

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE

DE FIN D'ETUDE

En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.

THEME

*Etude d'une structure (R+8+comble habitable) à usage
d'habitation et commerciale avec l'application du logiciel ETABS*



Dirigé par :

M^{me} : AKMOUSSI

Etudié: par:

M^{elle} : AMRIOUI Lynda

M^{elle} : METROUH Nassima

Promotion 2015/2016



Remerciement

Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice **Madame AKMOUSSI** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Il nous est agréable de pouvoir exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département de Génie Civil ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressent également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

Merci.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents

A mes frères et mes sœurs

A toute ma famille

A tous mes ami(e)s surtout Samia et Sabrina

A mon binôme Lynda et sa famille

A tous les étudiants de la promotion 2015/2016

Nassima



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents

A mes frères et mes sœurs

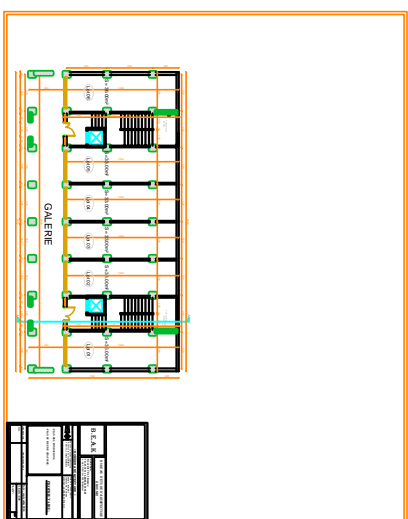
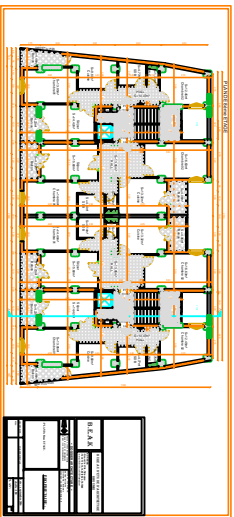
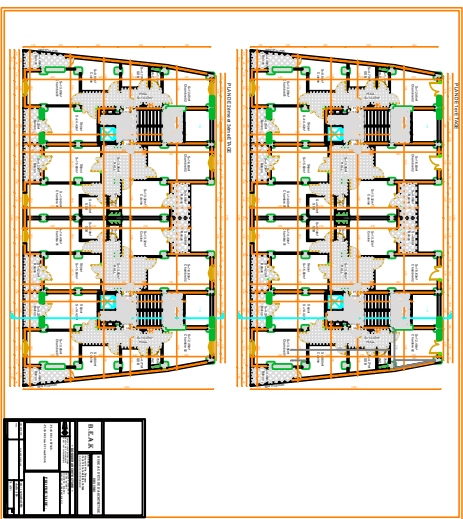
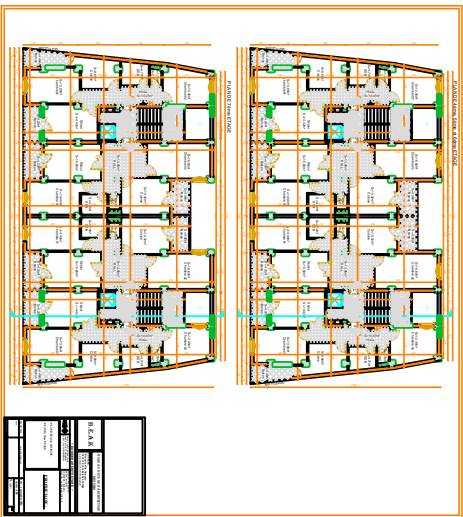
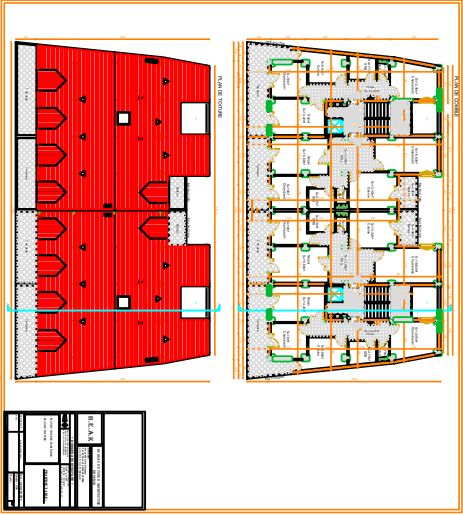
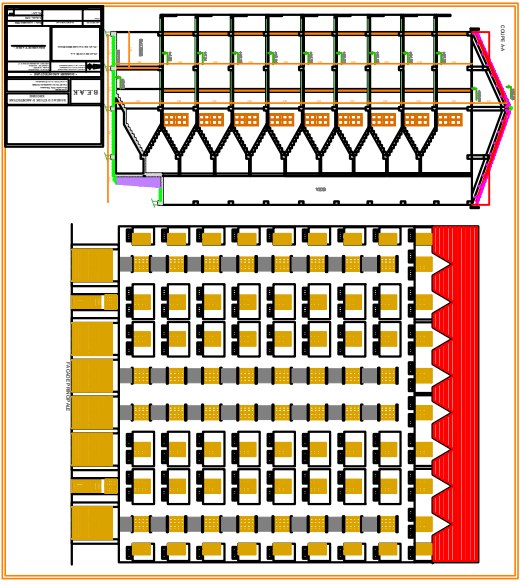
A toute ma famille

A tous mes ami(e)s surtout Samia et Sabrina

A mon binôme Nassima et sa famille

A tous les étudiants de la promotion 2015/2016

Lynda



Sommaire

	<i>Pages</i>
Introduction	
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	1 à 11
Chapitre II: pré-dimensionnement des éléments et descente de charge	12 à 28
Chapitre III : Calcul des éléments :	
➤ Planchers	29 à 50
➤ Balcons	51 à 55
➤ Salle machine	56 à 67
➤ Chéneau	68 à 77
➤ Escaliers	78 à 128
➤ Poutre palière	129 à 137
➤ Charpente	138 à 153
Chapitre IV : Vérification de RPA	154 à 163
Chapitre V : Ferrailage des poteaux	164 à 177
Chapitre VI : Ferrailage des poutres	178 à 186
Chapitre VII : Ferrailage des voiles	187 à 198
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	
➤ Radier	199 à 224
➤ Semelle filante	225 à 229
Chapitre IX : Etude de mur plaque	230 à 235
Conclusion générale	
Bibliographie	

Introduction :

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception.

Le béton est communément utilisé par tous les architectes et les ingénieurs pour la réalisation des bâtiments; ouvrages d'art ...etc. il permet d'avoir de grandes portées autres fois impossible à les construire avec la pierre et le bois.

En 1867, mise au point du Béton Armé pour donner au ciment plus de résistance, les français Joseph-Louis Lambot et Joseph Monnier imaginaient de rendre plus ferme au moyen de grillage ou de fils barbelés, et déposent des brevets pour rendre la construction de ses petits ponts et grottes plus solides.

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré comme l'un des plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Qu'elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.

Qu'elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des éléments afin d'assurer la sécurité des usages. Quels que soit le bâtiment en béton armé, son étude rencontre de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement, les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments.

I.1-Présentation de l'ouvrage :

I.1.1 Introduction :

Notre projet consiste à l'étude et calcul d'une tour(R+8) +comble d'habitation +couverture en tuile à usage commercial et habitation de contreventement mixte, qui sera implanté à BOGHNI classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa). Cet ouvrage est composé de:

- ❖ Un rez-de-chaussée à usage commercial
- ❖ Huit étages courants à usage d'habitation
- ❖ Deux cages d'escaliers
- ❖ Deux cages d'ascenseur
- ❖ Un comble d'habitation
- ❖ Une terrasse

I.1.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- ❖ La hauteur totale de bâtiment: 33.94 m
- ❖ La hauteur de bâtiment sous toiture: 30.94m
- ❖ La hauteur du RDC : 4.08 m
- ❖ La hauteur d'étage courant
 - 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} : 3.06m
 - 5^{er}, 6^{eme}, 7^{eme}, 8^{eme} : 2.89m
- ❖ La hauteur de comble : 3.06m
- ❖ La longueur du bloc : 29.2 m
- ❖ La largeur du bloc : 16.25m

I.1.3. Les éléments de l'ouvrage :

- **L'ossature :**

L'ossature est composée de :

- Portique (Poutres et Poteaux).
- Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens.

- **Plancher :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitations. Les planchers assurent par les fonctions:

1- Fonction de résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

- **Toiture :**

Elle est composée de pannes, chevrons, liteaux et de tuiles. Dans notre cas on a une toiture à deux versants.

- **Chéneau :**

Le chéneau est élément en béton armé réalisé sur toute la périphérie de la toiture. Sa hauteur est de 40cm.

- **Remplissage :** on distingue deux types :

- Murs de façade seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Murs de séparation intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques de 10cm.

- **Revêtement :** il sera réalisé en :

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

- **Les escaliers :**

Le bâtiment est muni de deux cages d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Ils sont réalisés en béton armé à deux volées coulées sur place.

- **Colonne sèche :**

Ils sont réalisés en corps creux.

- **Balcon :**

Ils sont réalisés en dalle pleine.

- **Fondations :**

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

- **Fonctions des fondations :**

Reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

- **Différents types de fondations :** Il existe deux types de fondations :

- Les fondations superficielles :**

Lorsque les couches de terrain capables de reprendre l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

- Les fondations profondes :**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.

- **Facteurs de choix de type de fondation :**

- La nature de l'ouvrage à fonder :** pont, bâtiment d'habitation,...

- La nature du terrain :** connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.

- Le site :** urbain ; montagne, bord de mer,.....

- La mise en œuvre des fondations :** terrain sec, présence de l'eau,...

- Le coût des fondations :** facteur important mais non décisif

I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

A- Le béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) de l'eau de gâchage et des adjuvants.

Le béton est caractérisé par sa résistance mécanique à 28 jours, cette résistance est variée en fonction de la granulométrie, le dosage du ciment, la qualité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

Ce dernier doit être conforme aux normes du **BAEL 91**.

Le béton ordinaire se présente physiquement par une composition hétérogène établie avec une quantité équivalente à 1m^3 .

Le dosage courant par 1m^3 de béton sera comme suit :

Granulat :

Sable : 380 à 450 dm^3 ($D_g \leq 5\text{mm}$).

Gravillon : 750 à 850 dm^3 ($D_g \leq 25\text{mm}$).

Ciment fin: 300 à 400 Kg/m^3 .

Eau de gâchage : 150 à 200 L .

A.2.1 caractéristiques physiques et mécaniques :

1) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance Caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Pour des résistances f_{c28}

$$\text{Pour } j < 28 \text{ j : } \quad f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } j > 28 \text{ j : } \quad f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

La valeur de f_{cj} est prise égale à f_{c28} pour $j > 28$ jours avec $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Pour le présent projet, on adoptera $f_{c28} = 25\text{MPa}$

2) Résistance caractéristique à la traction : (art A-2.12 BAEL 91)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour notre cas : } f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot (25) = 2,1 \text{ MPa}$$

3) Les contraintes admissibles du béton (f_{bc}) :

➤ **À l'ELU :**

La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta(\gamma_b)} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art .A.4.3 ; 41 BAEL 91})$$

θ : est le coefficient de la durée d'application de la combinaison d'action.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } t > 24\text{h} \\ 0,9 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ 0,85 & \text{si la durée d'application (t) est telle que } t < 1\text{ h} \end{cases}$$

Où f_{bc} : est la contrainte admissible du béton à la compression

γ_b : est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Cas courant :**

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $\theta = 1$

On aura : $f_{bc} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot (1,5)} = 14,2 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

- **Cas accidentel :**

$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

➤ **A L'ELS :**

$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad [\text{MPa}]$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on aura : $\sigma_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$

a- Diagrammes des contraintes – déformations à ELU :

A L'ELU c'est un diagramme non linéaire, dit diagramme (parabole- rectangle)

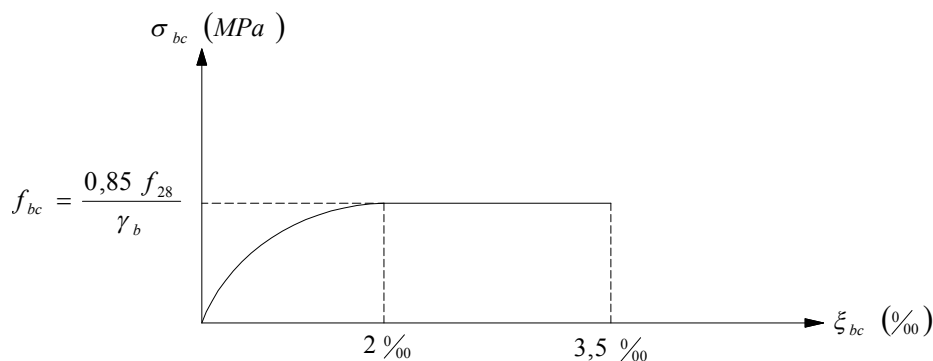


Fig. I-1 Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU

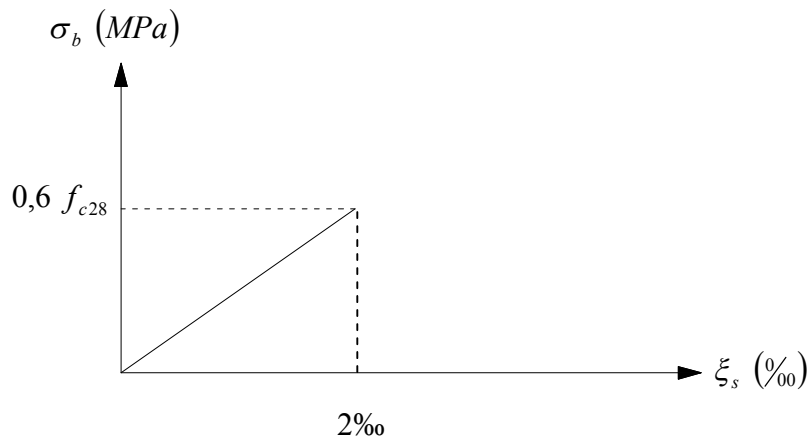


Fig. I-2 : Diagramme contraintes- déformations du béton àELS

La courbe est linéaire car la phase à cet état est toujours élastique.

b- Contrainte de cisaillement ultime :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{Art A.5.1 BAEL 91})$$

