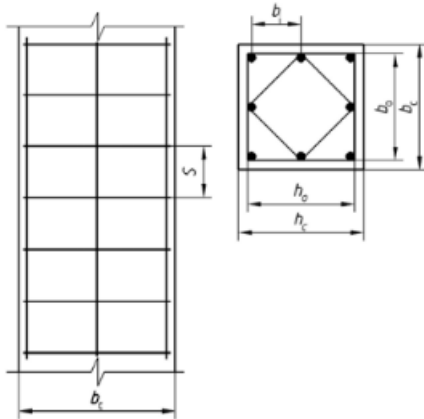
➤ **Les armatures longitudinales:**

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes:

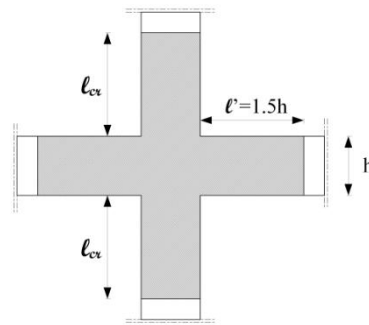
**Conditions de RPA99 2024:**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :
  - 0.8% en zones I et II
  - 0.9% en zone III
  - 1.0% en zones IV, V et VI
- Leur pourcentage maximal sera de:
  - 4% en zone courante
  - 8% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de:
  - 50  $\varphi$  en zones I, II et III
  - 60  $\varphi$  en zones IV, V et VI
- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser :
  - 20 cm en zones I, II et III
  - 15 cm en zones IV, V et VI



(a) Détails d'armatures longitudinales



(b) Détails de zone nodale

**Conditions de BAEL91: [B.A.E.L91/A.8.1,21]**

La section  $A_L$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes:

$$\left. \begin{aligned} A_L &\geq 4\text{cm}^2 \text{ par mètre de périmètre} \\ 0.2\% B &\leq A_L \leq 5\% B \end{aligned} \right\} \text{ Pour une section entièrement comprimée}$$

Avec:

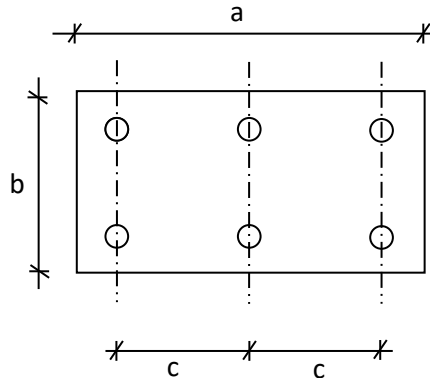
**B:** Section totale du poteau.

✓  $A_{\min} = \frac{ft28}{fe} \times B$  pour une section entièrement tendue.

- Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante:

✓  $c \leq \min(b+10\text{cm}; 40\text{cm})$

**B:** Petit côté du rectangle.



**Fig.VI.2. Espacement entre les armatures longitudinales.**

➤ **Les armatures transversales :**

☑ **Conditions de RPA2024 :**

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho_a \cdot V_u)}{(h_l \cdot f_e)}$$

Avec:

- $A_t$  : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale
- $V_u$  : effort tranchant de calcul
- $h_l$  : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- $\rho_a$  : 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  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, égal à 3.75, dans le cas contraire.
- $t$  : espacement des armatures transversales (cf. Figure (7.5)) dont la valeur est déterminée par Eqn. (7.3). Par ailleurs, la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :
  - dans la zone nodale (zone critique) :

$$\left\{ \begin{array}{l} t \leq \text{Min}(10 \cdot \phi_l; 12.5 \text{ cm}) : \text{en zones I, II et III} \\ t \leq \text{min}(b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi_l) : \text{en zones IV, V et VI} \end{array} \right.$$

Avec : \_\_\_\_\_ :

\*  $b_0$  : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

\*  $\phi_l$  : diamètre minimal des barres longitudinales

- **Zone courante:**

$$t' \leq \text{Min} (b_l/2 ; h_l/2 ; 10\phi_L) \text{ (zone VI)}$$

où:  $\phi_L$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimale** ( $\frac{A_t}{t.b_1}$ ) en % est donnée comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \text{ si } : \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si } : \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$$

interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si :  $3 < \lambda_g < 5$

où :  $\lambda_g$  est l'élancement géométrique du poteau:

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec:

- ✓ **a et b** : dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée.
- ✓ **lf** : longueur de flambement du poteau.

**Conditions de BAEL91: [B.A.E.L.91/A.8.1.3]**

- ✓ Le diamètre des armatures transversales doit être:

$$\phi_t \leq \frac{1}{3} \phi_{L_{\max}}$$

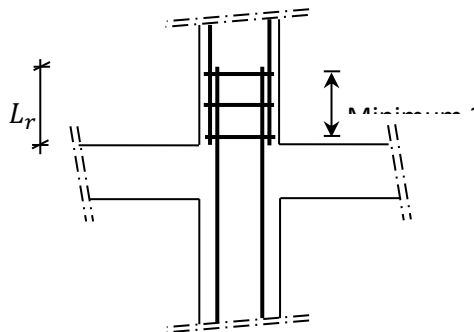
- ✓ L'espacement des armatures transversales a pour valeur:

$$\delta_t = \min(15\phi_{L_{\min}} ; 40\text{cm}; b + 10\text{cm})$$

Avec:

- ✓ **b**: La plus petite dimension de la section transversale du poteau et
- ✓  $\phi_{L_{\min}}$ : Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

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



**Fig.VI. 3. Les armatures transversales dans la**

- Sollicitations de calcul:

Tableau.VI.1. Tableau récapitulatif des sollicitations (50x60):

Section (cm <sup>2</sup> )	Les combinaisons	Les sollicitations	Les valeurs des sollicitations	Effort tranchant(KN)	
<b>45x60</b>	<b>ELU</b>	N <sub>max</sub> (KN)	2161,88	V <sub>2</sub> =77,35	
		M <sub>2</sub> corr (KN.m)	0,666		
		N <sub>max</sub> (KN)	2161,88		
		M <sub>3</sub> corr (KN.m)	32,601		
		N <sub>min</sub> (KN)	445,36	V <sub>3</sub> =60,58	
		M <sub>2</sub> corr (KN.m)	17,348		
		N <sub>min</sub> (KN)	445,36		
		M <sub>3</sub> corr (KN.m)	7,888		
		M <sub>2</sub> max (KN.m)	47,239		
		N <sub>corr</sub> (KN)	624,74		
		M <sub>3</sub> max (KN.m)	82,797		
		N <sub>corr</sub> (KN)	1980,44		
		<b>Accidentt</b>	N <sub>max</sub> (KN)	3200,14	V <sub>2</sub> =315,29
			M <sub>2</sub> corr (KN.m)	73,302	
	N <sub>max</sub> (KN)		3200,14		
	M <sub>3</sub> corr (KN.m)		107,964		
	N <sub>min</sub> (KN)		2155,08	V <sub>3</sub> =81,18	
	M <sub>2</sub> corr (KN.m)		45,721		
	N <sub>min</sub> (KN)		2155,08		
	M <sub>3</sub> corr (KN.m)		12,24		
	M <sub>2</sub> max (KN.m)		119,641		
	N <sub>corr</sub> (KN)		122,84		
	M <sub>3</sub> max (KN.m)	223,821			
	N <sub>corr</sub> (KN)	94,68			

Tableau.VI.2. Tableau récapitulatif des sollicitations (45x55):

Section (cm <sup>2</sup> )	Les combinaisons	Les sollicitations	Les valeurs des sollicitations	Effort tranchant(KN)
<b>40x55</b>	<b>ELU</b>	N <sub>max</sub> (KN)	1541,92	V <sub>2</sub> =55,39
		M <sub>2</sub> corr (KN.m)	0,879	
		N <sub>max</sub> (KN)	1541,92	
		M <sub>3</sub> corr (KN.m)	25,093	
		N <sub>min</sub> (KN)	235,75	V <sub>3</sub> =25,99
		M <sub>2</sub> corr (KN.m)	1,392	
		N <sub>min</sub> (KN)	235,75	
		M <sub>3</sub> corr (KN.m)	2,317	
M <sub>2</sub> max (KN.m)	25,826			

		$N_{corr}$ (KN)	809,78	$V_2=423,61$ $V_3=82,12$
		$M_{3\ max}$ (KN.m)	66,569	
		$N_{corr}$ (KN)	1068,8	
	<b>Accidentt</b>	$N_{max}$ (KN)	1657,43	
		$M_{2corr}$ (KN.m)	35,801	
		$N_{max}$ (KN)	1657,43	
		$M_{3corr}$ (KN.m)	36,937	
		$N_{min}$ (KN)	977,23	
		$M_{2corr}$ (KN.m)	10,032	
		$N_{min}$ (KN)	977,23	
		$M_{3corr}$ (KN.m)	1,708	
		$M_{2\ max}$ (KN.m)	134,004	
		$N_{corr}$ (KN)	108,68	
		$M_{3\ max}$ (KN.m)	296,322	
		$N_{corr}$ (KN)	132,97	

**Tableau.VI.3. Tableau récapitulatif des sollicitations (40x50):**

Section (cm <sup>2</sup> )	Les combinaisons	Les sollicitations	Les valeurs des sollicitations	Effort tranchant(KN)
<b>35x50</b>	<b>ELU</b>	$N_{max}$ (KN)	856,86	$V_2=29,75$ $V_3=24,35$
		$M_{2corr}$ (KN.m)	0,029	
		$N_{max}$ (KN)	856,86	
		$M_{3corr}$ (KN.m)	34,661	
		$N_{min}$ (KN)	91,53	
		$M_{2corr}$ (KN.m)	2,911	
		$N_{min}$ (KN)	91,53	
		$M_{3corr}$ (KN.m)	2,44	
		$M_{2\ max}$ (KN.m)	36,77	
		$N_{corr}$ (KN)	480,54	
		$M_{3\ max}$ (KN.m)	44,45	
		$N_{corr}$ (KN)	640,32	
	<b>Accidentt</b>	$N_{max}$ (KN)	781,26	$V_2=303,74$ $V_3=90,78$
		$M_{2corr}$ (KN.m)	129,463	
		$N_{max}$ (KN)	781,26	
		$M_{3corr}$ (KN.m)	11,211	
		$N_{min}$ (KN)	227,3	
		$M_{2corr}$ (KN.m)	3,808	
		$N_{min}$ (KN)	227,3	
		$M_{3corr}$ (KN.m)	8,05	
$M_{2\ max}$ (KN.m)	144,1			
$N_{corr}$ (KN)	111,1			

	$M_3 \text{ max}$ (KN.m)	199,698
	$N_{\text{corr}}$ (KN)	31,79

Tableau.VI.3. Tableau récapitulatif des sollicitations (35x45):

Section (cm <sup>2</sup> )	Les combinaisons	Les sollicitations	Les valeurs des sollicitations	Effort tranchant(KN)	
35x45	ELU	$N_{\text{max}}$ (KN)	632,1	$V_2=55,24$	
		$M_{2\text{corr}}$ (KN.m)	4,658		
		$N_{\text{max}}$ (KN)	632,1		$V_3=24,57$
		$M_{3\text{corr}}$ (KN.m)	14,001		
		$N_{\text{min}}$ (KN)	14,42		
		$M_{2\text{corr}}$ (KN.m)	2,169		
		$N_{\text{min}}$ (KN)	14,42		
		$M_{3\text{corr}}$ (KN.m)	2,948		
		$M_2 \text{ max}$ (KN.m)	36,352		
		$N_{\text{corr}}$ (KN)	93,14		
		$M_3 \text{ max}$ (KN.m)	65,146		
		$N_{\text{corr}}$ (KN)	40,4		
	Accidentt	$N_{\text{max}}$ (KN)	533,51	$V_2=303,37$	
		$M_{2\text{corr}}$ (KN.m)	29,298		
		$N_{\text{max}}$ (KN)	533,51		$V_3=54,59$
		$M_{3\text{corr}}$ (KN.m)	22,205		
		$N_{\text{min}}$ (KN)	144,85		
		$M_{2\text{corr}}$ (KN.m)	4,154		
		$N_{\text{min}}$ (KN)	144,85		
		$M_{3\text{corr}}$ (KN.m)	5,3		
		$M_2 \text{ max}$ (KN.m)	90,841		
		$N_{\text{corr}}$ (KN)	21		
$M_3 \text{ max}$ (KN.m)	232,001				
$N_{\text{corr}}$ (KN)	6,46				

Calcul des armatures: (Exemple de calcul poteau (60x50) cm<sup>2</sup>)

✓ 1-Les armatures longitudinales:

Situation durable et transitoire :

Etat limite ultime: (1.35 G + 1.5 Q)