Avec : V_u : l'effort tranchant.

b_0 : largeur de la section considérée.

d : la hauteur utile ($d = h - c$)

Cette valeur ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Cas de fissuration non préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min \{ 0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa} \}$$

- **Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable:**

$$\tau_u \leq \min \{ 0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa} \}$$

c- Module de déformation longitudinale du béton (E_{ij}) :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

d-Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art A.2.1, 21/ BAEL91 modifié 99}).$$

Pour $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\implies E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$.

b- Module de déformation différée :

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [MPa] \quad (\text{Art A.2.1, 21/ BAEL91 modifié 99}).$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\implies E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$.

e -Module de déformation transversale du béton noté (G):

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Où E : le module de YOUNG

ν : Coefficient de POISSON

f- Coefficient de poisson (ν) :

Il est défini par le rapport entre déformation relative transversale (allongement relatif du coté de la section) et la déformation relative longitudinale (raccourcissement en valeur absolues)

❖ $\nu = 0,2$ à L'ELS pour le calcul des déformations

❖ $\nu = 0$ à l'ELU pour le calcul des sollicitations

B- Les aciers :**a-Généralités :**

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence FeE 400	HA	400	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6)	TS	550	8	1.3	1

Tableau I.1 : caractéristiques des aciers utilisés

b- Le module d'élasticité longitudinale (E_s) :

Le module d'élasticité longitudinale sera pris égal à $E_s = 2 \cdot 10^5$ MPa pour tous les aciers utilisés, conformément à la réglementation du **BAEL91/Art A.2.2.1.**

I.1.4 Contraintes limites :

A- Contrainte limite de calcul (ELU) : (Art A.4. 3, 2/ BAEL91 modifié 99).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ [MPa]}$$

Avec γ_s : le coefficient de sécurité pour les aciers ; il a pour valeurs :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{pour les situations durables} \\ \gamma_s = 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

Pour les aciers (HA) :

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 & \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour les treillis soudés (TS) :

$$f_e = 520 \text{ MPa} ; \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \Rightarrow \sigma_s = 452,20 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 & \Rightarrow \sigma_s = 520 \text{ MPa} \end{cases}$$

Il est nécessaire de limiter les ouvertures des fissurations dans le béton, car si elles deviennent trop importantes, elles causeraient la corrosion des armatures pour cela on doit limiter les contraintes dans les aciers.

Le diagramme ci-après représente les déformations (allongements) de l'acier en fonction de sa contrainte maximale.

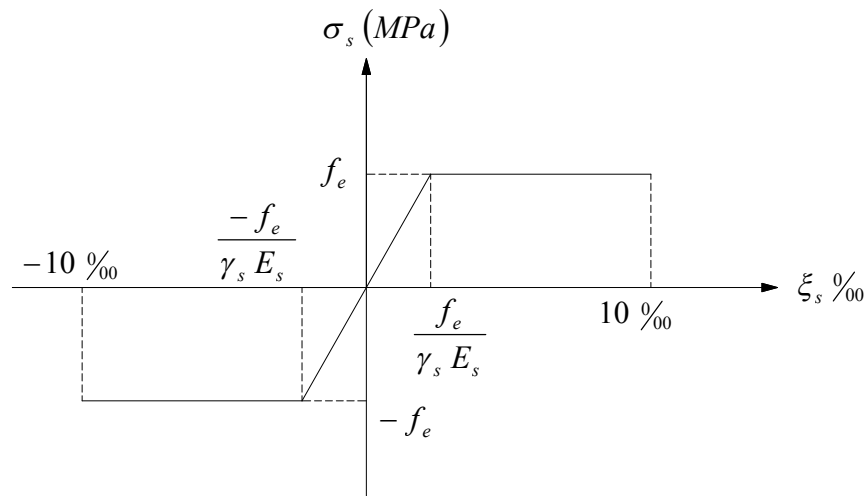


Fig. I-3 : Diagramme contraintes- déformations des aciers (ELU)

B- Contrainte maximale des armatures tendues (ELS) :

A fin de réduire le risque d'application des fissures pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues.

D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

1) Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de produits Chimiques) dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètres d'acier que dans les pièces suffisamment épaisses.
- D'éviter de très petits diamètres d'acier dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

2) Fissuration préjudiciable :

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110\sqrt{\eta ft_j})\right\}$$

(Art A.4. 5, 33/ BAEL91 modifié 99).

3) Fissuration très préjudiciable : milieu agressif

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right).$$

(Art A.4. 5, 34/ BAEL91 modifié 99).

Ou η = coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier :

- $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,3 \text{ pour les HA } < 6\text{mm} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA } > 6\text{mm} \end{array} \right.$

Diagramme contrainte- déformation de l'acier :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant

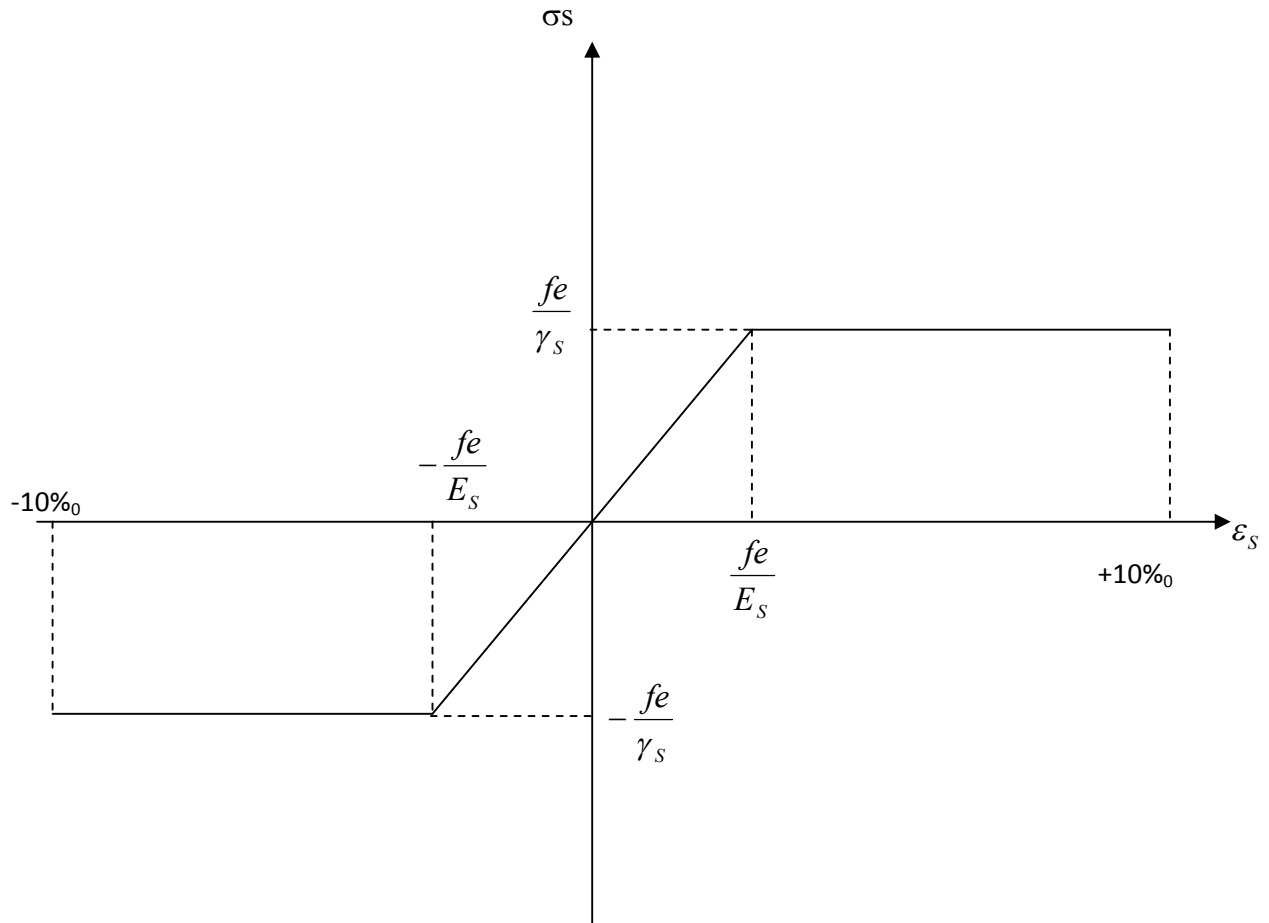


Figure 3 : diagramme "contrainte - déformation" des aciers à ELS

Le diagramme contrainte déformation à considérer dans le calcul à l'ELS est conventionnellement défini par la figure 3 (Art A.2.2,2/ BAEL91 modifié 99).

Pour la vérification à l'ELS, l'acier est supposé élastique et linéaire

I-1-5 Protection des armatures (Art A7.1 BAEL) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets des intempéries et autres agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;

- $C \geq 1\text{cm}$, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations

CONCLUSION :

Pour notre projet les valeurs utilisées sont :

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

$$f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

$$E_{i28} = 32164.2\text{MPa}$$

$$E_{v28} = 10818.86\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$F_{bc} = \begin{cases} 14.2\text{MPa} : & \text{situation durable.} \\ 18.5\text{MPa} : & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\tau_u = \begin{cases} 3.33\text{MPa} : & \text{fissuration peu nuisible.} \\ 2.5\text{MPa} : & \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{cases}$$

$F_e E400$ $f_e = 400\text{MPa}$: pour les armatures longitudinales.

$F_e E520$ $f_e = 520\text{MPa}$: pour les treillis soudés.

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.

I. INTRODUCTION:

Après avoir présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet afin d'assurer une bonne résistance de la construction. Ce pré dimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

- *Le RPA 99*
- *Le CBA 93*
- *Le BAEL 91*

I.1) PRÉ DIMENSIONNEMENT :

I.1.1) PRÉ DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

- **Plancher en corps creux :**

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression de 4 cm, d'épaisseur ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifié})$$

99).

L_{\max} : étant la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

ht : épaisseur de la dalle.

Le RPA exige le min de $b = 25$ cm en zone IIa, on prend $b = 30$ cm et $L = 320$ cm $L_{\max} = L - b$

On a : $L_{\max} = 320 - 30 = 290$ cm.

D'où : $ht = 290 / 22,5 = 12,88$ cm.

On optera pour un plancher de (16 +4) cm.

- Epaisseur du corps creux 16 cm
- Epaisseur de la dalle de compression en béton armé 4 cm

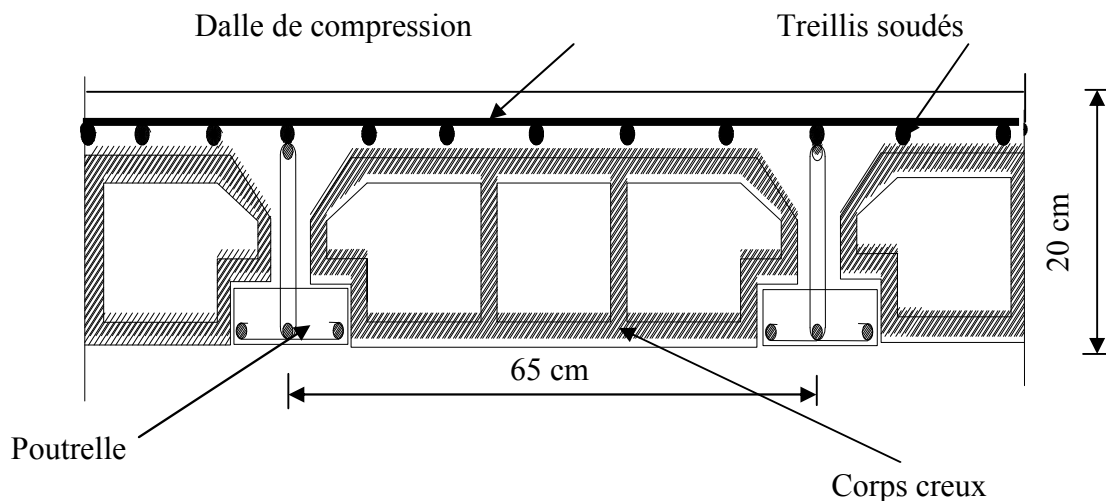


Figure II.1: Coupe transversale du plancher

Remarque : Les poutrelles seront disposées dans le sens de la plus petite portée.

- **Dalle pleine (balcon) :**

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend de condition essentielle de résistance à la flexion :

$$e \geq L_0 / 10$$

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.50m$$

$$1. \quad e \geq 1.4/10 = 0.14m = 14 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15cm.

$$2. \quad e \geq 1.5/10 = 0,15m = 15cm$$

On adoptera une épaisseur de 15 cm

I.1.2) PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux type de poutres :

1) Les poutres principales :

Les poutres principales reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les repartent aux poteaux sur les quels ces poutres reposent, elles chainent les poteaux elles supportent la dalle.

2) Les poutres secondaires :

Elles relient les poteaux entre eux.

CHAPITRE II Pré dimensionnements et descentes des charges

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre ; à savoir la hauteur totale h_t et la longueur b doivent répondre aux conditions suivantes

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \quad (\text{Art A.4.14 BAEL 91})$$

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

H : la hauteur de la poutre.

B : largeur de la poutre.

L : étant l'entre axe de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige les conditions telles que :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Poutres principales (sens transversal)

Sachant que $L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$, il vient :

$$370 / 15 \leq h_t \leq 370 / 10 \text{ ce qui donne } 24.66 \leq h_t \leq 37$$

On prend : $h_t = 35 \text{ cm}$

Par conséquent, la largeur b sera :

$$0,4 h_t = 14 \text{ cm}$$

$$0,7 h_t = 24.5 \text{ cm}$$

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

Poutres secondaires (sens longitudinal) :

Sachant que $L_{\max} = 320 - 30 = 290 \text{ cm}$, il vient :

$$L/15 = 21.33 \text{ cm} \quad ; \quad L/10 = 29 \text{ cm}$$

Donc $21.33 \leq h_t \leq 29$ on prend $h_t = 30 \text{ cm}$

La largeur b sera donc :

$$0,4 h_t = 12 \text{ cm}$$

$$0,7 h_t = 21 \text{ cm}$$

$$12 \leq h_t \leq 21$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$.