Les sollicitations prises en compte:

1<sup>er</sup> cas de calcul :

$$N_{\text{max}} = 2161,88 \text{ KN}$$

$$M_{2\text{corr}} = 0,666 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,666}{2161,88} = 0,0003\text{m} = 0,03\text{cm}$$

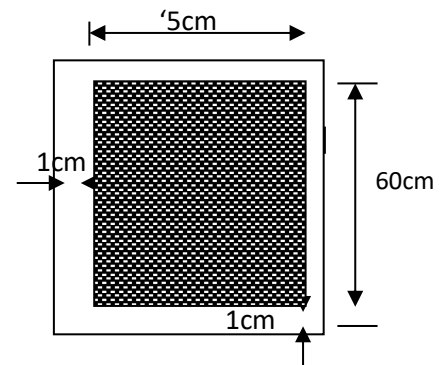


Fig VI.4. Section réduite du béton

$$\frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5cm$$

$e = 0,03cm < \frac{h}{12} = 5cm \Rightarrow$  On a une compression centrée ce qui implique que la section va être calculée à la compression simple.

$$l_f = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 323 = 226,1cm.$$

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{b} = 3,46 \cdot \frac{226,1}{45} \Rightarrow \lambda = 17,38$$

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

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{17,38}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0,81$$

$$A' \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \theta \cdot \gamma_b}$$

$$B_r = (60 - 2)(45 - 2) = 2784cm^2$$

$$N_u : \text{donnée par combinaison fondamentale} \Rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

$$A' = \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \theta \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A' < 0$$

$$A_u = 0cm^2.$$

❖ **Armatures minimales :**

$$\text{Selon BAEL91 : } 0,2 \frac{0}{0} B \leq A_t \leq 5 \frac{0}{0} B \Rightarrow 5,4cm^2 \leq A_t \leq 135cm^2$$

$$\text{Selon RPA2024 : } A_{\min} = 1\% B = 27 cm^2$$

❖ **Armatures maximales :**

• **Selon le BAEL :**

$$A_{\max} \leq \frac{5bh}{100} \longrightarrow A_{\max} \leq \frac{5 \times 60 \times 45}{100}$$

$$A_{\max} = 135 cm^2$$

• **Selon le RPA :**

$$A_{\max} = 4 \% b h = 0,04 \times 60 \times 45 = 108cm^2 \quad (\text{En zone courante})$$

$$A_{\max} = 8 \% b h = 0,08 \times 60 \times 45 = 216cm^2 \quad (\text{En zone de recouvrement})$$

**Choix des armatures :**

14T16

$$A = 28,15 cm^2$$



Même façon de calcul pour  $N_{\max}$  et  $M_{3\text{corr}}$ ,  $N_{\min}$  et  $M_{2\text{corr}}$ ,  $N_{\min}$  et  $M_{3\text{corr}}$ ,  $M_{2\max}$  et  $N_{\text{corr}}$ ,  $M_{3\max}$  et  $N_{\text{corr}}$

✓ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{U\max} = 77.35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b.d} = \frac{77,35 \times 10^3}{600 \times 450} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$\tau_u = 0,29 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales seront perpendiculaires à la ligne moyenne ( $\alpha = 90^\circ$ )

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{1.6}{3} = 0,53 \text{ cm}$$

Donc on prendra  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  avec une nuance d'acier FeE235

✓ **Espacement des armatures transversales:**

**Suivant les règles BAEL 91**

$$\delta_t \leq \min(15\phi_{L\max}; 40 \text{ cm}; b + 10) = \min(15 \times 1,6; 40 \text{ cm}; 45 + 10) = 25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

**D'après les règles RPA2024 : (zone V)**

❖ **Zone nodale:**

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 10 \text{ cm}; 60\phi_1\right) = 10 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

❖ **Zone courante:**  $\delta_t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10 \phi_1\right) = 16 \text{ cm} \longrightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Armatures transversales:**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 3,23}{0,6} = 3,768 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_a \times t}{h \times f_e} = \frac{3,75 \times 42,07 \times 10 \times 15}{60 \times 400} = 0,92 \text{ cm}^2$$

✓ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 1.5 \cdot 60 = 90 \text{ cm}$$

La zone critique :

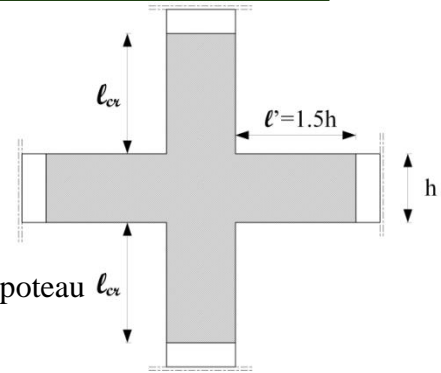
$$l_{cr} = \max \left( 1.5hc, \frac{L_c}{6}, 60 \text{ cm} \right)$$

$$l_{cr} = \max \left( 1.5 \times 60, \frac{45}{6}, 60 \text{ cm} \right) = 90 \text{ cm}$$

Avec :

– hc (unités: cm): la plus grande dimension de la section transversale du poteau  $l_{cx}$

–  $l_{cL}$  (unités: cm): la longueur libre du poteau



Longueur de recouvrement :

$$l_r = 60 \cdot \phi_{Lmax} = 60 \cdot 1,6 = 96 \text{ cm}$$

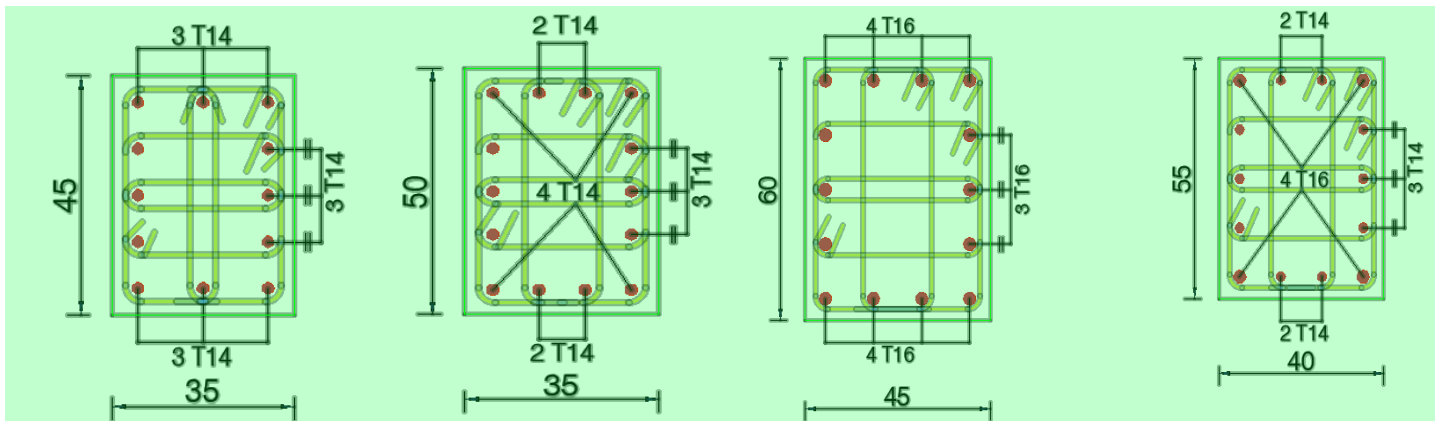
**Remarque :**

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans les tableaux suivants :

**Tableau.VI.4 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux**

Section	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		Ferrailage	A(cm <sup>2</sup> )	Long de rec(cm)
		RPA	BAEL			
(60x45)	0	27	5.4	14T16	28.15	90
(55x40)	0	22	4.4	4T16+10T14	23.43	88
(50x35)	0	17.5	3.5	12T14	18.47	70
(45x35)	0	15.75	3.15	12T14	18.47	63

**Tableau.VI .5 . le Ferrailages des poteaux :**



## VI.2. Ferrailage des poutres :

- **Ferrailage réglementaire :**

- ☑ **Recommandation du RPA2024 :**

- **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux

$$0.5\% \times B$$

**Avec :**     **B** : Section de la poutre

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \text{ en zone courante} \\ 6\% \times B \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

avec:

- Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de diamètre 14 mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre ;

- Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre. Les poutres, supportant de faibles charges verticales, et sollicitées principalement, par les forces latérales sismiques, doivent avoir des armatures symétriques avec une section, en travée, au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de :

$$60. \varnothing \text{ en zone V.}$$

$$l_r = 60. \varnothing_{Lmax} = 60. 1,6 = 96cm$$

### Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

**b** : La largeur de la section et

**S** : L'espacement des armatures transversales.

- L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans les zones critiques:

$$s = \min \left( \frac{h}{4}; 24. \varnothing t; 17.5 \text{ cm}; 6. \varnothing L \right) = 9.6cm$$

avec:

- h : hauteur de la poutre
- $\varnothing t$  : diamètre des armatures de confinement
- $\varnothing l$  : diamètre minimal des barres longitudinales

En dehors de la zone critique :  $s' \leq h/2$

avec :

$s' = \min(h/4; 12\phi l)$  si les armatures comprimées sont nécessaires

$$s' = 12.5 < \frac{50}{2} = 25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$\phi l$  : plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales. Dans le cas d'une section en travée, avec armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre utilisé parmi les aciers comprimés. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm, au plus, du nu de l'appui ou de l'encastrement

**Règlement BAEL91 :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

**Les sollicitations des poutres :**

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "ETABS", on obtient les résultats suivants :

**Tableau.VI.6. Tableau récapitulatif des moments fléchissants et efforts tranchants**

Sections	Travée M (KN.m)			Appui M (KN.m)			Tmax (KN)
	Mtu	Mts	Macc	Mau	Mas	Macc	
<b>PP (30 x 50)</b>	114,319	82,541	212,023	-173,168	-124,978	-289,609	242,07
<b>PS (30 x 35)</b>	52,464	38,026	133,586	-80,627	-58,439	-192,837	245,04

➤ **Armatures longitudinales :**

**Condition imposée par le RPA2024 :**

○ Poutres principales «30x50» :  $A_{\min} = 0,003 \times 30 \times 50 = 4,5\text{cm}^2$

○ Poutres secondaires1 « 30x40» :  $A_{\min} = 0,003 \times 30 \times 35 = 3,15\text{cm}^2$

**Condition imposée par le BAEL.91 :**

○ Poutres principales « 30x50 » :  $A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,5}{500} \times 30 \times 50 = 1,725\text{cm}^2$

○ Poutres secondaires « 30x35 » :  $A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,5}{500} \times 30 \times 35 = 1,208\text{cm}^2$

**Exemple de calcul :** Poutres principales (30×50) cm<sup>2</sup> (étage courant) :

**En travée :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_t^u = 114,319 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{114,319 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times (45)^2} = 0.133$$

$$\mu = 0.133 < \mu = 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \quad \text{A}' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} =$$

$$435 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.179$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.93$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{114,319 \times 10^3}{435 \times 0.93 \times 45} = 6,28 \text{ cm}^2$$

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

**En travée :**  $M_{\text{Tesr}} = 33,33 \text{ kN.m}$

$$S_{gg'} = 0 \Leftrightarrow b y_1 \cdot \frac{y_1}{2} - 15 A_u (d - y_1) = 0$$

$$15y^2 + 94,2y - 4239 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 513,04 \quad \longrightarrow y_1 = 13,96 \text{ cm.}$$

✓ **Moment d'inertie**

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 A (d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{30 \cdot 13,96^3}{3} + 15 \cdot 6,28 (45 - 13,96)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = 117962,438 \text{ cm}^4.$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = 0,07 \Rightarrow \sigma_{bc} = K \times y = 9,772 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots cv$$

$$A_t = \max(A_t^u ; A_{\min(\text{BAEL})}) = 6,28 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

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

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u^{max} = 242,07 \text{ KN}$$

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

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

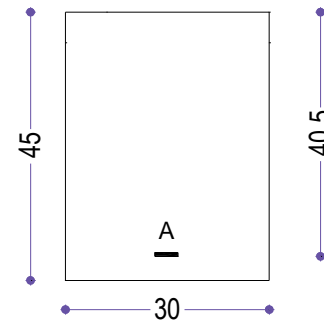


Fig VI.6. section de calcul en travée

$$a = 0.9 \cdot d = 0.9 \times 45 = 40.5 \text{ cm}$$

$$T_u = 242070 \text{ N} \leq 0.267 \times 40.5 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 811012,5 \text{ N}$$

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

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

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_L = 6.79 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{500} \left( 242070 + \frac{114,319}{0.9 \cdot 45} \right) \cdot 10^{-2} = 5,57 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :  
Nous avons :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{242,89 \times 10^3}{30 \times 40.5 \times 100} = 1,79 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 1,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$  les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

**Section et écartement des armatures transversales  $A_t$  :**

On prend :  $\varphi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 3\varphi 8 \rightarrow A_t = 1.51 \text{ cm}^2$  (1cadre + 1étrier)

**L'espace des armatures transversales :**

Selon le **BAEL91** :

$$\frac{A_t}{b \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

{  $K = 1$  (flexion simple)

	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	appui	Travée	appui
<b>Moment à l'ELUR</b> [KN.m]	114,319	-173,168	52,464	-80,627
<b>Moment à l'ELS</b> [KN.m]	82,541	-124,978	38,026	-58,439
<b>Moment accidentel</b> [KN.m]	212,023	-289,609	133,586	-192,837
<b>Effort tranchant</b> [KN]	242,07		245,04	
<b>A=max (A<sub>u</sub> ; A<sub>acc</sub>)</b>	10.64	15.43	10.03	16,11
<b>Choix des armatures</b>	6T16	8T16	5T16	9T16
	A=12,06cm <sup>2</sup>	A=16,08cm <sup>2</sup>	A=10,05cm <sup>2</sup>	A=18.10cm <sup>2</sup>

**Tableau. VI.7. Tableau récapitulatif des sollicitations de calcul de ferrailage**

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \cdot (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.86 \times 0.8 \times 235}{30 \times (1.79 - 0.3 \times 2.1)} = 4,57 \text{ cm}$$

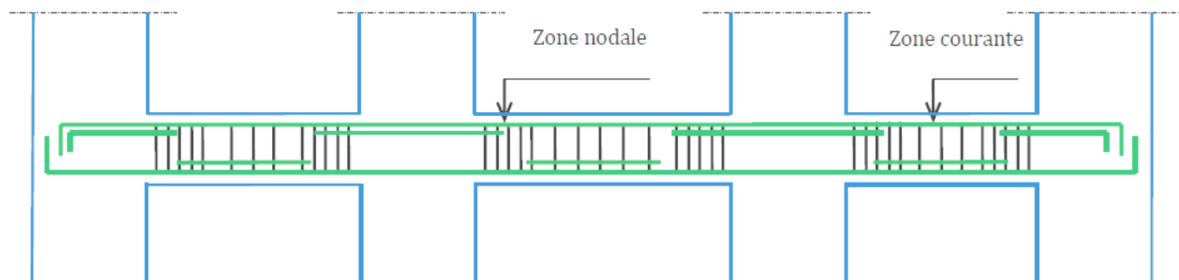
$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 45; 40) \text{ cm} = 40 \text{ cm}.$$

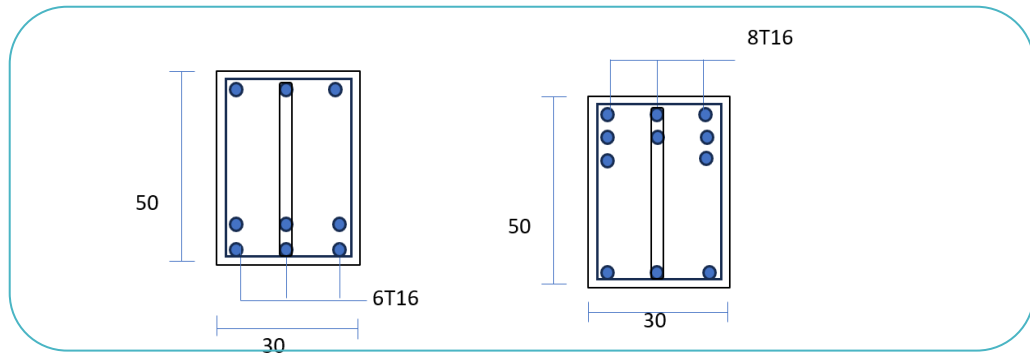
$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,5}{500} \times 30 \times 35 = 1,304 \text{ cm}^2$$

**Remarque :** étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage

sont les mêmes que ceux déjà montrés ci-dessus; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage

**VI.7. Dispositions constructive des armatures des poutres**

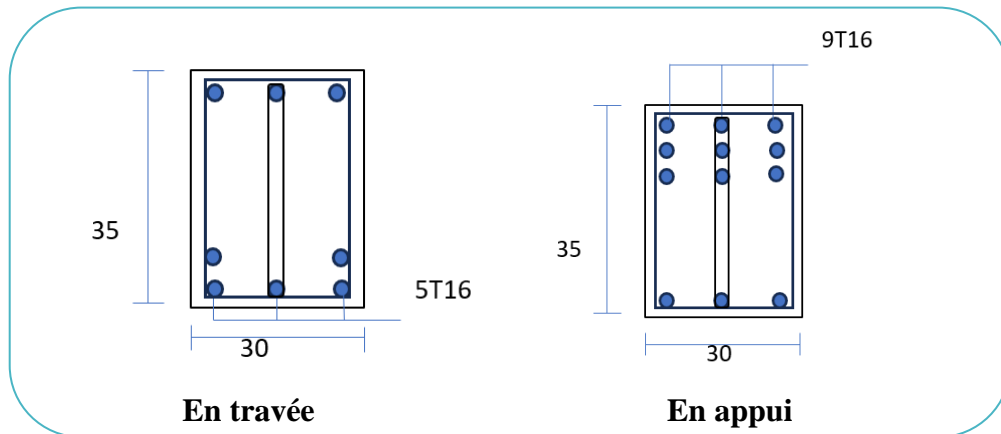




**En travée**

**En appui**

**Figure VI.8. Schéma de ferrailage de poutre principale**



**En travée**

**En appui**

**Figure VI.9. Schéma de ferrailage de poutre secondaire**

**VI.3. Etude de ferrailage des voiles :**

**1. Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

**2. Conception :**

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

**3. Calcul des voiles :** Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le **R.P.A.2024** :

- Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%.
- L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq \min(1.5b_w, 25cm)$$

- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

$60 \Phi_l \Rightarrow$  pour les barres situées dans les zones IV ;V etVI

#### Dimensionnement des voiles :

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau VII.8 . pré dimensionnement des voiles**

Les Voile	Epaisseur (cm)	Hauteur (m)
Sou-sol	20	3,40

#### 4. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule NAVIER –BERNOULLI.)

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.Y}{I}$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

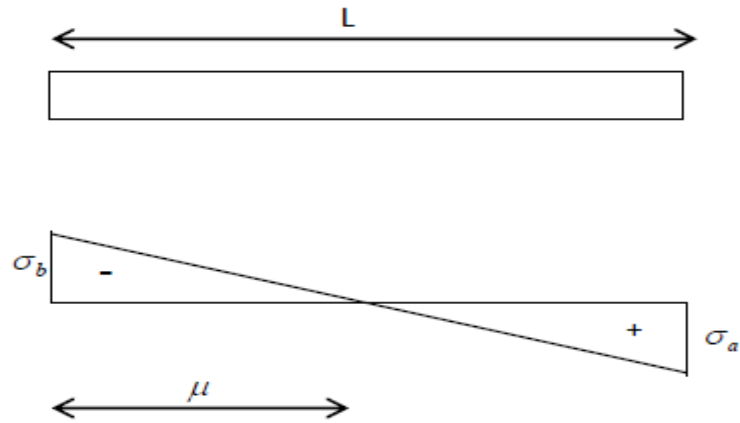
Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

#### Remarque :

- ✓ Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).
- ✓ Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).
- ✓ Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC).

#### A. Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendu :  $\mu$  en utilisant les triangles semblables :



$$\tan \alpha = \frac{\sigma_a}{l - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{l}{\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1\right)}$$

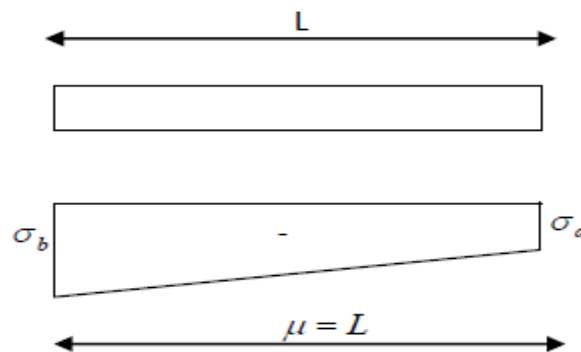
L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :  $T = (\sigma_b \times \mu \times b)/2$

La section d'acier nécessaire est donnée par :  $A_s = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$

**B. Section entièrement tendue :**

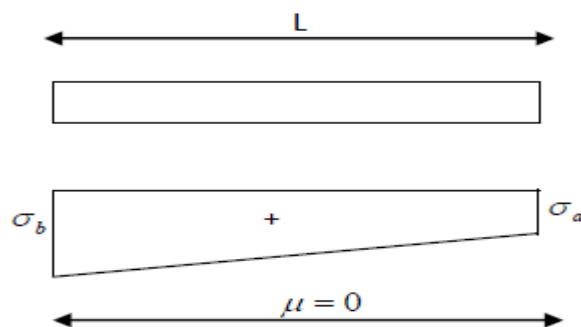
Dans ce cas on a deux contraintes de traction. La longueur tendue  $\mu$  est égale à  $(L)$  l'effort de traction est égale à :  $T = 0.5(\sigma_a \times \sigma_b \times b \times L)$

La section d'armature est :  $A_s = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)}$



**C. Section entièrement comprimée :**

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum)



**Combinaisons de calcul :**

Selon le RPA 2024 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$G+Q \pm 1.2 E$

$G+Q \pm E$

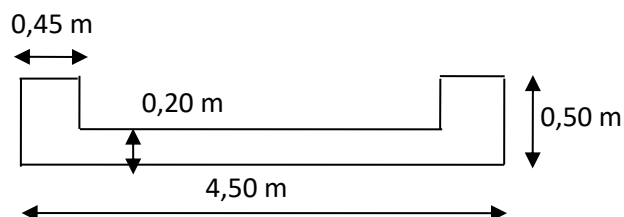
$0.8G \pm E$

**5. Calcul de ferrailage :**

❖ **Calcul du ferrailage vertical :**

Le calcul se fera en seul zone (SOU-SOL):

❖ **Vérification vis à vis de RPA :**



**Amin =  $0.2\% \times b \times L$**  Globalement dans la section du voile

❖ **Pour l'étage SOU-SOL :**

**Voile 1 :**

$L = 4.50 \text{ m} ; b = 0.20\text{m} ; Y = L/ 2 = 2.25\text{m}$

**Sollicitation de calcul :**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement **du logiciel ETABS21**, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VII.9 .Les sollicitations des voiles**

Niveau	$N_{\max}$	$M_{\text{cor}}$	T (KN)
Sou-sol	7096.97	435.23	135.06

$L = 4.5 \text{ m} ; b = 0.20\text{m} ; Y = L/ 2 =2.25\text{m}$

$S = L \times b = 4.50 \times 2.0 = 0.9\text{m}^2$

$$I = \frac{L^3 \times b}{12} = \frac{450^3 \times 20}{12} = 151875000 \text{ cm}^4$$

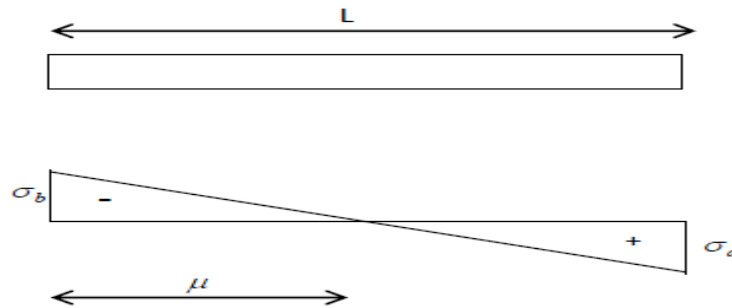
À L'ÉLÉ :

$$\left\{ \begin{array}{l} N=7096,97\text{KN} \\ M=435,23\text{KN.m} \\ T=135,06\text{KN} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.Y}{I} = \frac{7096,97 \times 10^3}{0,9 \times 10^2} + \frac{435,23 \times 2,25 \times 10^{-3}}{1,5} = 8,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.Y}{I} = \frac{7096,97 \times 10^3}{0,9 \times 10^2} - \frac{435,23 \times 2,25 \times 10^{-3}}{1,5} = 7,24 \text{ MPa}$$

La section est partiellement comprimée d'après les résultats des contraintes.



$$L_t = \frac{|\sigma_{\min}| \times L}{|\sigma_{\min}| + \sigma_{\max}} = \frac{7,24 \times 450}{7,24 + 8,53} = 206,59 \text{ cm}$$

$$L_c = L - L_t = 450 - 206,59 = 243,4 \text{ cm}$$

La zone tendue :

$$d_{\min} \leq \min \left\{ \frac{h}{2}; \frac{2L_c}{3} \right\} = \min \{1,7; 1,62\}$$