CHAPITRE II Pré dimensionnements et descentes des charges

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35 cm	30 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	25 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.16	1.2	Vérifiée

Tableau II.1 Vérification des conditions exigées par le RPA

I.1.3) PRÉ DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Les voiles sont des éléments verticaux qui résistent principalement aux charges horizontales, dues au vent et au séisme, mais ils participent à la reprise d'une partie des efforts dus aux charges verticales.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $L \geq 4e$ L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**he**) et de la rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale est de 15cm.

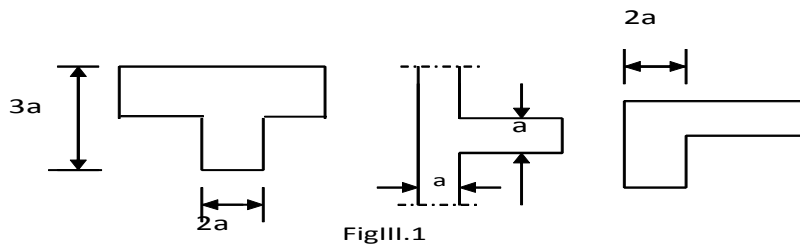


Figure : II.4 Coupes de voiles en plan

Avec : $e \geq h_e/20$

Dans notre cas, on prend :

Pour l'étage courant : $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$, donc $e \geq 286/20 = 14.3 \text{ cm}$

$h_e = 289 - 20 = 269 \text{ cm}$, donc $e \geq 269/20 = 13,45 \text{ cm}$

Pour le RDC : $h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$, donc $e \geq 388/20 = 19.5 \text{ cm}$

En conclusion, on adoptera une épaisseur de 20cm pour tous les voiles.

- **Vérification du RPA :**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. (ART 7.7.1)RPA99 VERSION 2003.

$$L_{\min} \geq 4e$$

$$L_{\min} = 80 \geq 4(0.20) = 80 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- L'ouvrage sera implanté à Tizi ouzou zone de moyenne sismicité (II_a).
- L'épaisseur minimale exigée est de 15cm.

$$e = 20\text{cm} \geq e_{\min} = 15\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

I.1.4) PRÉ DIMENSIONNEMENTS DES ESCALIERS :

g: giron.

H: hauteur de la paillasse.

h: hauteur de la contre marche.

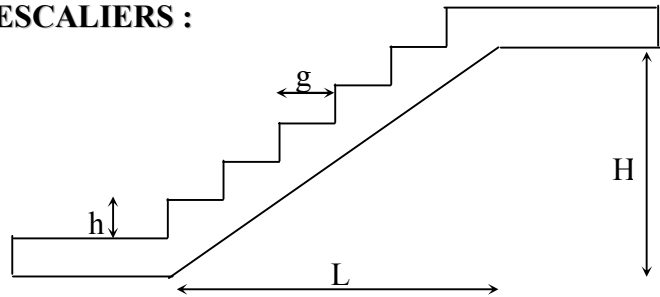


Fig II-5 : Schéma descriptif de l'escalier.

Pour pré dimensionner notre escalier on utilise la loi de BLONDEL (confort); qui lie la largeur de la marche « g » et la hauteur de la contre marche « h »

A) Etage courant : H=3.06 m

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \quad \text{cm loi de BLONDEL}$$

On prend $h=17$

- ❖ nombre de contremarches : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$ contremarches.
- ❖ Le giron : $59 \leq g + 34 \leq 64 \quad 25 \leq g \leq 30$ soit $g=30\text{cm}$
- ❖ Le nombre de marches : $m = n - 1 = 18 - 1 = 17$ marches.

L'escalier est réparti en 2 volées de 9,9 contremarches avec un palier de repos intermédiaire.

- ❖ L'embranchement : $L \geq 1,20\text{m}$ on prend $L=2,4\text{m}$.
- ❖ Largeur du palier de repos : $l_1 \geq 3g \rightarrow l_1 \geq 3 \times 30 = 90\text{cm}$. on prend $l_1=1,25\text{m}$.

B) Etage courant : H=2.89m

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \quad \text{cm loi de BLONDEL}$$

On prend $h=17$

- ❖ nombre de contremarches : $n = \frac{H}{h} = \frac{289}{17} = 17$ contremarches.
- ❖ Le giron : $59 \leq g + 34 \leq 64 \quad 25 \leq g \leq 30$ soit $g=30\text{cm}$
- ❖ Le nombre de marches : $m = n - 1 = 17 - 1 = 16$ marches.

L'escalier est réparti en 2 volées de 9,8 contremarches avec un palier de repos intermédiaire.

- ❖ L'embranchement : $L \geq 1,20\text{m}$ on prend $L=2,4\text{m}$.
- ❖ Largeur du palier de repos : $l_1 \geq 3g \rightarrow l_1 \geq 3 \times 30 = 90\text{cm}$. on prend $l_1=1,25\text{m}$.

C) Rez de chaussée : H=4,08m

- ❖ Nombre de contremarches : $n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24$ on prend $n=24$ contremarches.
- ❖ Le nombre de marches : $m = n - 1 = 24 - 1 = 23$ marches. L'escalier est réparti en 3 volées de 5,10,9 contremarches.
- ❖ Le giron : $59 \leq g + 34 \leq 64 \rightarrow 25 \leq g \leq 30$ on prend $g=30\text{cm}$
- ❖ L'embranchement : $L \geq 1,20\text{m}$ on prend $L=2,4\text{m}$.

Largeur du palier de repos : $l_1 \geq 3g \rightarrow l_1 \geq 3 \times 30 = 90\text{cm}$. on prend $l_1=1,30\text{m}$

I.1.5) PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

CHAPITRE II Pré dimensionnements et descentes des charges

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

Le pré dimensionnement se fait à la compression selon l'article (b8.4.1) de CBA93, tous en vérifiant les exigences du RPA.

Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s , tel que : $N_s = G + Q$ avec :

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

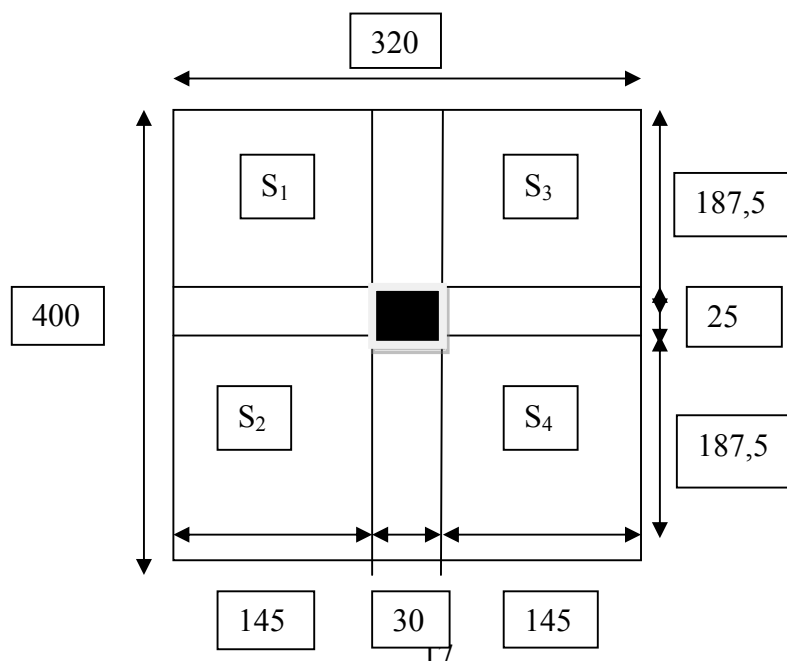
L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau B_2 est le plus sollicité.

La section S est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec : σ_{bc} contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

Remarque : La section minimale exigée par le RPA99 pour un poteau en zone IIa est de (25×25), on prend une section de (30×30).

Surface d'influence :



- **Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 4 \times S_1 \quad (S_1 = S_2 = S_3 = S_4)$$

$$S = 4 \times (1,45 \times 1,875) = 10,875 \text{ m}^2$$

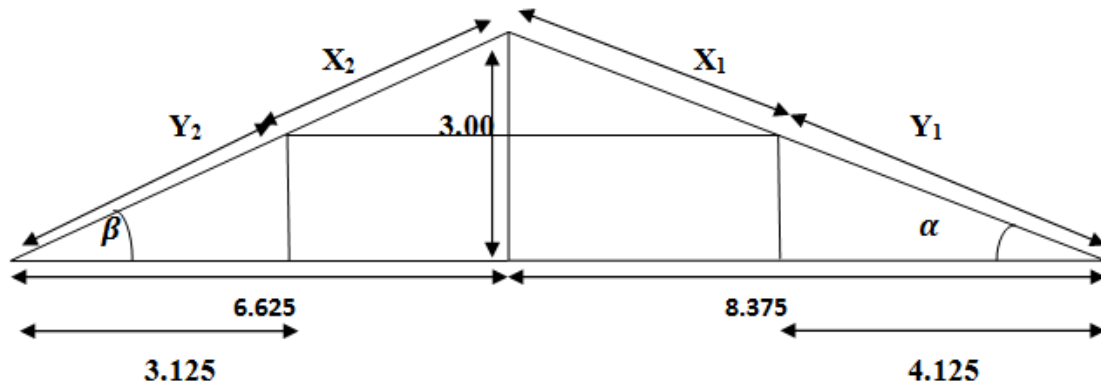
$$S' = (4 \times 3,2) = 12,8 \text{ m}^2$$

Avec :

S : surface sans poutres et S' : surface avec poutres.

- **Toiture :**

Elle se compose de deux versants inclinés ($\alpha; \beta$) en bois, Le calcul des angles de ces versants se fait comme suit :



➤ **premier type de Versant :**

Avec : $\begin{cases} L = 8.375\text{m} \text{ c'est la portée du 1}^{\text{er}} \text{ versant} \\ 3.00\text{m: hauteur du poteau au niveau de la charpente} \end{cases}$

- calcul de l'angle d'inclinaison α : $\begin{cases} \text{tg } \alpha = \frac{300}{837.5} = 0.358 \\ \text{D'où : } \alpha = 19.7^\circ \end{cases}$

$$\cos \alpha = \frac{835.7}{X_1 + Y_1} \rightarrow Y_1 = \frac{412.5}{\cos 19.7} \rightarrow Y_1 = 438.14\text{cm}$$

$$X_1 = \frac{837.5}{\cos 19.7} - Y_1 \rightarrow X_1 = 451.43\text{cm}$$

➤ **Deuxième type de versant :**

Avec : $\begin{cases} L = 6.625\text{m} \text{ c'est la portée du 2}^{\text{eme}} \text{ versant} \\ 3.00\text{m: hauteur du poteau au niveau de la charpente} \end{cases}$

- calcul de l'angle d'inclinaison β :
$$\left\{ \begin{array}{l} \operatorname{tg} \beta = \frac{300}{662.5} = 0.0.453 \\ \text{D'où : } \beta = 24.37^\circ \end{array} \right.$$

$$\cos \beta = \frac{662.5}{X_2 + Y_2} \rightarrow Y_2 = \frac{312.5}{\cos 24.37} \rightarrow Y_1 = 343.07 \text{ cm}$$

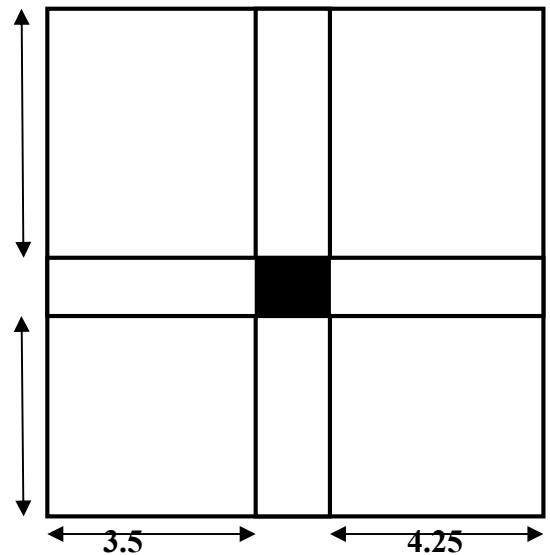
$$X_2 = \frac{837.5}{\cos 24.37} - Y_2 \rightarrow X_2 = 384.23 \text{ cm}$$

Le calcul de la surface de la toiture inclinée St se fait comme suit :

$$\begin{aligned} S_T &= X_1(3.5/2 + 4.25/2) + X_2(3.5/2 + 4.25/2) \\ &= 17.49 + 14.89 \\ S_T &= 32.38 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$X_1 = 4.5143$$

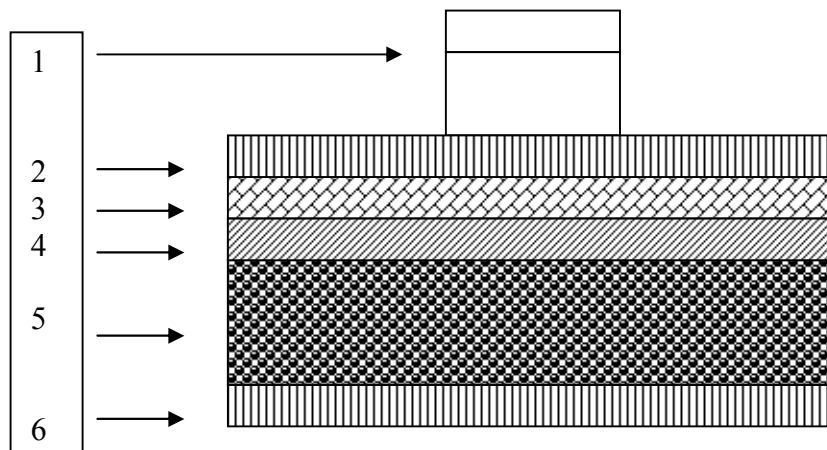
$$X_2 = 3.8423$$



II. Détermination des charges permanentes et des charges d'exploitation :

II.1) Charges permanentes :

II.1.1) Planchers étage courant :



Coupe verticale du plancher étage courant.

CHAPITRE II Pré dimensionnements et descentes des charges

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN /m ³)	Charge (KN /m ³) G
1	Revêtement carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de pose	3	20	0,60
3	Couche de sable	3	22	0,66
4	Plancher en corps creux	20	14	2,80
5	Enduit sous plafond	2	10	0,20
6	Cloison en brique creuse+enduits	10	09	0,90
Charges permanentes G_T				5,56

Charges permanentes du plancher étage courant.

II.1.2) Toiture :

La toiture est composée de deux versants inclinés.