On prend :  $d=1,62\text{m}$

Bande 1 :

$$\text{Si } \frac{L_T}{2} < d \dots \text{on prend } d_1 = \frac{L_t}{2}$$

$$\text{Si } \frac{L_T}{2} > d \dots \text{on prend } d_1 = d$$

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d_1} \quad \sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \times (L_t - d_1)}{L_t} = \frac{7,24 \times 1,03}{2,07} = 3,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moyen}} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} = \frac{7,24 + 3,6}{2} = 5,42 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{N_{\text{cal}} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{5,42 \times 103,44 \times 20 \times 1}{500} = 22,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,002 \times L_t \times b = 0,002 \times 206,59 \times 20 = 8,26 \text{ cm}^2 < A_s = 22,39 \text{ cm}^2$$

**Bande.2 :**

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_1}{L_t - d} = \frac{\sigma_2}{L_t - 2d_1} \Rightarrow \sigma_2 = \frac{\sigma_1 \times (L_t - 2d_1)}{L_t - d_1} = 0$$

$$\sigma_{moyen} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} = \frac{7.24 + 0}{2} = 3.62 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{N_{cal} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{3.62 \times 103.44 \times 20 \times 1}{500} = 14.97 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \min(1.5e ; 25) \text{ cm} = (30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}).$$

On adopte **St= 25 cm**

$$\text{En zone d'about : } St_a = St/2 = 12.5 \text{ cm.}$$

**Espacement d'extrémité :**

$$S_t = 12.5 \text{ cm} \rightarrow \text{On...zone...d'about}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{On...zone...courant}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux :

$$\tau b \leq 0.2 f_c 28 \text{ où :}$$

$$\tau b = \frac{\bar{V}}{b_0 d}$$

avec:

$$V = 1.4 V_u, \text{ calcul}$$

$b_0$  : épaisseur du linteau ou du voile

$d$  : hauteur utile avec  $d = 0.9h$

$h$  : hauteur totale de la section brute

Calcul de ferrailage horizontal :

**D'après le BAEL91on à :**

$$\frac{A_s}{S_t} = \frac{\tau - \tau_0}{0.9 \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right) (\sin \alpha + \sin \beta)} \times b$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{ij} \times K \quad ; \quad f_{ij} = f_{ij} ; 3.3 \text{ MPa}$$

$K=0$  Cas de reprise de bétonnage.

$$\alpha = 90^\circ : St \leq \min(1.5e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

On adopte  $St=25 \text{ cm}$

$$A_s \geq \frac{\tau \times S_t \times b}{0.9 \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = \frac{0.3 \times 25 \times 20}{0.9 \left( \frac{500}{1.15} \right)} = 0.38 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_{\text{courant min}} = 0.1\% \times b \times L_c = 0.001 \times 20 \times 243.4 = 4.87 \text{ cm}^2$$

On zone d'about

On a adopté :

**Band 1 : 15T14 / faces = 23,09 cm<sup>2</sup>**

**Espacement : e= 10 cm**

**Band 2 : 14HA12 / face = 15.83 cm<sup>2</sup>**

**Espacement : e= 15cm**

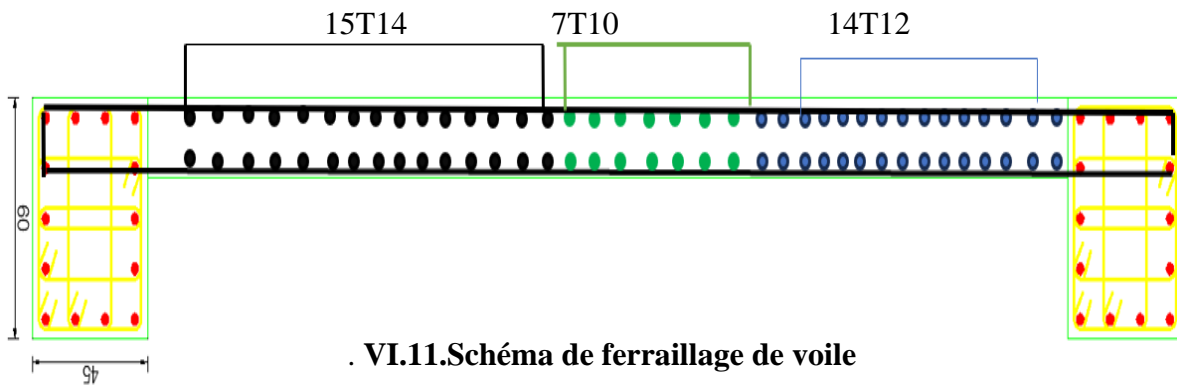
On zone courant

On a adopté : **7HA10 / faces = 5,50 cm<sup>2</sup>**

**Espacement : e=20 cm**

**Ferraillage du voile**

Le poteau de (45X60)cm<sup>2</sup> associé au voile est considéré comme une zone d about ,du fait, Sont ferraillage minimum  $A_{RPA}$  doit être supérieur a la section  $A_s$



. VI.11.Schéma de ferraillage de voile

**CHAPITRE07 :**  
**ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

**VII.1. Etude du mur voile périphérique :**

Le rôle de ce mur est de s'opposer à la poussée des terres.

- **Epaisseur du mur :**

Cette épaisseur sera donnée par la condition

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17 \text{ cm}$$

Soit par exemple :  $e = 20 \text{ cm}$

- **calcul de la poussée des terres :**

-Le mur est calculé comme une dalle pleine supposée uniformément chargée par la poussée des terres.

-On étudie le panneau le plus défavorable, de dimensions  $(4,10 \times 3,40) \text{ m}^2$ .

$$q = 1,35 \cdot \gamma \cdot h \cdot A \quad ; \quad A = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,270$$

Avec :  $\gamma$  : poids volumique des terres  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$  ;

$A$  : Coefficient de poussée.

$h$  : Hauteur entre ..... du murs voile ( $h = 3,40 \text{ m}$ )

$\varphi$  : Angel de frottement ( $\varphi = 35^\circ$ )

$$q_u = 1,35 \times 18 \times 3,40 \times 0,270 \times 1 = 22,31 \frac{\text{kN}}{\text{ml}}$$

$$q_{ser} = 18 \times 3,40 \times 0,270 \times 1 = 16,52 \frac{\text{kN}}{\text{ml}}$$

- **Calcul de sollicitation :**

$$\varphi = \frac{L_x}{L_y} = \frac{340}{645} = 0,53 > 0,4 \text{ (La dalle travaille dans les 2 sens)}$$

$$\varphi = 0,53 \begin{cases} \mu_x = 0,0923 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases}$$

- ✓ **E.L.U.R :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\begin{cases} M_x = 0,0923 \times 22,31 \times 3,4^2 = 23,80 \text{ N.m} \\ M_y = 0,25 \times 23,80 = 5,95 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**Sens x**

- ✓ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \times 23,80 = 20,23 \text{ kN.m}$$

✓ **En appui :**

$$M_{ax} = 0,4. M_x = 0,4 \times 23,80 = 9,52kN.m$$

**Sens Y :**

✓ **En travée :**

$$M_{ty} = 0,85. M_y = 0,85 \times 5,95 = 5,06kN.m$$

✓ **En appui :**

$$M_{ay} = 0,4. M_y = 0,4 \times 5,95 = 2,38kN.m$$

❖ **E.L.S:**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0962 \\ \mu_y = 0,3958 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0,0962 \times 16,52 \times 3,4^2 = 18,37kN.m \\ M_y = 0,3958 \times 18,37 = 7,27kN.m \end{cases}$$

**Sens x**

✓ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85. M_x = 0,85 \times 18,37 = 15,61kN.m$$

✓ **En appui :**

$$M_{ax} = 0,4. M_x = 0,4 \times 18,37 = 7,35kN.m$$

**Sens Y :**

✓ **En travée :**

$$M_{ty} = 0,85. M_y = 0,85 \times 7,27 = 6,18kN.m$$

**En appui :**

$$M_{ay} = 0,4. M_y = 0,4 \times 7,27 = 2,91kN.m$$

• **calcul des armateurs :**

**sens X**

❖ **E.L.U.R :**

✓ **En travée**

$$M_{tx} = 20,23kN.m$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b.d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{20,23 \times 10^3}{100 \times 18^2 \cdot 14,17} = 0,044 < \mu_{AB} = 0,186 \text{ pivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{500}{1,15} = 435MPa \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044}) = 0,056$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,056 = 0,978$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta.d_x \cdot \sigma_s} = \frac{20230}{0,978 \times 18 \times 435} = 2,64 \frac{cm^2}{ml}$$

✓ **En appui**

$$M_{ax} = 9,52 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \cdot d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{9,52 \times 10^3}{100 \times 18^2 \cdot 14,17} = 0,021 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{poivot A} \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021}) = 0,027$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,027 = 0,989$$

$$A_{ax} = \frac{9520}{0,989 \times 18 \times 435} = 1,23 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

❖ **ELS**

- On considère la fissuration comme préjudiciable.

La fissuration est préjudiciable.

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

$\eta = 1,6$  pour les H.A

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 500; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

✓ **En travée :**  $M_{tx} = 15,61 \text{ kN.m}$

$$\mu_1 = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{15610}{100 \times 18^2 \times 202} = 0,0024$$

$$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1,07$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}} = 0,90 \Rightarrow \varphi = 25,38^\circ$$

$$\alpha_l = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cdot \cos\left(240 + \frac{25,38}{3}\right) = 0,24$$

$$\beta_1 = \left(1 - \frac{\alpha_l}{3}\right) = 0,92$$

$$A^{ser t} = \frac{M_{ty}}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{15610}{0,92 \times 18 \times 202} = 4,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **En appui :**  $M_{ax} = 7,35 \text{ kN.m}$

$$\mu_1 = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{7350}{100 \times 18^2 \times 202} = 0,0011$$

$$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1,033$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}} = 0,95 \Rightarrow \varphi = 17,74^\circ$$

$$\alpha_l = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cdot \cos\left(240 + \frac{\varphi}{3}\right) = 0,17$$

$$\beta_1 = \left(1 - \frac{\alpha_l}{3}\right) = 0,943$$

$$A^{ser a} = \frac{M_{ty}}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{7350}{0,943 \times 18 \times 202} = 2,14 \text{ mc}^2/\text{ml}$$

sens y

## ❖ E.L.U.R :

✓ En travée  $M_{ty} = 5,06kN.m$ 

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,011 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{poivot} \Rightarrow A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{500}{1,15} = 435MPa \end{cases} \leftarrow$$

$$\alpha = 0,014 \quad \beta = 0,994$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 0,65 \frac{cm^2}{ml}$$

✓ En appui  $M_{ay} = 2,38kN.m$ 

$$\mu = 0,005 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{poivot} \Rightarrow A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{500}{1,15} = 435MPa \end{cases} \leftarrow$$

$$\alpha = 0,006$$

$$\beta = 0,997$$

$$A_{ay} = 0,30 \frac{cm^2}{ml}$$

## ❖ ELS

✓ b-1) En travée :  $M_{ty} = 6,18kN.m$ 

$$\mu_1 = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_s} = \frac{6180}{100 \cdot 18^2 \cdot 202} = 0,0009$$

$$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1,028$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}} = 0,96 \Rightarrow \varphi = 16,38^\circ$$

$$\alpha_l = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cdot \cos \left( 240 + \frac{\varphi}{3} \right) = 0,16$$

$$\beta_1 = \left( 1 - \frac{\alpha_l}{3} \right) = 0,947.$$

$$A^{ser}_t = \frac{M_{ty}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_s} = 1,795cm^2/ml$$

✓ En appui :  $M_{sera} = 2,91kN.m$ 

$$\mu_1 = 0,0004$$

$$\lambda = 1,013$$

$$\Rightarrow \varphi = 11,36^\circ$$

$$\alpha_l = 0,11$$

$$\beta_1 = 0,963$$

$$A^{ser}_a = 0,83cm^2/ml$$

## • Armatures minimales :

➤ Selon BAEL

$$\text{Dans les deux directions : } A_{\min} = 0,23bd \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 2,17cm/ml$$

➤ Selon RPA

Dans les deux directions :

$$A_{\min} = 0,10 \% .B = \frac{0,10}{100} b .h = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = \max(A_{\min \text{ BAEL}}; A_{\min \text{ RPA}}) = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Sections finales et choix :**

**Sens X**

✓ **En travée :**

$$A_{tx} = \max(A_{tu}; A_{tser}; A_{\min})$$

$$A_{tx} = \max(2,64; 4,67; 2,17) = 4,67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **En appui :**

$$A_{ax} = \max(A_{au}; A_{aser}; A_{\min})$$

$$A_{ax} = \max(1,23; 2,14; 2,17) = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Sens y**

✓ **En travée :**

$$A_{ty} = \max(A_{tu}; A_{tser}; A_{\min}) = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **a-2) En appui :**

$$A_{ay} = \max(A_{au}; A_{aser}; A_{\min}) = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Le choix :**

Soit :  $\boxed{6T12 / \text{ml} = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$

soit : e=20cm

En travée et en appui et dans les deux sens

**VII.2. Etude des fondations:**

• **Introduction:**

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir:

le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont:

**a. Fondation superficielles:**

- Semelles isolées;
- Semelles filantes et
- Semelles générales

**b. Fondation profondes:**

- Semelles sur puits et
- Semelles sur pieux.

- **Etude du radier:**

**Généralité:**

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux, il sera soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

**Remarque:**

Il sera calculé à la flexion simple selon les combinaisons d'action suivantes:

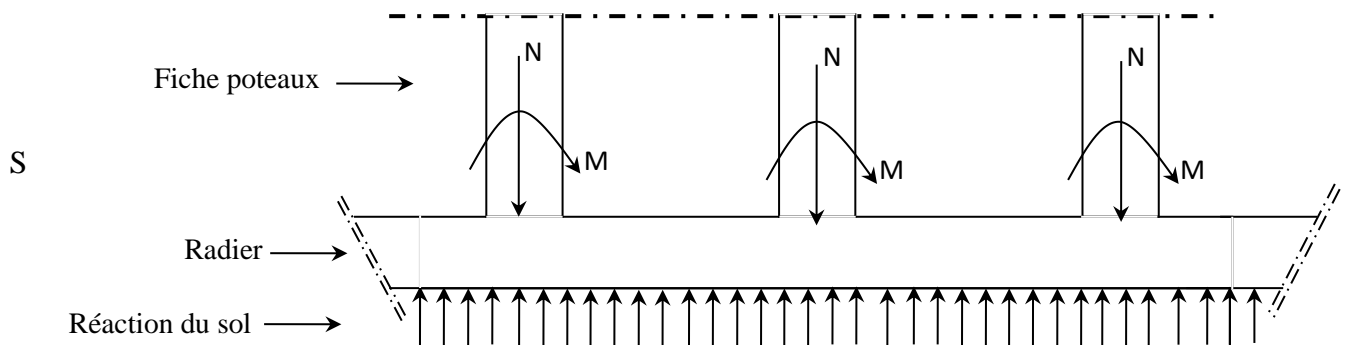
L'état limite ultime de résistance:

- Situation durable et transitoire:

$$ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

- Situation accidentelle:

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm 1.4E_x \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.4E_y \end{cases}$$



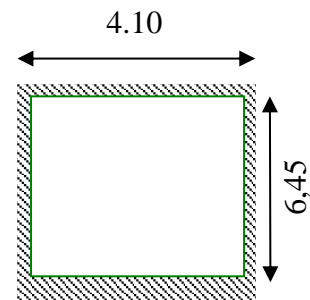
**Fig. VII. 1. Schéma du radier général**

- **Pré- dimensionnement du radier:**

- ✓ **Hauteur du radier**

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous- pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes:

- 1- Condition forfaitaire;
- 2- Condition de rigidité;
- 3- Condition de non cisaillement;
- 4- Condition de non poinçonnement

**Condition forfaitaire:**

**Fig. VII. 2. Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité**

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

Avec:

L: la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=6.45m \Rightarrow 0.71m \leq h \leq 1,07m$$

**Condition de rigidité:**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que:

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec:

Le: longueur élastique donnée par:

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K: coefficient d'élasticité du sol;

Pour un sol de densité moyenne,  $K=40MN/m^3$  [HENRY THONIER].

E: module d'Yong du béton ( $E=3.10^4$  Mpa);

I: inertie du radier ( $I = \frac{b \times h^3}{12}$ );

B: largeur du radier.

Pour notre cas:

$$L=6.45m.$$

$$h \geq 3 \sqrt{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq 3 \sqrt{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 6.45}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 1.04 m$$

**Condition de non cisaillement: [BAEL91/A5.2,2]**

On doit vérifier que:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_c 28 / \gamma_b = 1,17 \text{ Mpa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec:

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

$\tau_u$ : Contrainte tangentielle;

$\bar{\tau}_u$ : Contrainte tangentielle admissible;

$T^{\max}$ : Effort tranchant max.

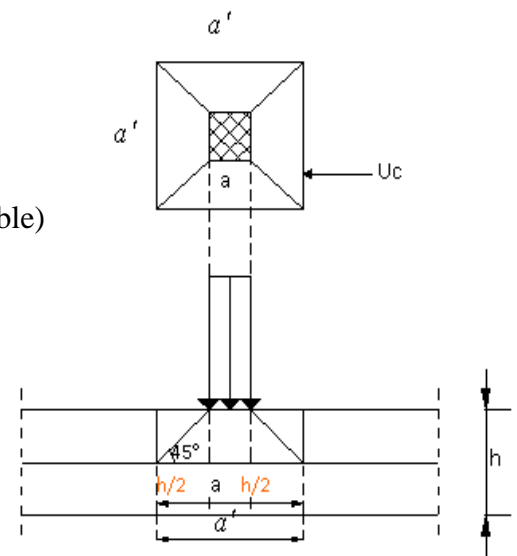


Fig. VII.3. Dimensionnement du feuillet moyen

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

On a  $\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,10}{6,45} = 0,64 \Rightarrow$  le panneau travaille suivant deux directions.

Donc:

Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

$$T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{3L_y} \quad T_u^y = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$$

**Calcul  $q_u$ :**

La surface du radier est de:

$$S = 575,8m^2$$

Le poids de la superstructure:

$$G = 63424KN$$

$$q'' = 1,35 \frac{G}{S} + 1,5Q$$

$$q'' = 1,35 \times \frac{63424}{575,8} + 1,5 \times 5 = 156,2KN/m^2$$

$$T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{3L_y} = \frac{156,2 \times 4,1 \times 6,45}{3 \times 6,45} = 213,473 \text{ Kn}$$

$$T_u^y = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x} = \frac{156,2 \times 4,1 \times 6,45}{2 \times 6,45 + 4,1} = 242,983 \text{ KN}$$

$$T^{\max} = 242,983 \text{ KN}$$

$$h \geq \frac{242,983}{0,9 \times 1 \times 1,17 \times 10^3} = 0,231m \Rightarrow h \geq 23,1cm$$

La hauteur des nervures:  $h_n$

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{645}{10} = 64,5cm$$

On prendra  $h_n = 70 \text{ cm}$ .

❖ Epaisseur de la dalle:

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{645}{20} = 32,25cm$$

On prendra  $e = 35cm$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h$$

$$b = 45cm$$

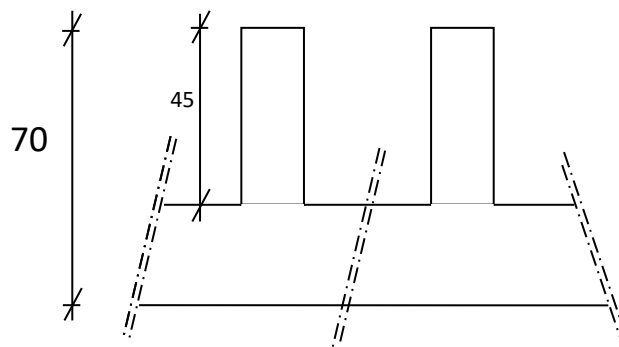
- Détermination des sollicitations:

**Caractéristiques du radier:**

$h_n = 70 \text{ cm}$  ;  $e = 35 \text{ cm}$  ; Surface du radier  $S = 575,8m^2$

$$I_{xx} = 28799,5 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 26496,5 \text{ m}^4$$



**Fig. VII.4. Dimension du radier.**

$$V_x = 11,75 \text{ m}$$

$$V_y = 12,25 \text{ m}$$

Avec:

$V_x, V_y$  : abscisses du centre de gravité du radier et

$I_{xx}, I_{yy}$  : inerties du radier.

- **Vérifications nécessaires**

- **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas

d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$  ,  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M.V}{I}$

$$I_{xx} = 28799,5 \text{ m}^4 ; I_{yy} = 26496,5 \text{ m}^4 ; V_x = 11,75 \text{ m} ; V_y = 12,25 \text{ m}$$

**Remarque**

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à le logiciel ETABS sous la combinaison l'ELS.

Données :

$$N = 73199.3 \text{ KN}$$

$$M_x = 473.13 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 12995.374 \text{ KN.m}$$

- **Sens X-X**

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x V_y}{I_x} = \frac{73199,3 \times 10^3}{575,8 \times 10^5} + \frac{473,13 \times 10^3 \times 12,25}{28799,5 \times 10^5} = 1,27 \text{ bar}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x V_y}{I_x} = \frac{73199,3 \times 10^3}{575,8 \times 10^5} - \frac{473,13 \times 10^3 \times 12,25}{28799,5 \times 10^5} = 1,27 \text{ bar}$$

Ce qui donne:  $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1,27 + 1,27}{4} = 1,21 \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

- **Sens Y-Y**

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y V_x}{I_y} = \frac{73199,3 \times 10^3}{575,8 \times 10^5} + \frac{12995,37 \times 10^3 \times 11,75}{26496,5 \times 10^5} = 1,32 \text{ bar}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y V_x}{I_y} = \frac{73199,3 \times 10^3}{575,8 \times 10^5} - \frac{12995,37 \times 10^3 \times 11,75}{26496,5 \times 10^5} = 1,21 \text{ bar}$$

Ce qui donne:  $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1,32 + 1,21}{4} = 1,19 \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le [1] (Article A.5.2.4.2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_c}{\gamma_b}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul pour le poteau le plus sollicité.

$h_t$  : Hauteur total de la dalle du radier.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

➤ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (45×60) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule

suivante :  $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\left\{ \begin{aligned} A &= a + h_t = 0,6 + 1,05 = 1,65 \\ B &= b + h_t = 0,45 + 1,05 = 1,5 \end{aligned} \right.$$

$$U_c = 2 \times [(0,45 + 1,05) + (0,60 + 1,05)] = 6,30 \text{ m}$$

$$\Rightarrow U_c = 6,30 \text{ m}$$

$$N_d = 2161,88 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_d = 2,797 \text{ MN} \leq 0,045 \times 6,3 \times 1,05 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 4961,25 \text{ KN}$$

Donc  $\Rightarrow 2161,88 \text{ KN} < 4961,25 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ CV}$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

• **FERRAILLAGE DU RADIER GENERAL**

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$$L_x = 4,10 \text{ m et } L_y = 6,45 \text{ m.}$$

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier.

$G_1$  : le poids propre du la nervure.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,35 = 8,75 \text{ KN/m}^2$$

$$G_1 = \rho \times h_t = 25 \times 1,05 = 26,25 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u$  : L'effort normal ultime donné par la structure

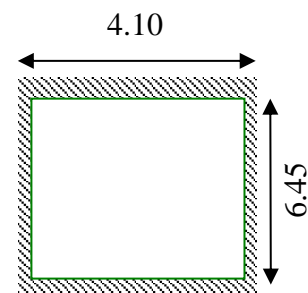


Tableau VII.1. effort normal donné par la structure

Combinaison	Effort normal(KN)
ELU	100219.61
ELS	73199.3
ACC	66663.41

On ferraille avec  $N_u = 100219,61$  KN

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35G_0 + 1,35G_1 = \frac{100219,61}{575,8} + 1,35 \times 8,75 + 1,35 \times 26,25 = 221,30 \text{KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{sed}}{S_{rad}} + G_0 + G_1 = \frac{73199,3}{575,8} + 8,75 + 26,25 = 162,13 \text{KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4.10 - 0,45 = 3,65 \text{m} ; L_y = 6,45 - 0,45 = 6.00 \text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,65}{6,00} = 0,60 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0822 \\ \mu_y = 0,2948 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0822 \times 221,30 \times 3,65^2 = 242,35 \text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,2948 \times 242,35 = 71,44 \text{KN.m} \end{cases}$$

### ➤ Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 242,35 = 205,99 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,4M_{0x} = -0,4 \times 242,35 = -96,94 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 71,44 = 60,72 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,4M_{0y} = -0,4 \times 71,44 = -28,58 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section  $(b \times h_r) = (1 \times 0,35) \text{m}^2$

### Sens X-X

#### 1- En travai :

$$\mu_{bu} = \frac{205,99 \times 10^{-3}}{1 \times 0,30^2 \times 14,17} = 0,162 < \mu_l = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,162}) = 0,22$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,912$$

$$A_t = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{205,99 \times 10^3}{435 \times 0,912 \times 30} = 17,31 \text{cm}^2/\text{ml}$$