Eléments	Charge G (KN /m ³)
tuiles mécaniques à emboîtement (liteaux compris)	0.4
pannes	0.1
chevrons	0.02
Murs pignons	0.9
G_T	1.42

Charges permanentes de la toiture

II.1.3) Dalle pleine (balcon)

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	0.4
2. Mortier de pose	3	0.54
3. Couche de sable	3	0.66
4. Dalle pleine en béton armé	15	3.75
5. Mortier de ciment	2	0.2
G_T		5.55

Charges permanentes de la dalle pleine

Garde corps

Charges permanentes concentrées du corps creux	Masse volumique (Kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	18	2x0.02	0.72
			G= 1.7

CHAPITRE II Pré dimensionnements et descentes des charges

II.1.4) Escalier :

- **Palier** : la dalle du palier à 20cm d'épaisseur

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
Carrelage scellé	2	0,4
Mortier du ciment	2	0,36
Lit de sable	2	0,34
Dalle en beton	20	5
G_T		6,1

Charges permanentes de palier

- **Volée** : Les marches et le paillasse :

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
Carrelage	2	0,4
Lit de sable	2	0,34
Marche	H=17	$22 \times 0,17 / 2 = 1,87$
Paillasse	20	$(25 \times 0,2) / \cos 31,26 = 5,84$
Enduit en ciment	2	0,36
Gardes corps	/	1
G_T		9,81

Charges permanentes de volée

II.1.5) Planchers sous toiture :

Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	La charge (KN/m ²)
Plancher en corps creux(16+4)	20	/	2.8
Enduit en plâtre	2	0.1	0.2
Total			3.00

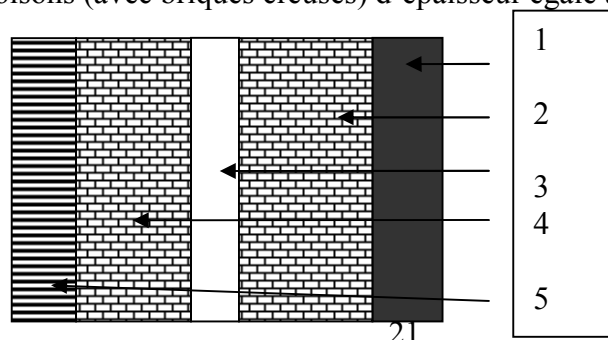
Charges permanentes de sous toiture

II.1.6) Maçonnerie :

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs

1) Murs extérieurs :

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm.



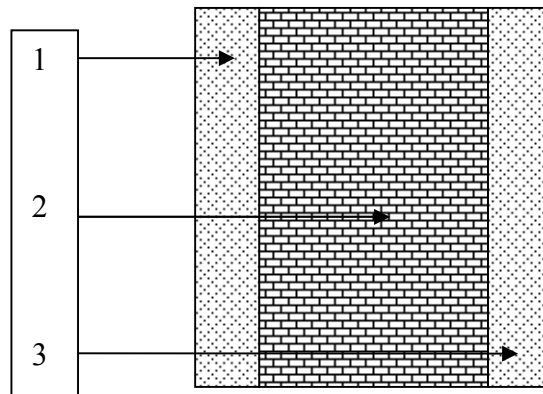
Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN /m ³)	Charge G (KN /m ³)
1	Mortier de ciment	2	18	0.36
2	Briques creuses	10	09	0.9
3	Lame d'air	5	00	00
4	Briques creuses	10	09	0.9
5	Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charges permanentes G _T				2.36

Charges permanentes de mur extérieur

2) Murs intérieurs :

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces



Coupe verticale d'un mur intérieur

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN /m ³)	Charge G (KN /m ³)
1	Enduit de plâtre	2	10	0.20
2	Briques creuses	10	09	0.90
3	Enduit de plâtre	2	10	0.20
Charges permanentes G _T				1.30

Charges permanentes de mur intérieur

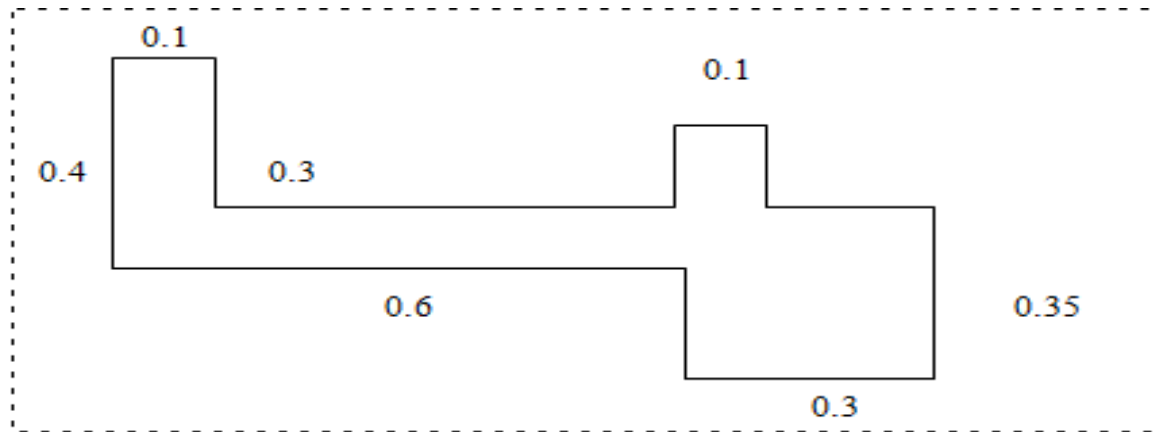
II.1.7) Chéneau :

Le chéneau est conduit encastré au niveau de la poutre de dernier planché qui recueille les eaux d'un toit, il est composé d'un acrotère et d'un port à faux

Poids propre : $G_{ch} = \rho \times S = 25 \times 0,208 = 5,2 \text{ KN/m}$.

Avec : ρ : la masse volumique de béton.

S : la section longitudinale de chéneau.



II.2) Les charges d'exploitation des planchers :

Eléments		Surcharges (KN /m ²)
Toiture		1
Plancher sous toiture		1
Planche d'étage courant		1,5
Plancher RDC (commerciale)		3,5
Balcon		3,5
Acrotère		1
Escalier	Volée	2,5
	Palier	2,5
Colonne sèche		3,5

Charges d'exploitation des différents éléments.

II.3) Calcul des poids propres des éléments :

Poids de plancher :

Plancher sous toiture $G_{ST} = 10,875 \times 3 = 32,625KN$

Plancher d'étage courant : $G_{EC} = 10,875 \times 5,56 = 60,465KN$

Toiture : $G_{Toit} = 12,36 \times 1,42 = 10,7KN$

Poids des poutres :

On prend $\rho = 25KN/m^3$

Poutre principal : $G_{PP} = 25 \times (0,3 \times 0,35) \times (1,875 + 1,875) = 9,844KN$

Poutre secondaire : $G_{PS} = 25 \times (0,25 \times 0,3) \times (1,45 + 1,45) = 5,437KN$

$$G_{TP} = 9,844 + 5,437 = 15,281KN$$

Poids des poteaux :

Poteaux étage courant : $G_{PEC} = 25 \times (0,3 \times 0,3) \times 3,06 = 6,885KN$

Poteaux de RDC : $G_{PRDC} = 25 \times (0,3 \times 0,3) \times 4,08 = 9,19KN$

Charge d'exploitation :

Plancher étage courant : $Q_{EC} = 10,875 \times 1,5 = 16,31KN$

Plancher sous toiture : $Q_{ST} = 10,875 \times 1 = 10,875KN$

Plancher toiture : $Q_{Toit} = 1 \times 12,36 = 12,36KN$

II.4) Loi de dégression des surcharges :

Les règles du BAEL 91-99 nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation. Ce dernier s'applique aux bâtiments à grand nombres d'étages ou de niveaux, ou les occupations

CHAPITRE II Pré dimensionnements et descentes des charges

des divers niveaux peuvent être considérée comme indépendantes

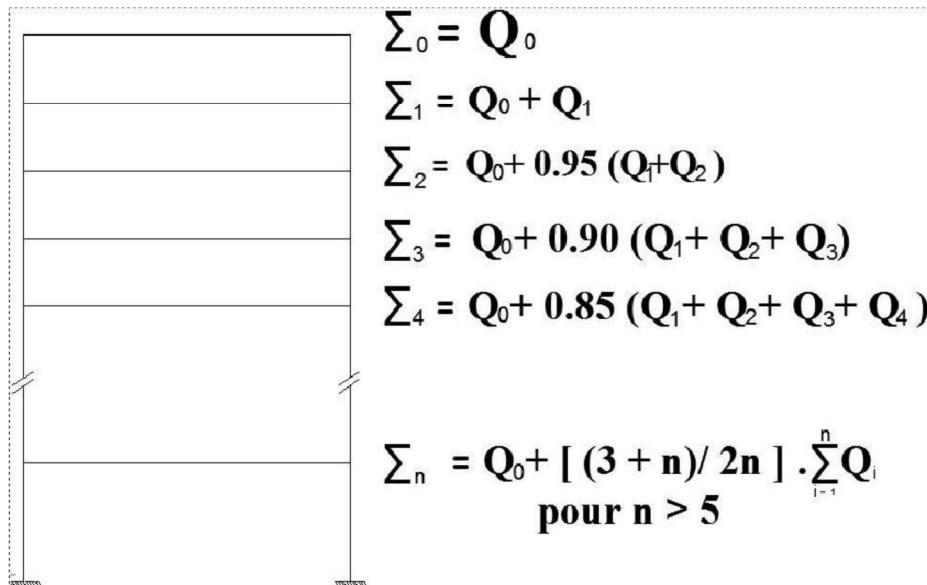
La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5.$$

Q_0 : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : Surcharge d'exploitation de l'étage i .

n : Numéro de l'étage du haut vers le bas



NIV	Toiture	Comble	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
COEFF	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.688	0.667	0.65

Tableau II.2: Coefficients de dégression de charges : $\frac{3+n}{2n}$

Les surcharges cumulées :

Toiture : Q_0

Comble(9) : $Q_1 = Q_0 + Q_1$

Niveau 8 : $Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Niveau 7 : $Q_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau 6 : $Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Niveau 5 : $Q_5 = Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Niveau 4 : $Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Niveau 3 : $Q_7 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Niveau 2 : $Q_8 = Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Niveau 1 : $Q_9 = Q_0 + 0.667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

RDC : $Q_{10} = Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$

Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

Toiture : $Q_0 = 12.36 \text{KN}$

CHAPITRE II Pré dimensionnements et descentes des charges

Comble(9) : $Q_1 = 12.36 + 10.875$

Niveau 8 : $Q_2 = 12.36 + 0.95 (10.875 + 16.31)$

Niveau 7 : $Q_3 = 12.36 + 0.9 (10.875 + 16.31 + 16.31)$

Niveau 6 : $Q_4 = 12.36 + 0.85 (10.875 + 16.31 + 16.31 + 16.31)$

Niveau 5 : $Q_5 = 12.36 + 0.8 (10.875 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.31)$

Niveau 4 : $Q_6 = 12.36 + 0.75 (10.875 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.31)$

Niveau 3 : $Q_7 = 12.36 + 0.714 (10.875 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.31)$

Niveau 2 : $Q_8 = 12.36 + 0.688 (10.875 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.31)$

Niveau 1 : $Q_9 = 12.36 + 0.667 (10.875 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.3)$

RDC : $Q_{10} = 12.36 + 0.65 (10.875 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.31 + 16.3 + 16.31)$

NIV	Toiture	Comble(9)	08	07	06	05	04	03	02	01	RDC
Q(KN)	12.36	23.235	38.186	51.505	63.194	73.25	81.67	89.99	98.38	106.64	114.84

Les surcharges cumulées

Récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et de la détermination de la section des poteaux :

Niveaux	Charges permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]		Efforts normaux [KN]	Section [cm ²]	
	Poids des Planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	G cumulé	Q	Q cumulé	$N = G_c + Q_c$	$S \geq N_s / \sigma_{bc}$	Section adoptée
Toiture	10.7	/	/	10.7	10.7	12.36	12.36	23.06	15.373	/
Comble :9	32.625	15.281	6.885	54.791	65.491	16.31	28.67	94.161	62.774	30X35
8	60.465	15.281	6.885	82.631	148.122	10.875	39.545	187.667	125.111	30X35
7	60.465	15.281	6.885	82.631	230.753	10.875	50.42	281.173	187.448	30X35

CHAPITRE II Pré dimensionnements et descentes des charges

6	60.465	15.281	6.885	82.631	313.384	10.875	61.295	374.679	249.786	35X40
5	60.465	15.281	6.885	82.631	396.015	10.875	72.17	468.185	312.123	35X40
4	60.465	15.281	6.885	82.631	478.646	10.875	83.045	561.691	374.460	35X40
3	60.465	15.281	6.885	82.631	561.277	10.875	93.92	655.197	436.798	40X45
2	60.465	15.281	6.885	82.631	643.908	10.875	104.795	748.703	499.135	40X45
1	60.465	15.281	6.885	82.631	726.539	10.875	115.67	842.209	561.472	40X45
RDC	60.465	15.281	9.19	84.936	811.475	10.875	126.545	938.02	625.346	45X50

II.5) Vérification :

- **Vérification des conditions du RPA99**

Les conditions exigées par le RPA, liées à la zone IIa sont données par les formules suivantes :

$$\text{Min}(b,h) \geq 25\text{cm}$$

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

$$1/4 \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

$\min(30,35) = 30\text{cm} \geq 25\text{cm}$ Condition vérifiée.
 $\min(30,35) = 30\text{cm} > 289/20 = 14.45$ et $306/20 = 15.30\text{cm}$Condition vérifiée.
 $\min(35,40) = 35\text{cm} > 289/20 = 14.45$ et $306/20 = 15.30\text{cm}$Condition vérifiée.
 $\min(40,45) = 35\text{cm} > 306/20 = 15.30\text{cm}$Condition vérifiée
 $\min(45,50) = 40\text{cm} > 408/20 = 20.40\text{cm}$Condition vérifiée

$$\frac{30}{35} = 0.857 \dots\dots\dots 1/4 < 25/30 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{35}{40} = 0.875 \dots\dots\dots 1/4 < 30/35 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{40}{45} = 0.888 \dots\dots\dots 1/4 < 35/40 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{45}{50} = 0.9 \dots\dots\dots 1/4 < 40/45 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des poteaux au flambement**

Les structures élancées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

A fin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement λ de ceux ci devra satisfaire l'inéquation suivante.

$$\lambda = lf / i \leq 35$$

Avec :

λ : élancement du poteau,

lf : longueur de flambement,

CHAPITRE II Pré dimensionnements et descentes des charges

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

I : moment d'inertie du poteau = $hb^3/12$,

B : section du poteau.