#### 2- En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{96,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,30^2 \times 14,17} = 0,076 < \mu_l = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,076}) = 0,099$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,960$$

$$A_t = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{96,94 \times 10^3}{435 \times 0,960 \times 30} = 7,73 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Sens Y-Y

1- En travail :

$$\mu_{bu} = \frac{60,72 \times 10^{-3}}{1 \times 0,30^2 \times 14,17} = 0,048 < \mu_l = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,048}) = 0,062$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,975$$

$$A_t = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{60,72 \times 10^3}{435 \times 0,975 \times 30} = 4,77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2- En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{28,58 \times 10^{-3}}{1 \times 0,30^2 \times 14,17} = 0,022 < \mu_l = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,022}) = 0,029$$

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

$$A_t = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{28,58 \times 10^3}{435 \times 0,988 \times 30} = 2,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Condition de non fragilité

On a  $e = 35 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$  et  $\rho = 0,60 > 0,4$

$$A_x^{min} = \rho_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left( \frac{3-0,60}{2} \right) \times 100 \times 35 = 3,36 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho \times b \times h_r = 0,0008 \times 100 \times 35 = 2,8 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.2. Section d'armatureur du radier à l'ELU

Localisation		M (KN.m)	Acal (cm 2)	Amin(cm 2)	Nbre debarres	Aadop (cm 2)	St (cm)
Travée	X-X	205,99	17,31	3.36	7T14	10,78	14
	Y-Y	60,72	4,77	2.8	7T14	10,78	14
Appui	X-X	96,94	4,99	3.36	5T12	5,65	20
	Y-Y	28,58	2,22	2.8	5T12	5,65	20

➤ Vérification à l'ELS :

$$q_{ser} = \frac{N_{sed}}{S_{rad}} + G_0 + G_1 = \frac{73199,3}{575,8} + 8,75 + 26,25 = 162,13 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,65}{6,00} = 0,60 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0870 \\ \mu_y = 0,4672 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0870 \times 162,13 \times 3,65^2 = 187,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,4672 \times 187,92 = 87,80 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 187,92 = 159,73 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,4M_{0x} = -0,4 \times 187,92 = -75,17 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 87,80 = 74,63 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,4M_{0y} = -0,4 \times 87,80 = -35,12 \text{KN.m}$$

❖ **E.L.S**  $M_{tx}^s = 159,73 \text{KN.m}$

• **Axe neutre :**

$$S_{xx} = \frac{b_0 \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$S_{xx} = \frac{100 \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot 17,31(30 - y_1) = 0$$

$$S_{xx} = 50y_1^2 + 259,65y_1 - 7789,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1275,95$$

$$\Rightarrow y_1 = 10,16 \text{cm.}$$

**Moment d'inert :**

$$I_{xx} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{xx} = \frac{100 \times 10,16^3}{3} + 15 \times 17,31(30 - 10,16)^2 = 137163,957 \text{cm}^2$$

• **Calcul de K**

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} = \frac{159,73 \times 10^2}{137163,957} = 0,116$$

Donc :  $\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,116 \times 101,6 = 11,79 \text{MPa.}$

On à  $\sigma_{bc} = 7,77 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$  condition verifier

**Tableau VII.3. Vérifications des contraintes à l'ELS**

Localisation		M (KN.m)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
travée	X-X	159,73	10,16	137163,957	11,79 < 15	Vérifiée	281 > 201,6	Non Vérifiée
	Y-Y	74,63	5,876	48402,528	9,05 < 15	Vérifiée	261,4 > 201,1	Non Vérifiée
Appui	X-X	75,17	5,99	50313,595	8,93 < 15	Vérifiée	239,5 > 201,6	Non Vérifiée
	Y-Y	35,12	4,15	24634,255	5,93 < 15	Vérifiée	231,2 > 201,6	Non Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la hauteur de la table du radier hr=55

La section d'armature du radier devienne :

Tableau VII.4. Section d'armature du radier à l'ELU

Localisation		M (KN.m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	Amin(cm <sup>2</sup> )	Nbre debarres	Aadop (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée	X-X	205,99	9.76	5,28	7T14	10,78	14
	Y-Y	60,72	1.42	4,4	7T14	10,78	14
Appui	X-X	96,94	4.52	5,28	5T12	5,65	20
	Y-Y	28,58	1.33	4,4	5T12	5,65	20

Tableau VII.5. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M (KN.m)	y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	X-X	159,73	10,72	266947.43	6.32<15	Vérifiée	173.04>201.6	Vérifiée
	Y-Y	74,63	4,41	47129.82	6.97<15	Vérifiée	192.5>201.1	Vérifiée
Appui	X-X	75,17	7.58	136520.46	4.16<15	Vérifiée	165>201.6	Vérifiée
	Y-Y	35,12	4.27	39089.14	3.8<15	Vérifiée	160>201.6	Vérifiée

➤ Vérification des espacements

$$\text{Selon x-x: } st \leq \begin{cases} \min(2,5h_r; 25cm \\ 100/8 = 12 \end{cases}$$

$$\text{Selon y-y: } st = 12 \leq \min(3h_r; 33cm) = 33cm$$

➤ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / 1.5; 5MPa) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$V_u = \frac{221,30 \times 4,10}{2} \times \frac{6,45^4}{4,10^4 + 6,45^4} = 389,99MPa$$

$$\tau_u = \frac{265,71 \times 10^{-3}}{1 \times 1} = 0,39MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,33MPa$$

Pas de risque de cisaillement.

➤ Schéma de Ferrailage du radier

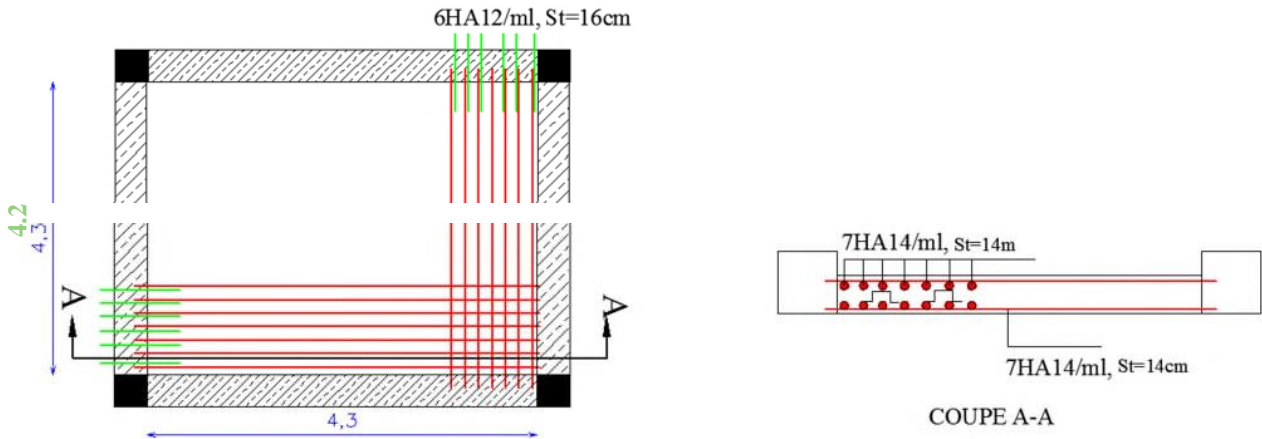


Figure VII.5. Schéma de ferrailage du radier

➤ Ferrailage des débords :

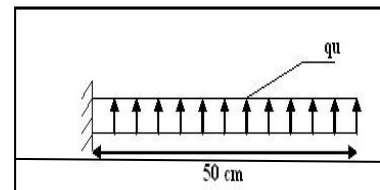
Le débord est assimilé à une console de 0,5m de longueur dans le sens x-x soumis à la flexion simple.

$$M_u = q_u \frac{L^2}{2} = \frac{221,30 \times 0,5^2}{2} = 27,66 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2,4 \text{ cm}^2. A_{\min} = 3,36 \text{ cm}^2.$$

On adopte 5T10 = 3.93 cm<sup>2</sup>

➤ Vérification à l'ELS :



$$q_{ser} = \frac{N_{sed}}{S_{rad}} + G_0 + G_1 = \frac{73199,3}{575,8} + 8,75 + 26,25 = 162,13 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,65}{6,00} = 0,60 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0870 \\ \mu_y = 0,4672 \end{cases}$$

$$\{M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0870 \times 162,13 \times 0,5^2 = 3,52 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 3,53 = 2,99 \text{ KN.m}$$

❖ E.L.S  $M_{tx}^s = 2,99 \text{ KN.m}$

- **Axe neutre**

$$S_{xx} = \frac{b_0 \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$S_{xx} = \frac{100 \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot 3,93(30 - y_1) = 0$$

$$S_{xx} = 50y_1^2 + 58,95y_1 - 1768,5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 597,64$$

$$\Rightarrow y_1 = 5,39 \text{ cm.}$$

**Moment d'inerte :**

$$I_{xx} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{xx} = \frac{100 \times 5,39^3}{3} + 15 \times 3,93(30 - 5,39)^2 = 40922,89 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de K**

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} = \frac{2,99 \times 10^2}{40922,89} = 0,0073$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,0073 \times 53,9 = 0,39 \text{ MPa.}$$

$$\text{On à } \sigma_{bc} = 0,15 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition verifier}$$

**XED**

➤ **Ferraillage des nervures**

Les nervures se calculent comme des poutres continues renversée avec des charges transmises par les panneaux de la dalle (trapézoïdale, triangulaire, uniforme...) mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

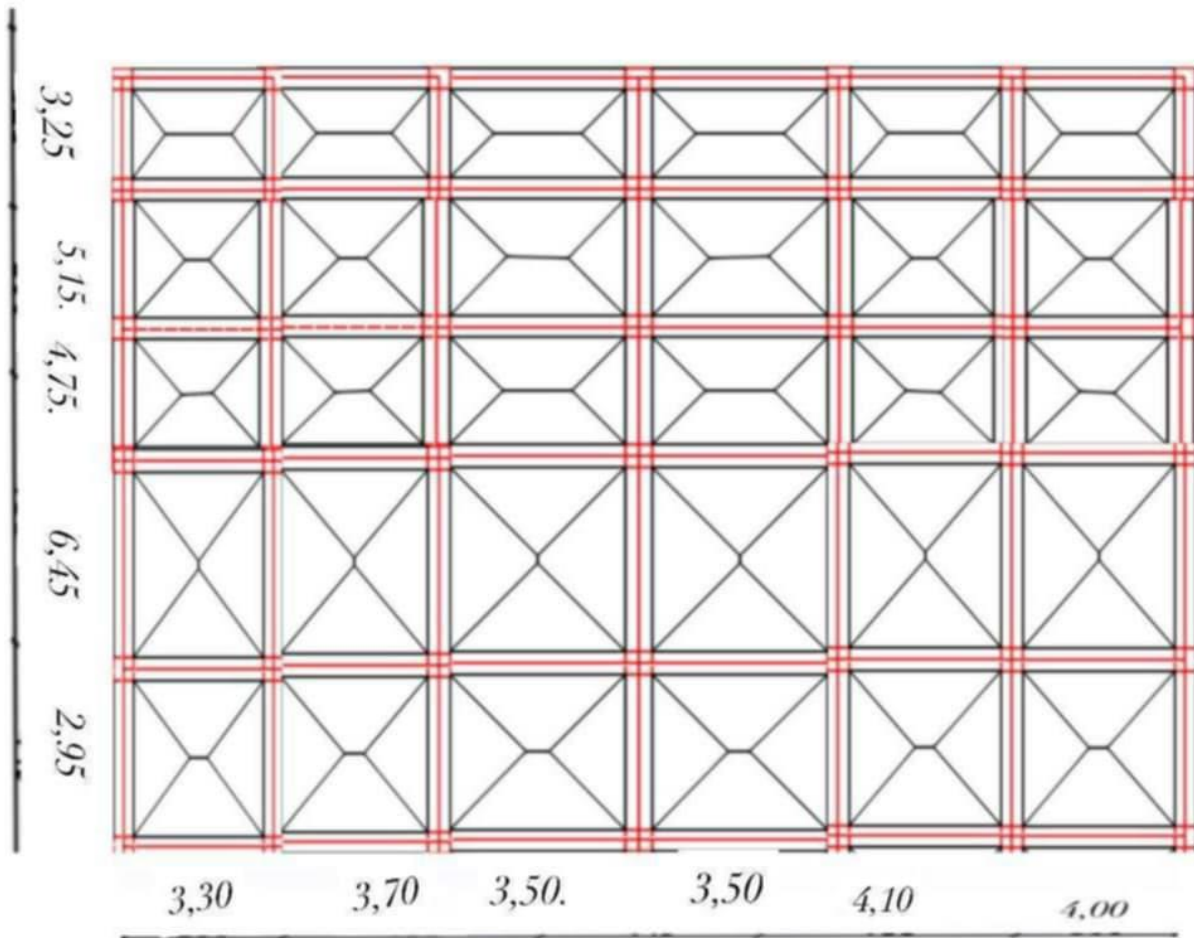


Figure VII.6. Schéma des lignes de rupture une partie du radier de bâtiment.

➤ Charges triangulaires

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée intermédiaire.

$$q_m = q_v = \frac{P}{4} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée de rive

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times P \times L_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times P \times L_x \end{cases} \quad \text{dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée}$$

➤ Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g}{2} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d}{2} \right) L_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$q_m$  : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$q_v$  : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

$P$  : Charge répartie sur la surface du radier

$$q_{ser} = \frac{N_{sed}}{S_{rad}} + G_0 + G_1 = \frac{73199,3}{575,8} + 8,75 + 26,25 = 162,13 \text{ KN/m}^2$$

$$P = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35G_0 + 1,35G_1 = \frac{100219,61}{575,8} + 1,35 \times 8,75 + 1,35 \times 26,25 = 221,30 \text{ KN/m}^2$$

Sens y-y

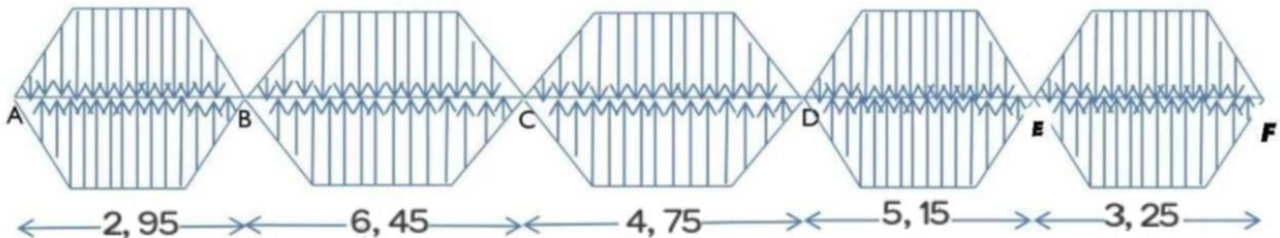


Figure VII. 7. Schéma statique de la nervure

Calcul les  $q_m$  charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$$q_m^{AB} = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$$

$$q_m^{AB} = \frac{221,30}{2} \left[ \left( 1 - \frac{3,2^2}{3 \times 3,9^2} \right) \times 3,2 + \left( 1 - \frac{0,131^2}{3} \right) \times 6,45 \right] = 709,0 \text{ KN/m}$$

$$q_m^{BC} = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$$

$$q_m^{BC} = \frac{221,30}{2} \left[ \left( 1 - \frac{0,286^2}{3} \right) \times 2,95 + \left( 1 - \frac{0,286^2}{3} \right) \times 4,75 \right] = 827,7 \text{ KN/m}$$

$$q_m^{CD} = \frac{P}{2} \left[ \left( 1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left( 1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right]$$

$$q_m^{CD} = \frac{221,30}{2} \left[ \left( 1 - \frac{0,211^2}{3} \right) \times 6,45 + \left( 1 - \frac{0,211^2}{3} \right) \times 5,15 \right] = 1261,2 \text{ KN/m}$$

$$q_m^{DE} = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$$

$$q_m^{DE} = \frac{221,30}{2} \left[ \left(1 - \frac{0,228^2}{3}\right) \times 4,75 + \left(1 - \frac{0,228^2}{3}\right) \times 3,25 \right] = 869,4KN/m$$

$$q_m^{EF} = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$$

$$q_m^{EF} = \frac{221,30}{2} \left[ \left(1 - \frac{0,228^2}{3}\right) \times 5,15 + \left(1 - \frac{0,228^2}{3}\right) \times 3,25 \right] = 560,0KN/m$$

Sens x-x

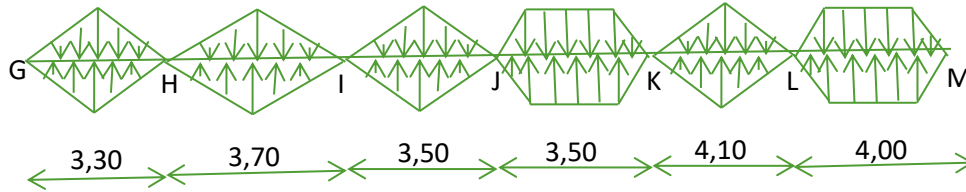


Figure VII. 8. Schéma statique de la nervure

Calcul les  $q_m$  charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle

$$q_m^{GH} = \frac{2}{3} \times P \times L_x = 486,86KN/m$$

$$q_m^{HI} = \frac{2}{3} \times P \times L_x = 545,87KN/m$$

$$q_m^{IJ} = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] = 338,8KN/m$$

$$q_m^{JK} = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right] = 338,8KN/m$$

$$q_m^{KL} = \frac{2}{3} \times P \times L_x = 604,89KN/m$$

$$q_m^{LM} = \frac{2}{3} \times P \times L_x = 590,13KN/m$$

**Calcul des sollicitations**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

· **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times L_g^3 + P_d \times L_d^3}{8,5(L'_g + L'_d)}$$

$$L' = \begin{cases} L \dots \dots \dots \text{Travée rive} \\ 0,8 \times L \dots \dots \dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : Les longueurs fictives :

pour l'appui de rive on a :  $M = 0,15M_0$  avec  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

· Moments en travée

$$M_y(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right)$$

$$\text{Avec } M_0(x) = M_g \frac{q \times x}{2} (1-x) \text{ et } x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times L}$$

M<sub>g</sub> et M<sub>d</sub> : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure les plus sollicitée.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

**Tableau VII.6. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon le sens y-y**

Travée	L(m)	q <sub>m</sub> (kN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>0</sub> KN.m)	M <sub>t</sub> KN.m)	T (kN)
AB	2.95	709,00	115,69	1,48	771,26	192,81	1045,78
BC	6.45	827,70	645,64	3,23	4304,30	1076,07	2669,33
CD	4.75	1261,2	533,55	2,38	3556,98	889,24	2995,35
DE	5.15	879,4	437,32	2,58	2915,49	728,87	2264,46
EF	3,25	650,00	128,73	1,63	858,20	214,55	1056,25

**Tableau VII.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon le sens y-y**

Travée	L(m)	q <sub>m</sub> (kN)	M <sub>a</sub> (KN.m)	X <sub>0</sub> (m)	M <sub>0</sub> KN.m)	M <sub>t</sub> KN.m)
AB	2.95	567.20	92,58	1,48	617,23	154,31
BC	6.45	662,16	517,22	3,23	3448,14	862,03
CD	4.75	1008.96	424,96	2,38	2833,08	708,27
DE	5.15	703,52	351,28	2,58	2341,88	585,47
EF	3,25	520,00	102,98	1,63	686,50	171,63

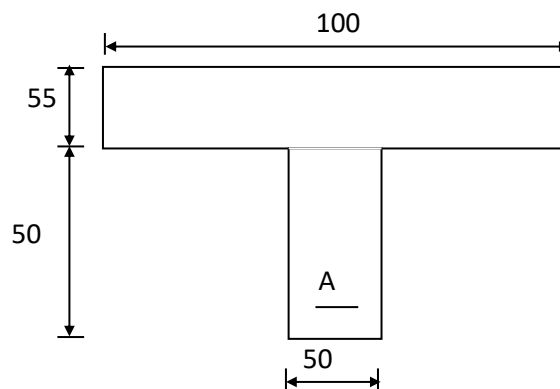
**Tableau VII.8. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon le sens x-x**

Travée	L(m)	$q_m$ (kN)	$M_a$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_0$ KN.m)	$M_t$ KN.m)	T (kN)
GH	3.30	486.86	99.41	1.65	662.74	165.68	803.32
HI	3.70	545.87	140.12	1.85	934.12	233.53	1009.86
IJ	3.50	338.80	77.82	1.75	518.79	129.70	592.90
JK	3.50	338.80	77.82	1.75	518.79	129.70	592.90
KL	4.10	604.89	190.65	2.05	1271.03	317.76	1240.02
LM	4.00	590.13	177.04	2.00	1180.26	295.06	1180.26

**Tableau VII.9. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon le sens x-x**

Travée	L(m)	$q_m$ (kN)	$M_a$ (KN.m)	$X_0$ (m)	$M_0$ KN.m)	$M_t$ KN.m)
GH	3.30	389.49	79.53	1.65	530.19	132.55
HI	3.70	436.70	112.09	1.85	747.30	186.82
IJ	3.50	271.04	62.25	1,75	415.03	103.76
JK	3.50	271.04	62.25	1,75	415.03	103.76
KL	4.10	483.91	152.52	2 .05	1016.82	254.21
LK	4.00	472.10	141.63	2,00	944.21	236.05

- Pré- dimensionnement:

**Fig. VII.7 . Dimension de la nervure .**

• Détermination des sollicitations :

Détermination des armatures: sens y-y

En travées:

a) E.L.U:

$$M_t^u = 1076,07 \text{KN.m}$$

• Vérification de l'étendue de la zone comprimée:

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

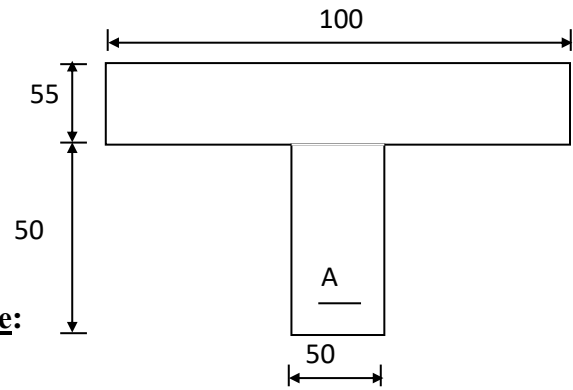


Fig. VII.9. Section de calcul en travée

$$M_T = 14,17 \times 100 \times 35 \times \left( 100 - \frac{35}{2} \right) = 4091588 \text{N.m}$$

$M_t^u = 1076070 \text{KN.m} > M_T = 4091588 \text{N.m} \Rightarrow$  la zone comprimée se trouve dans la table de compression; donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h) = (45 \times 105) \text{ [cm}^2\text{]}$ .

• Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1076070 \text{KN}}{14,17 \times 45 \times (100)^2} = 0,169$$

$$\mu = 0,169 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{n'existe pas. et}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,233$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,907$$

• Détermination des armatures:

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1076070}{435 \times 0,907 \times 100} = 27,27 \text{cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{I_{g0g0'}}{0,81 \cdot h \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$V' = \frac{b_0 \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b - b_0) h_0 \cdot \frac{h_0}{2}}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0} = 43,91 \text{cm}$$

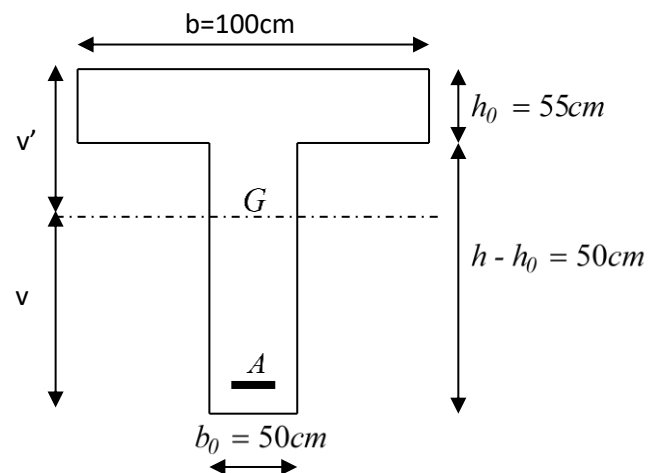
$$V = h - V' \Rightarrow V = 105 - 43,91 = 61,09 \text{cm.}$$

$$I_{g0g0'} = b_0 \cdot \frac{V^3}{3} + b \cdot \frac{V'^3}{3} - (b - b_0) \cdot \frac{(V' - h_0)^3}{3} = 6690061,1 \text{cm}^4$$

$$\text{Donc : } A_{\min} = \frac{6690061,1}{100 \times 105 \times 61,09} \times \frac{2,1}{400} = 5,47 \text{cm}^4$$

• Choix des armatures:

$$8T20 \rightarrow A = 25,12 \text{cm}^2$$



❖ **E.L.S**  $M_{tx}^s = 862,03KN.m$

- **Axe neutre**

$$S_{xx} = \frac{b_0 \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$S_{xx} = \frac{50 \cdot y_1^2}{2} - 15 \times 25,12(100 - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 23,93cm.$$

- **Moment d'inert**

$$I_{xx} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{xx} = \frac{100 \times 23,93^3}{3} + 15 \times 25,12(100 - 23,93)^2 = 2637187,55cm^2$$

- **Calcul de K**

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} = \frac{862,03 \times 10^2}{2637187,55} = 0,0327$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,0327 \times 239,3 = 7,83MPa.$$

$$\sigma_{st} = 15M_{ser}(d - y) = 261,51MPa.$$

$$\text{On à } \sigma_{bc} = 7,83 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15MPa \quad \text{condition verifier}$$

$$\sigma_{st} = 261,51 > \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201,63MPa \quad \text{condition non}$$

vérifier

**Remarque**

Les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la hauteur de la nervure

jusqu'à **1,2 m**

Donc

$$A_t^u = 18,4 \text{ cm}^2.$$

- **Choix des armatures:**

$$8T20 \rightarrow A = 25,12cm^2$$

$$\text{On à } \sigma_{bc} = 5,92 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15MPa \quad \text{condition verifier}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}(d - y)}{I} = 199,6MPa < \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201,63MPa$$

condition vérifier

✓ **En appuis:**

❖ **E.L.U.R:**  $M_a^u = 645,64 \text{KN.m}$

La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (45 \times 120) [\text{cm}^2]$ .