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives. Le BAEL91 nous suggère d'adopter

$l_f = 0,7 l_0$ lorsque le poteau est encasté à ses extrémités,

- soit encasté dans un massif de fondation,

- soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau dans le sens considéré, et le traversant de part en part ; ce qui est notre cas.

l_0 : hauteur libre du poteau

• Application numérique :

$l_f = 0,7 \times 4,08 = 2,856$ m pour le poteau du RDC.

$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142$ m pour le poteau des étages (1,2, 3,4 et comble).

$l_f = 0,7 \times 2,89 = 2,023$ m pour le poteau des étages (5, 6, 7,8).

❖ Pour le RDC:

$$i = \sqrt{\frac{50 \times 45^3}{12 \times 45 \times 50}} = \sqrt{\frac{45^2}{12}} = 12,990 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou } \lambda = \frac{2,856 \times 10^2}{12,990} = 21,986$$

❖ Pour le 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} étage :

$$i = \sqrt{\frac{45 \times 40^3}{12 \times 40 \times 45}} = \sqrt{\frac{40^2}{12}} = 11,547 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{2,142 \cdot 10^2}{11,547} = 18,55$$

❖ Pour le 4^{eme} étage :

$$i = \sqrt{\frac{40 \times 35^3}{12 \times 40 \times 35}} = \sqrt{\frac{35^2}{12}} = 10,103 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{2,142 \cdot 10^2}{10,103} = 21,201$$

❖ Pour le 5^{eme} et 6^{eme} étage :

$$i = \sqrt{\frac{40 \times 35^3}{12 \times 30 \times 35}} = \sqrt{\frac{35^2}{12}} = 10,103 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{2.023.10^2}{10,103} = 20,023$$

❖ Pour le 7eme et 8eme étage :

$$i = \sqrt{\frac{35 \times 30^3}{12 \times 30 \times 35}} = \sqrt{\frac{30^2}{12}} = 8,660 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{2.023.10^2}{8,660} = 23,360$$

❖ Pour le 9eme étage :

$$i = \sqrt{\frac{35 \times 30^3}{12 \times 30 \times 35}} = \sqrt{\frac{30^2}{12}} = 8,660 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{2.14210^2}{8,660} = 24,734$$

- Toutes les valeurs de λ sont inférieures à 35, alors il n'y a aucun risque de flambement.

III-1) Planchers :**III-1-1) Introduction:**

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur les quelles repose le corps creux. Sauf les balcons, le porte à faux et la salle machine, qui sont en dalle pleine.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

Nervure appelé poutrelle de section en Té, elle assure la fonction de portance.

La distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique Sa dimension est de 16cm.

III-1-2) La dalle de compression :

Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) ayant pour but de :

- Limités les risques de fissuration par retrait
- Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines,

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le BAEL91.

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- 30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

Le calcul sera effectué pour le plancher le plus sollicité qui est le plancher bas de RDC.

III-1-2-1) ferrailage de la dalle de compression : (BAEL91mod99.Art.B.6.8)**a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4.L'}{f_e} \quad \text{Lorsque } 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Lorsque } L' \leq 50\text{cm}$$

A_{\perp} : Section d'armatures [cm²/ml]

L' : Entre axes des poutrelles, exprimé en [cm]

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé, exprimé en MPa.

$L' = 65\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$

$$\Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5\text{cm}^2/\text{ml}$$

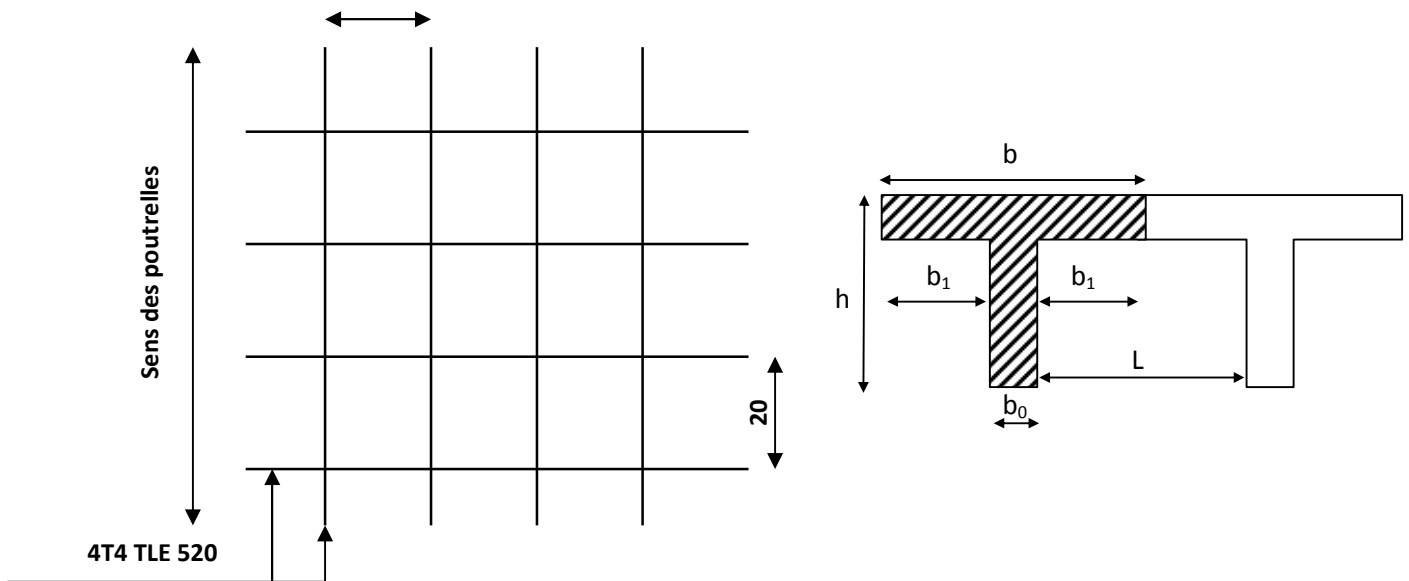
Soit : $5T4 = 0,63\text{cm}^2$ avec un espacement : $e = 20\text{cm}$

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,31\text{cm}^2$$

Soit : $4T4 = 0,5\text{cm}^2$ avec un espacement : $e = 20\text{cm}$

Conclusion : on adoptera donc un treillis soudé TLE520 de 4X4



Ferraillage de la dalle de compression avec un treillis soudé 20x20cm

III-1-2-2) Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la dalle)

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression)

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis

Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

1- $b_1 \leq \frac{L}{2}$

2- $b_1 \leq \frac{L_1}{10}$

3- $b_1 \leq \frac{2}{3}x$

4- $b_1 \leq \frac{L_1 + L_2}{40} + \frac{2}{3}x$

Avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.
 L_1, L_2 : distance de la portée des poutres.
 x : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.

$$(1) \Rightarrow b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq \frac{320}{10} = 32 \text{ cm}$$

$$(3) \Rightarrow b_1 \leq \frac{2}{3} \left(\frac{320}{2} \right) = 106,67 \text{ cm}$$

$$(4) \Rightarrow b_1 \leq \frac{320+320}{40} + \frac{2}{3} \left(\frac{320}{2} \right) = 122,67 \text{ cm}$$

Donc $b_1 \leq 26,5 \text{ cm}$, on prend $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

b : largeur de la dalle de compression.

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

III-1-3) Calcul de la poutrelle :

1^{er} étape : Avant le coulage : avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posées sur deux appuis simples et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ Kn/ml}$
- poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ Kn/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \times 1 = 1 \text{ Kn/ml}$
- la charge permanente : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ Kn/ml}$

A) Calcul à l'ELU :

1-Ferraillage

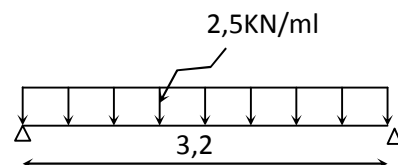
La combinaison de charge à considérer est :

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$Q_u = 1,35(0,74) + 1,5(1) = 2,5 \text{ Kn/m}$$

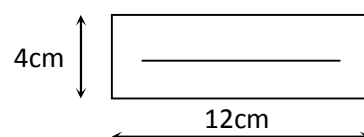
Calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = 3,2 \text{ Kn.}$$



Effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = 4 \text{ Kn}$$



Calcul des armatures :

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_b} = \frac{3,2 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.16} = 4,708 > 0.392$$

$$\mu_b > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

2^{ème} étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher : $G = 5,56 \times 0,65 = 3,614 \text{ Kn/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ kn/ml}$

Combinaison d'actions :

$$\text{à l'ELU : } Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 7,32 \text{ Kn/ml}$$

$$\text{à l'ELS : } Q_s = G + Q = 5,239 \text{ Kn/ml}$$

Choix de la méthode :**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

$$1. \begin{cases} Q = 2,5 \text{ Kn/ml} < 2G = 2 \times 3,614 = 7,228 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

\Rightarrow Condition vérifiée

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

$$(0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25) \text{ on a :}$$

$$\frac{320}{320} = 1 ; \quad (0.80 \leq \frac{320}{320} = 1 \leq 1.25)$$

C'est le même pour toutes les travées.

⇒ Condition vérifiée

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

⇒ Condition vérifiée

Les conditions de la méthode forfaitaire sont toutes vérifiées donc cette méthode est applicable pour le calcul des planchers.

1 ^{er} cas	2 ^{eme} cas	3 ^{eme} cas
9 appuis	5 appuis	4 appuis
CV	CV	CV

1) Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de compression, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

2) Application de la méthode :

Soit α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanent et

d'exploitation en valeurs non pondérées : $\alpha = \frac{Q_b}{G + Q_b}$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de compression ; dans une travée de portée l (entre nus des appuis) supportant une charge uniformément répartie (q), ce moment vaut :

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

M_w et M_e : les valeurs absolues des moments des moments sur appuis de gauche (w) et de droite(e) dans la travée considérée.

M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max \{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire au moins égale à :

$0,6 M_0$: Pour une poutre à deux travées

$0,5 M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0,4 M_0$: Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Efforts tranchants : $T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$

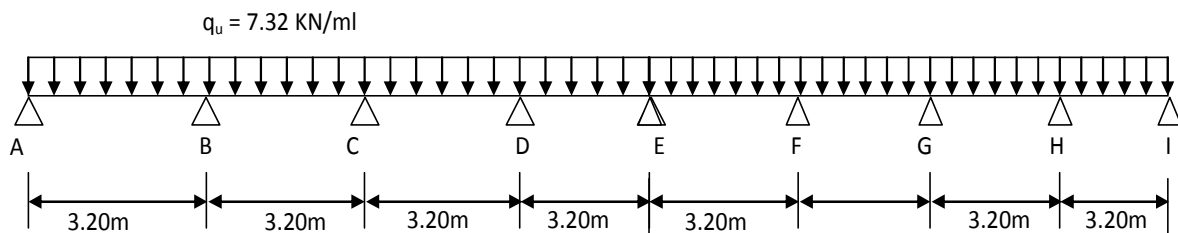
$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

M_w, M_e : en valeur absolue.

Application de la méthode

Calcul du rapport de charge α : $\alpha = \frac{Q_b}{G + Q_b} = 0,310$

1^{er} cas : on a 9 appuis:



Calcul des moments isostatiques :

$$M_0 = M_{0A} = M_{0B} = M_{0C} = M_{0D} = M_{0E} = M_{0F} = M_{0G} = M_{0H} = M_{0I}$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7,32 \times 3,2^2}{8} = 9,37 \text{ Kn.m}$$

$$M_0 = 9,37 \text{ Kn.m}$$

Calcul des moments aux appuis :

$$M_{0A} = M_{0I} = 0,3 M_0 = 2,811 \text{ Kn.m}$$

$$M_{0B} = M_{0H} = 0,5 M_0 = 4,685 \text{ Kn.m}$$

$$M_{0C} = M_{0D} = M_{0E} = M_{0F} = M_{0G} = 0,4 M_0 = 3,748 \text{ Kn.M}$$

Calcul des moments en travée:

✓ Calcul des coefficients :

$$1 + 0,3 \alpha = 1,093 > 1,05$$

$$\frac{1+0,3 \alpha}{2}=0,5465$$

$$\frac{1,2+0,3 \alpha}{2}=0,6465$$

Calcul des moments en travée de rive :

$$M_{TAB}=\max \left\{ (1+0,3 \alpha) M_0-\frac{M_w+M_e}{2} ; 0,6465 M_0 \right\}$$

$$M_{TAB}=M_{TIH}=6,493 \text{Kn.m}$$

Calcul des moments en travée intermédiaire

$$M_{TBC}=\max \left\{ (1+0,3 \alpha) M_0-\frac{M_w+M_e}{2} ; 0,5465 M_0 \right\}$$

$$M_{TBC}=M_{TGH}=6,0259 \text{Kn.m}$$

$$M_{TCD}=\max \left\{ (1+0,3 \alpha) M_0-\frac{M_w+M_e}{2} ; 0,5465 M_0 \right\}$$

$$M_{TCD}=M_{TDE}=M_{TEF}=M_{TFG}=6,493 \text{Kn.m}$$

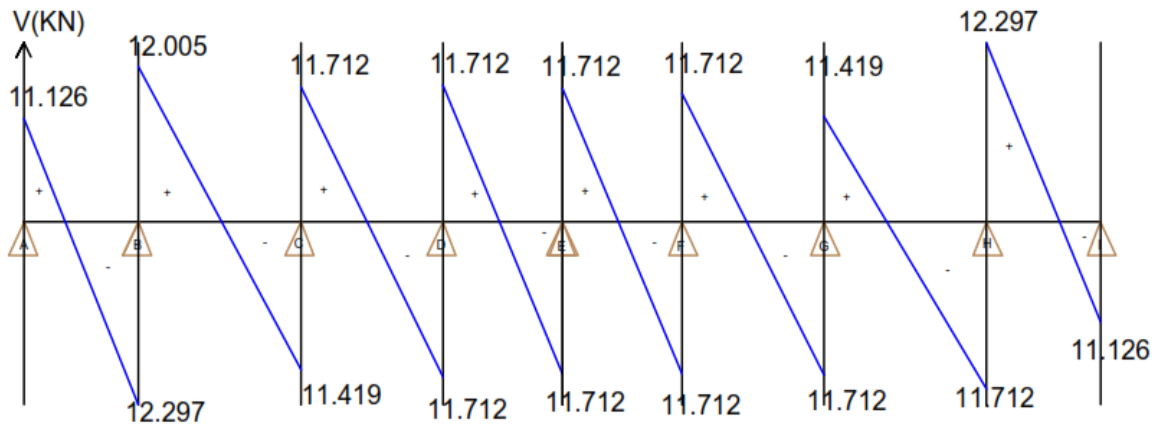
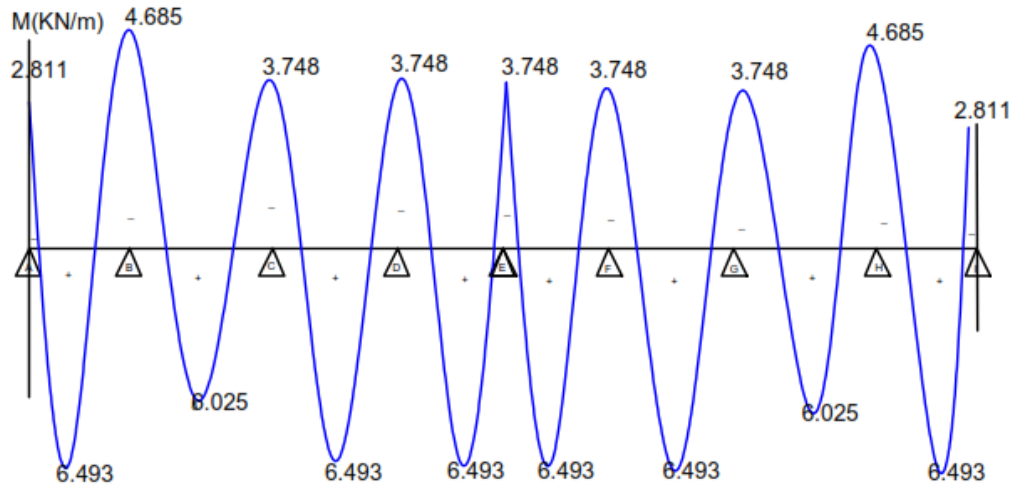
Calcul des efforts tranchants :

$$T_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_i}$$

$$T_{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_i}$$

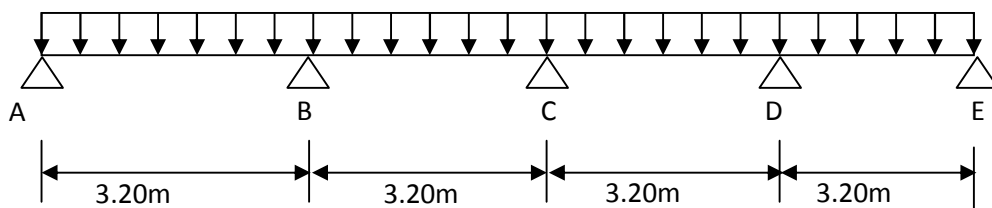
Travée	L (m)	Qu(Kn.m)	M _i (Kn.m)	M _{i+1} (Kn.m)	T _i (Kn)	T _{i+1} (Kn)
A	3,20	7,32	-2,811	-4,685	11,126	-12,297
B			-4,685	-3,748	12,005	-11,419
C			-3,748	-3,748	11,712	-11,712
D			-3,748	-3,748	11,712	-11,712
E			-3,748	-3,748	11,712	-11,712
F			-3,748	-3,748	11,712	-11,712
G			-3,748	-4,685	11,419	-12,005
H			-4,685	-2,811	12,297	-11,126

Les diagrammes des moments et d'efforts tranchants :



2^{ème} cas : On a 5 appuis :

$$q_u = 7.32 \text{ KN/ml}$$



Calcul de moment isostatique :

$$M_0 = M_{0A} = M_{0B} = M_{0C} = M_{0D} = M_{0E}$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7,32 \times 3,2^2}{8} = 9,37 \text{ Kn.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{0A} = M_{0E} = 0,3 M_0 = 2,811 \text{ Kn.m}$$

$$M_{0B} = M_{0D} = 0,5 M_0 = 4,685 \text{ Kn.m}$$

$$M_{0C} = 0,4 M_0 = 3,748 \text{ kn.m}$$

Moments en travée :

Calcul des moments en travée de rive :

$$M_{TAB} = \max \left\{ (1 + 0,3 \alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} ; 0,6465 M_0 \right\}$$

$$M_{TAB} = M_{TDE} = 6,493 \text{ Kn.m}$$

Calcul des moments en travée intermédiaire

$$M_{TBC} = \max \left\{ (1 + 0,3 \alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} ; 0,5465 M_0 \right\}$$

$$M_{TBC} = M_{TCD} = 6,0259 \text{ Kn.m}$$

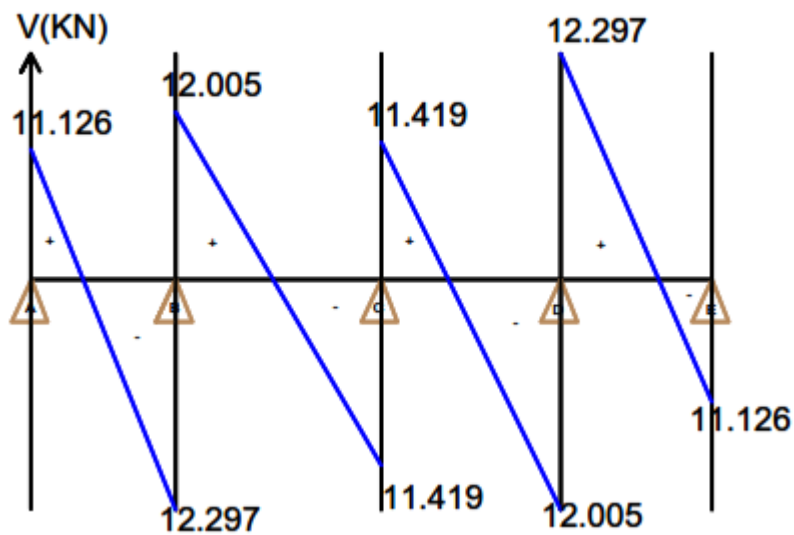
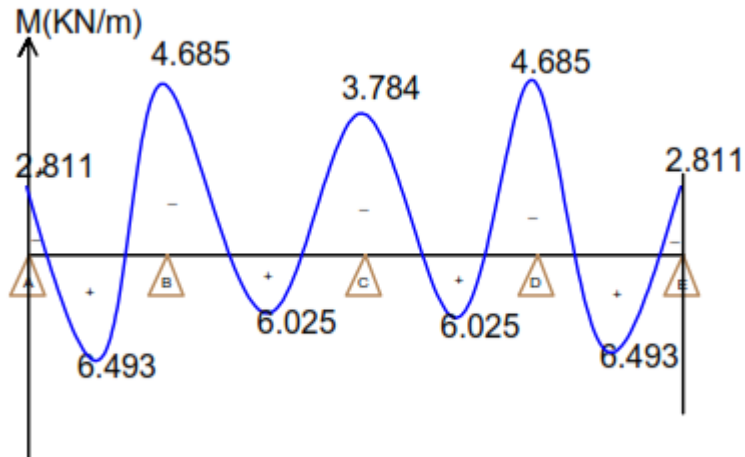
Calcul des efforts tranchants :

$$T_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_i}$$

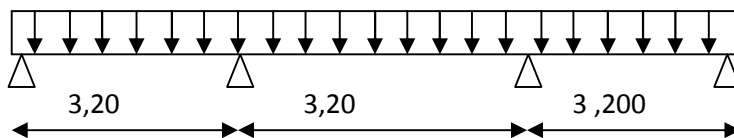
$$T_{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_i}$$

Travée	L(m)	Q _u (Kn.m)	M _i (Kn.m)	M _{i+1} (Kn.m)	T _i (Kn)	T _{i+1} (Kn)
A	3,20	7,32	-2,811	-4,685	11,126	-12,297
B			-4,685	-3,748	12,005	-11,419
C			-3,748	-4,685	11,419	-12,005
D			-4,685	-2,811	12,297	-11,126

Les diagrammes des moments et d'efforts tranchants :



3^{ème} cas 4 appuis :



Calcul de moment isostatique :

$$M_0 = M_{0A} = M_{0B} = M_{0C} = M_{0D}$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7,32 \times 3,2^2}{8} = 9,37 \text{ Kn.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_{0A} = M_{0D} = 0,3 M_0 = 2,811 \text{ Kn.m}$$

$$M_{0B} = M_{0C} = 0,5 M_0 = 4,685 \text{ Kn.m}$$

Les moments en travée

Calcul des moments en travée de rive :

$$M_{TAB} = M_{TCD} = \max \left\{ (1+0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}; 0,6465 M_0 \right\}$$

$$M_{TAB} = M_{TCD} = 6,493 \text{ Kn.m}$$

Calcul des moments en travée intermédiaire

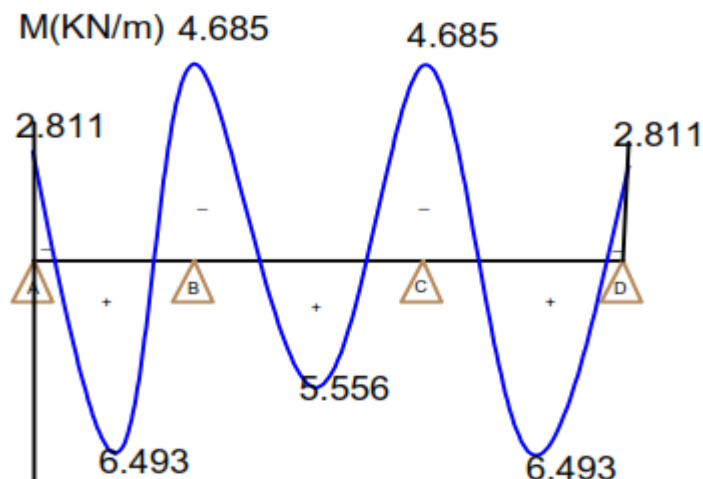
$$M_{TBC} = \max \left\{ (1+0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}; 0,5465 M_0 \right\}$$

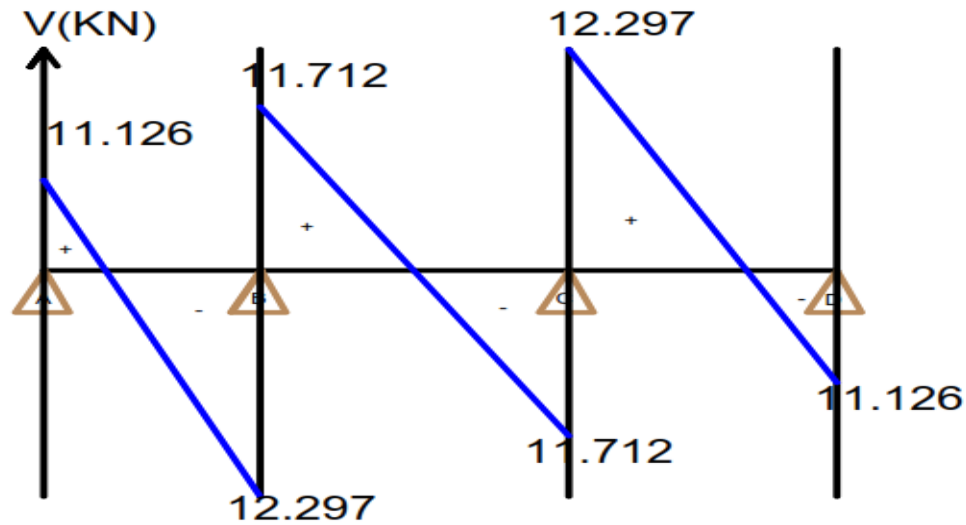
$$M_{TBC} = \max \{5,556, 5,120\}$$

$$M_{TBC} = 5,556 \text{ Kn.m}$$

Travée	L(m)	Q _u (Kn.m)	M _i (Kn.m)	M _{i+1} (Kn.m)	T _i (Kn)	T _{i+1} (Kn)
A	3,20	7,32	-2,811	-4,685	11,126	-12,297
B			-4,685	-4,685	11,712	-11,712
C			-4,685	-2,811	12,297	-11,126

Les diagrammes des moments et d'efforts tranchants :





III-1-4) Calcul des armatures :

$M_{\text{tmax}} = 6.493 \text{ KN.m}$ (moment max en travées)

$M_{\text{amax}} = 4.685 \text{ KN.m}$ (moment max aux appuis).

1) Armatures longitudinales :

➤ En travée :

Le calcul en travée s'effectue pour une poutre de section en T.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = bh_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,07 \text{ KN.m}$$

On a : $M_{\text{tmax}} = 6.493 \text{ KN.m} < M = 59,07 \text{ KN.m}$.

Donc l'axe neutre est dans la table de compression, le béton tendu est négligeable.

La table est entièrement tendue Le calcul se fera comme pour une section rectangulaire $b \times h$ (65×20).

$$\mu = \frac{M_{\text{tmax}}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.493}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,022$$

$$\mu = 0,022 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,022 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,989$$

$$A_t = \frac{M_{t \max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.493 \times 10^6}{0,989 \times 180 \times 348} = 1,05 \text{ cm}^2.$$

Soit: $A_t = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$.

➤ **Aux appuis :**

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile $d=18\text{cm}$, et de largeur $b_0=12$.

$$M_a^{\max} = 4.685 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{4.685}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,08$$

$$\mu = 0,08 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,08 \longrightarrow \beta = 0,958$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{4.685}{0,958 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 0,78 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_a = 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$.

2) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL91.

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \Phi_\ell^{\max} \right) = \left(\frac{12}{10}, \frac{20}{35}, 0,8 \right) = 0,57 \text{ cm.}$$

Φ_ℓ^{\max} : Diamètre maximale des armatures longitudinales.

On prend $\Phi_t = 8\text{mm}$ avec un espacement :

$$A_{ta} = 1\text{HA}8 = 0,50 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures transversales :

$$S_t^{\min} \leq (0,9d, 40\text{cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 15\text{cm}$.