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées:**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b b d^2} = \frac{645640}{14,17 \times 45 \times 110^2} = 0,254$$

$\alpha$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,373$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,851$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{MPa}$$

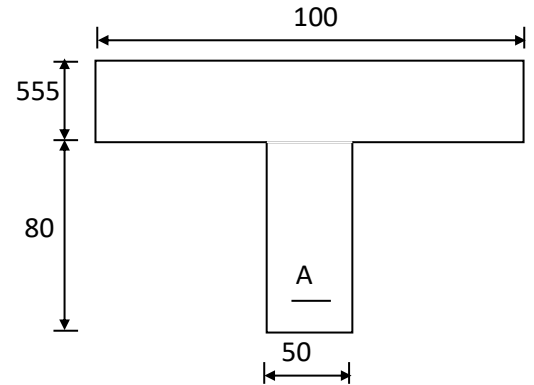


Fig. VII.10 . Section de calcul en appuis

• **Détermination des armatures:**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{645640}{435 \times 0,851 \times 110} = 15,85 \text{cm}^2$$

• **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{I_{g0g0'}}{1,1 \cdot h V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$V' = \frac{b_0 \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b - b_0) h_0 \cdot \frac{h_0}{2}}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0} = 59,88 \text{cm}$$

$$V = h - V' \Rightarrow V = 120 - 59,88 = 60,12 \text{cm.}$$

$$I_{g0g0'} = b_0 \cdot \frac{V^3}{3} + b \cdot \frac{V'^3}{3} - (b - b_0) \cdot \frac{(V' - h_0)^3}{3} = 11565389 \text{cm}^4$$

$$\text{Donc : } A_{\min} = \frac{11565389}{1,1 \times 120 \times 59,88} \times \frac{2,1}{500} = 6,14$$

• **Choix des armatures:**

$$10T20 \rightarrow A = 31,4 \text{cm}^2$$

❖ **E.L.S**  $M_a^s = 517,21 \text{KN.m}$

• **Axe neutre**

$$S_{xx} = \frac{b_0 \cdot y_1^2}{2} - 15A (d - y_1) = 0$$

$$S_{xx} = \frac{50 \cdot y_1^2}{2} - 15 \times 31,4 (110 - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 37,07 \text{cm.}$$

• **Moment d'inert**

$$I_{xx} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15A (d - y_1)^2$$

$$I_{xx} = \frac{50 \times 37,07^3}{3} + 15 \times 31,4(100 - 37,07)^2 = 2714264.32 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de K**

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{xx}} = \frac{517,21 \times 10^2}{2714264.31} = 0.0191$$

Donc :  $\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,0191 \times 370,7 = 7.081 \text{ MPa}$ .

On à  $\sigma_{bc} = 7,08 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$  condition vérifier  
 $\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}(d-y)}{I} = 179.87 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$  CV

**Tableau VII.10..Résultats de ferrailage des nervures**

Localisation		M(KN.m)	Acal(cm <sup>2</sup> )	Amin(cm <sup>2</sup> )	Nbrede barres	Aadop(cm <sup>2</sup> )
Travee	x-x	862.03	28.43	5.47	6T20+4T25	38.47
	y-y	1076.07	18.4		8T20	25.12
Appui	x-x	517.21	29.2	6.14	6T20+4T25	38.47
	y-y	645.64	28.43		6T20+4T25	38.47

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\varnothing_{t \min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \varnothing_t \leq \min(16; 21; 50) \text{ mm}$$

Soit  $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$   $A_{trans} = 4\varnothing 10 = 3,14 \text{ cm}^2$  (2cadre  $\varnothing 10$ )

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $St = 15 \text{ cm}$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1172750}{100 \cdot 100 \cdot 85} = 1,38 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \cdot f_{c28} / 1.5; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée

➤ **Armature de peau**

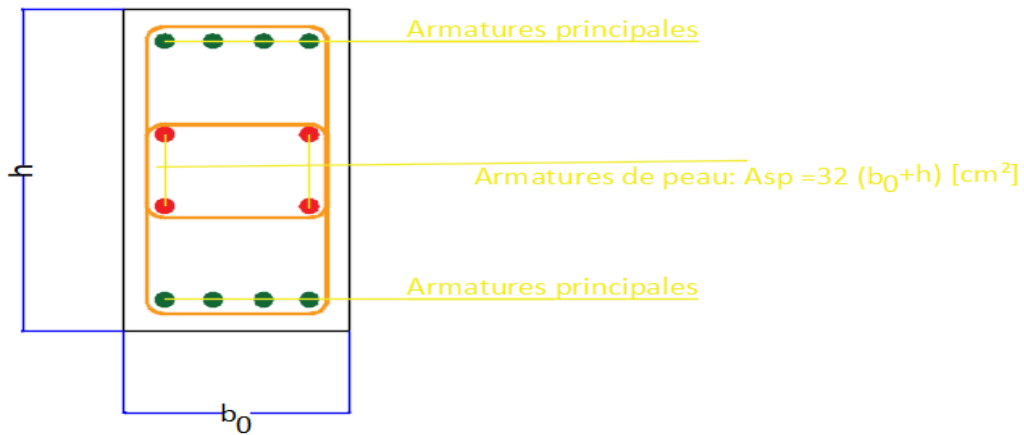
Comme les nervures sont des sections de grande hauteur, des armatures de peau sont nécessaires.

Elles sont

disposées le long des parements verticaux de l'ordre  $1\text{ cm}^2/\text{ml}$

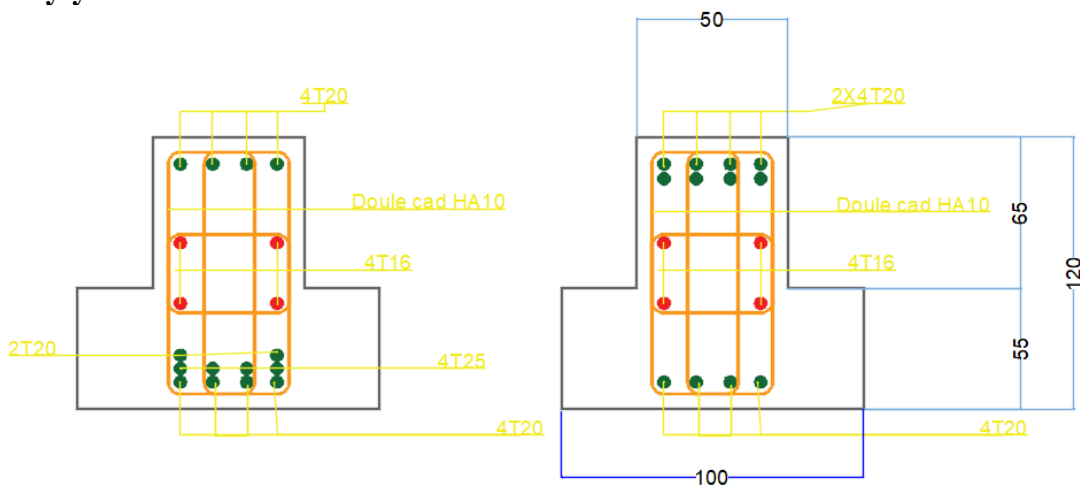
Pour  $h = 105\text{ cm}$  on prendra  $A_{\text{peau}}$

On adopte **4T 16 Fil;  $A = 8,04\text{ cm}^2$ .**



**Fig VI.11. Exemple de ferrailage de peau**

Sens y-y

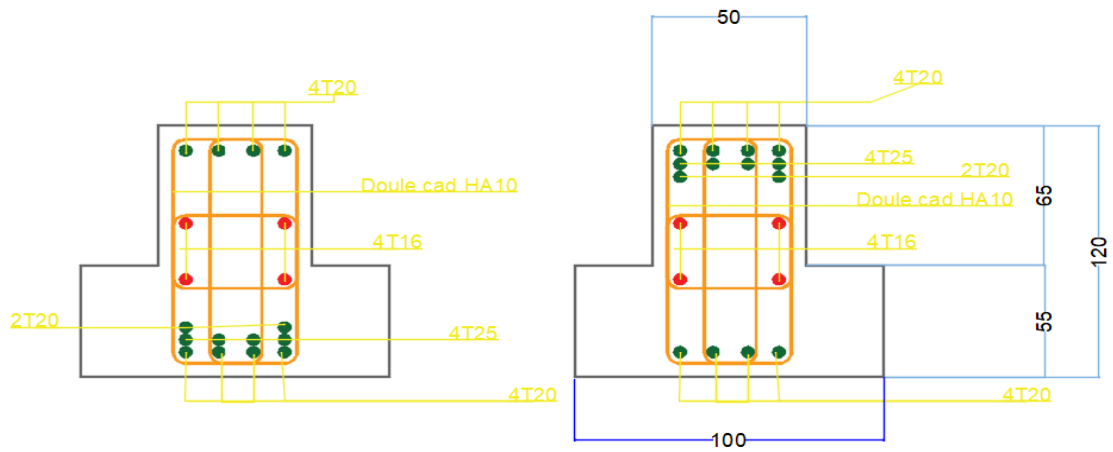


*Sur appui*

*En travée*

**Fig VI.12. Exemple de ferrailage du nervure Sens y-y**

Sens x-x



*Sur appui*

*En travée*

Fig VI.13. Exemple de ferrailage du *nerfre* Sens x-x

## CONCLUSION :

Dans le cadre de ce travail, nous avons exploré les grandes étapes de l'étude d'un projet de construction et pris en main l'outil ETABS. Cet exercice nous a permis d'enrichir les acquis de notre formation universitaire et de formuler plusieurs conclusions importantes, auxquelles nous pouvons résumer ainsi :

La modélisation doit être la plus réaliste possible : elle doit intégrer tous les éléments secondaires, structuraux comme non structuraux, afin de reproduire un comportement proche du réel.

La disposition optimale des voiles contribue à respecter la période propre de la structure et à justifier l'interaction voiles-portiques.

La coexistence d'une interaction bien justifiée et d'une période de vibration conforme engage positivement le facteur économique du projet.

La présence des voiles réduit les efforts de flexion et de cisaillement dans les poteaux des portiques, ce qui permet l'emploi de sections plus légères et l'application du minimum de ferrailage exigé par la réglementation (RPA).

De plus, le traitement du sol par colonnes ballastées a directement orienté le choix d'un radier comme fondation, assurant une répartition plus homogène des contraintes sur le terrain.

En somme, cette étude nous a offert une mise en pratique complète : depuis le plan du bâtiment, à la sélection des matériaux, en passant par le dimensionnement des éléments structuraux, jusqu'à la concrétisation du projet. Néanmoins, ce travail ne constitue pas une fin, mais plutôt un tremplin vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition d'un sens aigu de l'intuition technique et le développement d'une approche inventive propre à l'ingénieur.

## **BIBLIOGRAPHIE :**

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé.

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(C.B.A 93).
- Règles parasismiques Algériennes (R.P.A2024).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé

Suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).

Contreventé par un système mixte « voiles portiques ».

Autres mémoire consultés.

Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD
- Logiciel ETABS
- Logiciel SOCOTEC

# Annexe 3

## SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm<sup>2</sup> de N armature  $\phi$  en mm

$\Phi$	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	6,26	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	6,26	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