3) Les vérifications:

1) Condition de non fragilité :(BAEL91 mod 99. Art 4.2.1) :

$$A_{\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis : $A_a = 1,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_t = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

3) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**(BAEL91mod99.Art.6.1.3)**

(BAEL91Art A.6.1.21) :

En doit vérifier la condition :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

Avec : $\Psi_s = 1,5$ pour les HA

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum u}$$

 $\sum u = n \cdot \pi \cdot \varphi$ (La somme des périmètres utile des barres.)

$$T_{\max} = 12,297 \text{ KN}$$

En travée :

$$\sum u = 4 \times 3.14 \times 6 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.297 \times 10^{-3}}{0,9 \times 180 \times 75.36} = 1.007 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.007 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

Aux appuis :

$$\sum u = 2 \times 3.14 \times 8 = 50.24 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.297 \times 10^{-3}}{0,9 \times 180 \times 50.24} = 1.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.5 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

3) Ancrage des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi_s f_{t28} = 0.6 \times 1,5 \times 2,1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$1.007 < 2.835 \text{ et } 1.5 < 2.835 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4) Calcul du scellement droit : (BAEL91mod99.Art.A.6.1.221)

$$L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{0,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 21,164 \text{ cm}$$

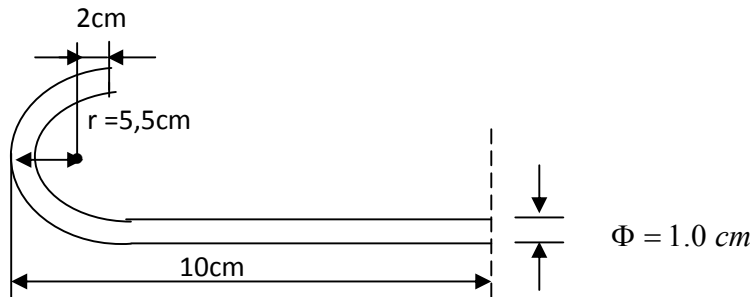
$$L_S = 25 \text{ cm}$$

$$tq : \tau_{su} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur d'ancrage d'après l'article (BAEL91mod99.Art A.6.1.253)

$$L_c = 0.4L_s = 0,4 \times 25 = 10\text{cm.}$$

L_c : longueur d'ancrage



5) Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91mod99.Art.5.1, 211)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.007f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{12.297 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.569 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.007 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$ Alors pas de risque de cisaillement

6) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art A.5.1.313) :

a) Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition :

$$\tau = \frac{2T_u^{\max}}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u^{\max} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \times \frac{0,9d \times b_0}{2}$$

$$T_u^{\max} \leq \frac{0,8 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} \times \frac{0,9 \times 180 \times 120}{2} = 129.762 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 12.297 \leq 129.762 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{T_u + \frac{M_a}{0,9d}}{\sigma_s}$$

$$A_a \geq \frac{12.297 + \frac{-4.685}{0.9 \times 0.18}}{34.8} = -0.47$$

$A_a \leq 0 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

A) Calcul à l'ELS :

Moment de flexion et efforts tranchants à l'ELS (**BAEL 91.p.53**)

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$, ce qui est le cas pour les poutrelles.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,239}{7,32} = 0,716$$

Combinaison de charge :

$$q_s = G + Q$$

1^{er} Cas :

a) Les efforts internes :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{5.239(3.2)^2}{8}$$

$$M_0 = 6.706 \text{ KN.m}$$

c) Moment aux appuis :

$$M_{0A} = M_{0I} = -2.811 \times 0.716 = -2.012 \text{ KN.m}$$

$$M_{0B} = M_{0H} = -4.685 \times 0.716 = -3.354 \text{ KN.m}$$

$$M_{0C} = M_{0D} = M_{0E} = M_{0F} = M_{0G} = -3.748 \times 0.716 = -2.683 \text{ KN.m}$$

d) Moment en travée:

$$M_{TAB} = M_{THI} = 6.493 \times 0.716 = 4.648 \text{ KN.m}$$

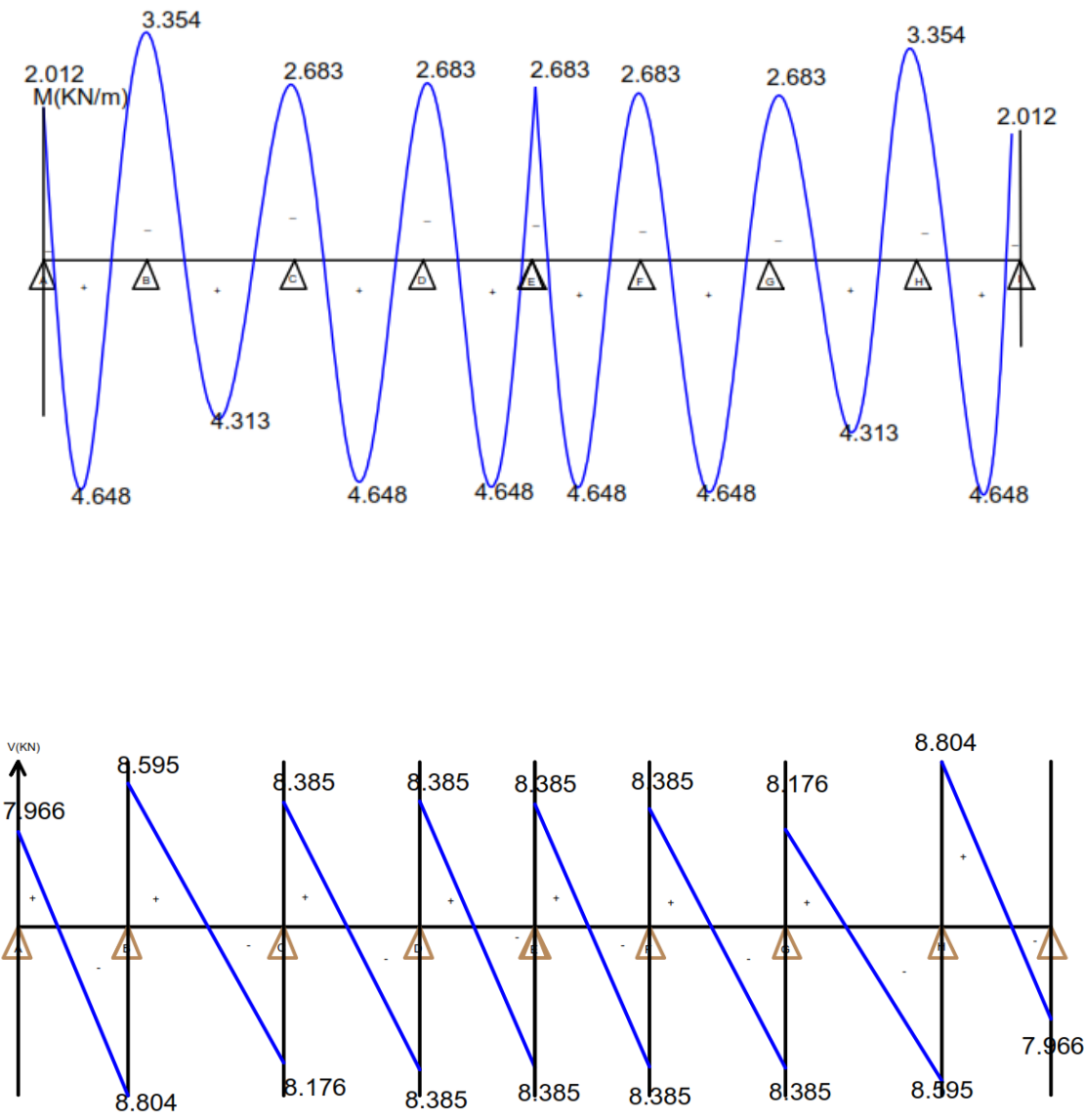
$$M_{TBC} = M_{TGH} = 6.025 \times 0.716 = 4.313 \text{ KN.m}$$

$$M_{TCD} = M_{TDE} = M_{TEF} = M_{TFG} = 6.493 \times 0.716 = 4.648 \text{ KN.m}$$

d) Efforts tranchants :

Travée	L (m)	Q_u (Kn.m)	M_i (Kn.m)	M_{i+1} (Kn.m)	T_i (Kn)	T_{i+1} (Kn)
A	3,20	7,32	-2,012	-3.354	7.966	-8.804
B			-3.354	-2.683	8.595	-8.176
C			-2.683	-2.683	8.385	8.385
D			-2.683	-2.683	8.385	8.385
E			-2.683	-2.683	8.385	8.385
F			-2.683	-2.683	8.385	8.385
G			-2.683	-3.354	8.176	-8.595
H			-3.354	-2.012	8.804	-7.966

Les diagrammes des moments et des efforts tranchants :



2^{er} Cas :

a) Les efforts internes :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{5.239(3.2)^2}{8}$$

$$M_0 = 6.706 \text{ KN.m}$$

e) Moment aux appuis :

$$M_{0A} = M_{0E} = -2.811 \times 0.716 = -2.012 \text{ KN.m}$$

$$M_{0B} = M_{0D} = -4.685 \times 0.716 = -3.354 \text{ KN.m}$$

$$M_{0C} = -2.811 \times 0.716 = -2.683 \text{ KN.m}$$

f) Moment en travée:

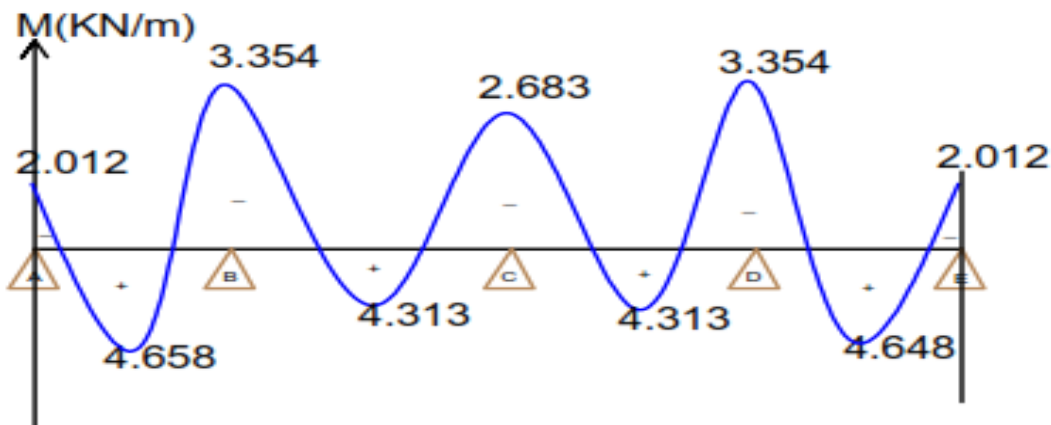
$$M_{TAB} = M_{TDE} = 6.493 \times 0.716 = 4.648 \text{ KN.m}$$

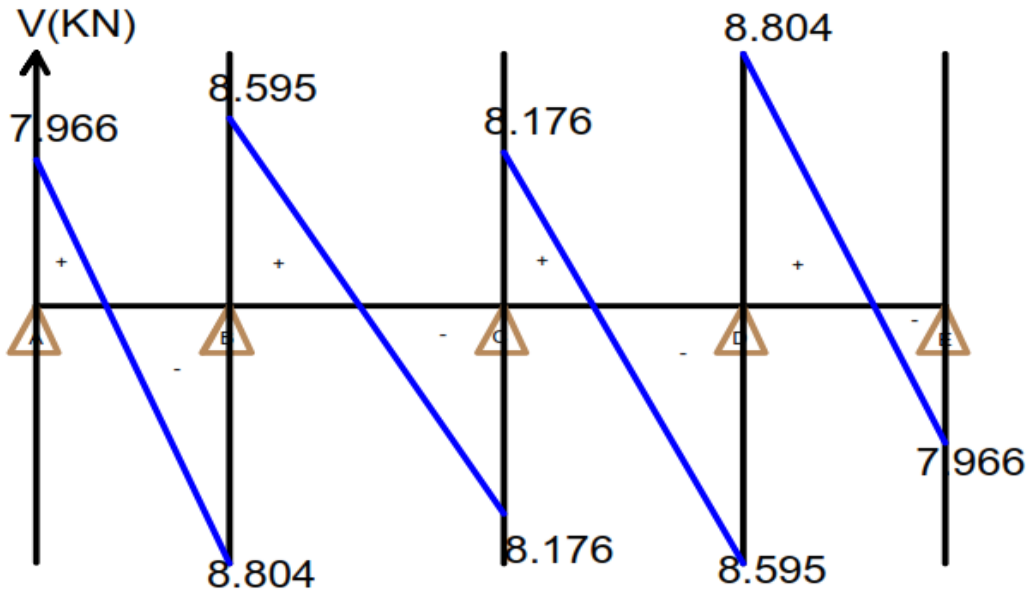
$$M_{TBC} = M_{TCD} = 6.025 \times 0.716 = 4.313 \text{ KN.m}$$

g) Efforts tranchants :

Travée	L(m)	Q _u (Kn.m)	M _i (Kn.m)	M _{i+1} (Kn.m)	T _i (Kn)	T _{i+1} (Kn)
A	3,20	7,32	-2.012	-3.354	7.966	-8.804
B			-3.354	-2.683	8.595	-8.176
C			-2.683	-3.354	8.176	-8.595
D			-3.354	-2.012	8.804	-7.966

Les diagrammes des moments et des efforts tranchants :





3^{eme} Cas :

a) Les efforts internes :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{5.239(3.2)^2}{8}$$

$$M_0 = 6.706 \text{ KN.m}$$

b) Moment aux appuis :

$$M_{0A} = M_{0D} = -2.811 \times 0.716 = -2.012 \text{ KN.m}$$

$$M_{0B} = M_{0C} = -4.685 \times 0.716 = -3.354 \text{ KN.m}$$

c) Moment en travée:

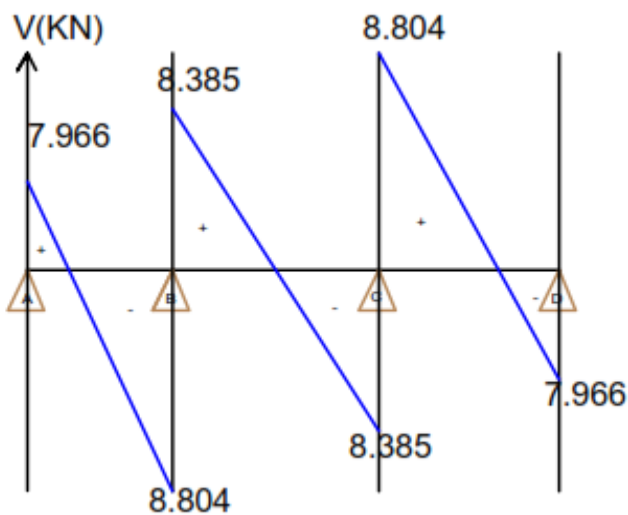
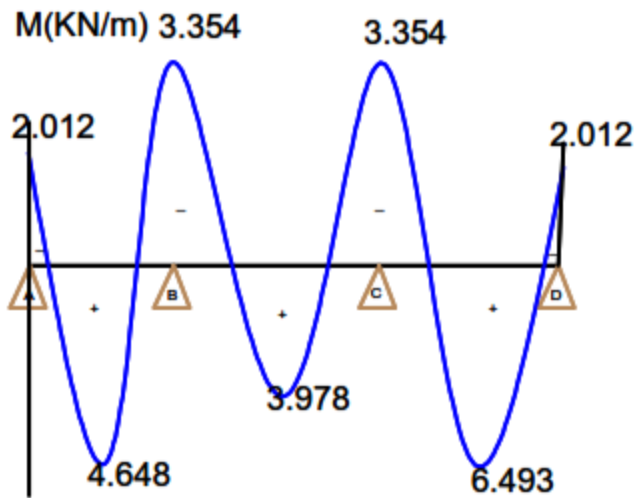
$$M_{TAB} = M_{TCD} = 6.493 \times 0.716 = 4.648 \text{ KN.m}$$

$$M_{TBC} = 5.556 \times 0.716 = 3.978 \text{ KN.m}$$

d) Efforts tranchants :

Travée	L(m)	Q _u (Kn.m)	M _i (Kn.m)	M _{i+1} (Kn.m)	T _i (Kn)	T _{i+1} (Kn)
A	3,20	7,32	-2.012	-3.354	7.966	-8.804
B			-3.354	-3.354	8.385	-8.385
C			-3.354	-2.012	8.804	-7.966

Les diagrammes des moments et des efforts tranchants :



B) Vérification a l'ELS :

1) Vérification à l'état limite d ouverture des fissures :

Fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire

2) Vérification à l'état limite de compression de béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6f_{c28} = 15Mpa$ avec $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

Aux appuis: $A_a=2HA8=1,01cm^2$

$$M_{sa}^{max}=3,354 \text{ K n .m}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 1,01}{12 \times 18} = 0,467$$

$$\rho = 0,467 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1=33,3 \\ \beta_1= 0,8965 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3,354 \times 10^3}{0,8965 \times 18 \times 1,01} = 205,78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{205,78}{33,31} = 6,17 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$A_a = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$M_{st}^{\max} = 4,648 \text{ K n . m}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 1,51}{12 \times 18} = 0,7$$

$$\rho = 0,7 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} K_1 = 26,15 \\ \beta_1 = 0,8785 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{4,648 \times 10^3}{0,8785 \times 18 \times 1,51} = 194,659 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{194,659}{26,15} = 7,44 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification à la flèche :

Selon les règles de **BAEL 91 (Art B.6.8.424)** le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées.

$$1. \quad \frac{h}{L} > \frac{1}{22,5}$$

$$2. \quad \frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$3. \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{320} = 0,0625 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{320} = 0,0625 > \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{4,648}{15 \times 6,706} = 0,0462 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{1,01}{12 \times 18} = 0,0046 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{1,51}{12 \times 18} = 0,0069 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

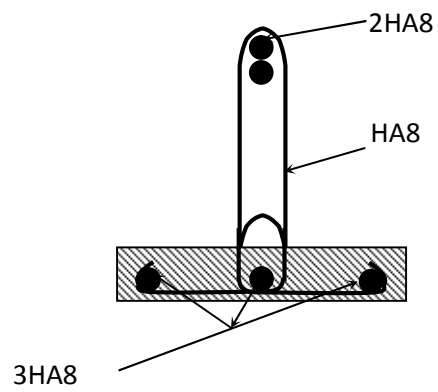
Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

Armatures principales : Aux appuis : $A_{sa} = 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$

En travée : $A_{st} = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : $A_t=1HA8=0.05\text{cm}^2$ (cadre+ étrier) ; $S_t=15\text{cm}$

Ferraillage de la poutrelle :



III-2) Les balcons :

II-2-1) Introduction :

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher. Leur épaisseur est déjà calculée au chapitre précédent. $e_p = 15\text{cm}$

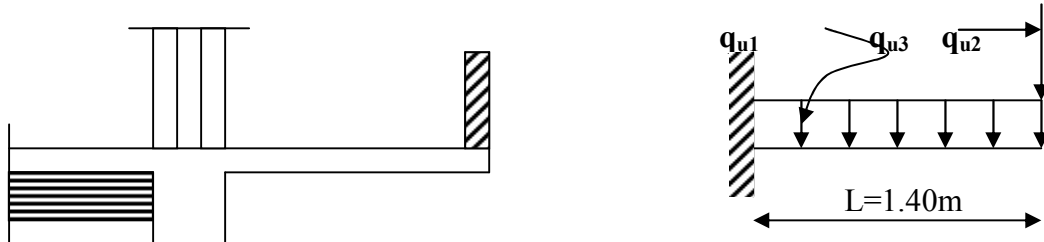


Figure 1 : Schéma statique du balcon

III-2-2) Détermination des charges et surcharges :

1) Charges permanentes :

- La dalle
 $G = 5.55 \text{ KN/m}^2$
- Garde corps
 $G = 1.7 \text{ KN/m}^2$

2) charge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

III-2-3) Calcul à l'ELU

Le balcon est calculé en flexion simple.

III-2-3-1) Combinaison des charges :

a. A l'ELU :

$$\text{Dalle : } q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = [(1.35 \times 5.55) + 1.5 (3.5)] \times 1 = 12.742 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{u2} = 1.35 \times (1.7) \times 1 = 2.295 \text{ KN}$$

b. A l'ELS :

$$\text{Dalle : } q_{s1} = G + Q = [5.55 + 3.5] \times 1 = 9.05 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{s2} = 1.7 \times 1 = 1.7 \text{ KN}$$

a. A l'ELU :

- Moment provoqué par la charge « q_{u1} »

$$M_{qu1} = \frac{-q_{u1}.l^2}{2} = \frac{12.742 \times 1.40^2}{2} = -12.487 \text{KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge « q_{u2} »**

$$M_{qu2} = -q_{u2} \times l = 2.95 \times 1.40 = -4.13 \text{KN.m}$$

Le signe (-) signifie que les fibres supérieures sont tendues.

- **Le moment total**

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 16.617 \text{KN.m}$$

b.A L'ELS :

- **Moment provoqué par la charge « q_{s1} »**

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{9.05 \times 1.40^2}{2} = 8.869 \text{KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge « q_{s2} »**

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1.7 \times 1 \times 1.40 = 2.38 \text{KN.m}$$

- **Le moment total :**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 11.249 \text{KN.m}$$

III-2-3-2) Calcul des armatures à L'ELU :

$$M_u = 14.84 \text{KN.m} \quad ; \quad b = 100 \text{cm} \quad ; \quad d = 12 \text{cm}$$

a) Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16.617 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.08$$

$$\mu = 0.08 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.08 \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{16.617 \times 10^5}{0.958 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 4.15 \text{cm}^2$$

$$A_s = 4.15 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\emptyset 12/\text{ml} \rightarrow 5.65 \text{cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{cm}$$

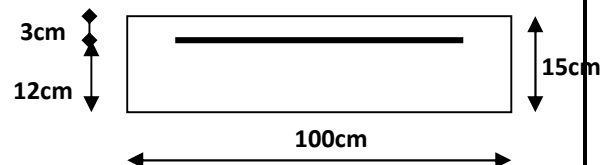


Figure 2

b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\Phi 8/\text{ml} \rightarrow 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

III-2-3-3) Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :

$$A_{\min} = \left(0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 12 \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

2) Vérification au cisaillement (BAEL 91) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

- calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.742 \times 1.4 + 2.295 = 20.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{20.13 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.168 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.168 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

3) Vérification de l'adhérence :

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n \pi \Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.13 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 188.4} = 0.989 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow pas de risque d'entraînement des barres.

4) espacement des barres (BAEL91-Art-6.1.235) :

Armature principale : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 20\text{cm} \rightarrow$ Vérifiée.

Armature de répartition : $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 25\text{cm} \rightarrow$ Vérifiée.

5) calcul de la longueur d'ancrage :

$$\tau_{Se} = 0.6\Psi^2 \cdot f_{t28} = 2.835\text{Mpa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32\text{cm}$$

Soit $L_s = 50\text{cm}$

$$L_{cr} = 0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20\text{cm}$$

6) Vérification des contraintes à L'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

La contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6\text{mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.471$$

Tableau

$$\rho = 0.471 \longrightarrow \beta_1 = 0.896$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{11.249 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 5.65 \times 10^2} = 185.172\text{MPa}$$

$$185.172 < 201.63 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\beta_1 = 0.896 \xrightarrow{\text{Tableau}} K = 33.08$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{185.172}{33.08} = 5.597 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$5.597 < 15 \Rightarrow$ Condition vérifiée

7) Vérification de la flèche :

D'après le BAEL91, on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.117 > \frac{11.249}{10(11.249)} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{12 \times 100} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

5HA12/ml (St = 20cm)

4HA8/ml (St = 25cm)

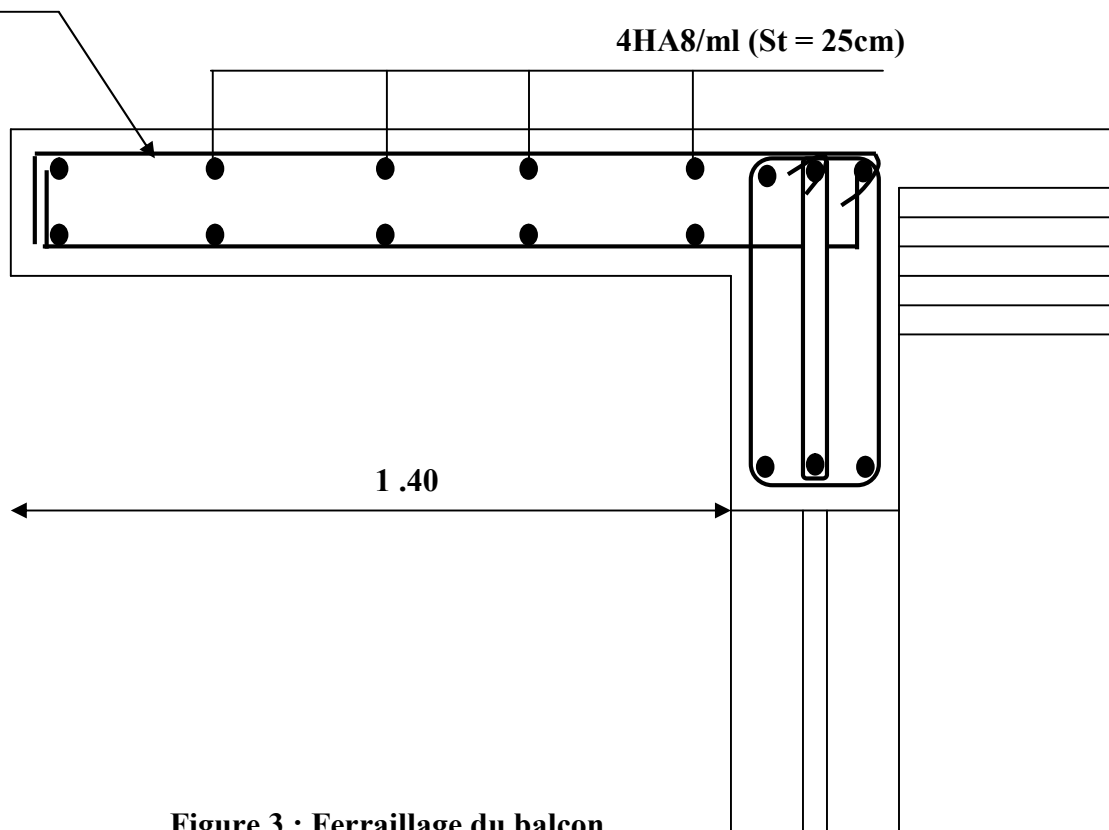


Figure 3 : Ferrailage du balcon

III-3) Etude de la salle machine :**III-3-1) Détermination des moments de flexion et des efforts tranchants :**

Lorsque les deux conditions suivantes sont simultanément remplies :

- le rapport $\frac{l_x}{l_y}$ est inférieur à 0,4 ;
- la dalle est uniformément chargée ;

On évalue les moments en ne tenant compte de la flexion que suivant la plus petite portée. On dit que la dalle ne porte que dans un seul sens.

a) La dalle ne porte que dans un seul sens :

On est donc ramené à l'étude d'une poutre de section rectangulaire de largeur 1 m, de hauteur totale h_0 et de portée l_x .

Pour déterminer les moments à prendre en compte, on pourra, suivant la valeur des charges d'exploitation, utiliser les méthodes données ci-dessus :

$$M_t = \frac{q \cdot l_x^2}{10} = 0,8 M_0 \qquad M_a = -\frac{q \cdot l_x^2}{16} = -0,5 M_0$$

Avec :

q = charge uniformément répartie ;

l_x = portée dans le sens ox .

$$M_0 = \frac{q \cdot l_x^2}{8} = \text{moment pour la dalle sur deux appuis libres.}$$

En général, l'effort tranchant est calculé comme si la dalle reposait sur deux appuis simples, c'est-à-dire sans tenir compte de la continuité.

b) La dalle porte suivant deux sens :

Une dalle sera considérée comme portant suivant deux directions si :

- le rapport $\frac{l_x}{l_y}$ est compris entre 0,4 et 1 (on aura donc $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$) et la dalle est uniformément chargée ;
- la dalle est soumise à des charges concentrées, quel que soit le rapport des portées l_x et l_y .

Pour une dalle reposant librement sur son pourtour, et supporte une charge uniformément répartie q couvrant tout le panneau, les moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur de 1m, sont données par les formules suivantes :

- Sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$
- Sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\delta = \frac{l_x}{l_y}$ et de ν ; on prend $\nu = 0$ à l'ELU et 0,2 à l'ELS donné par le tableau de BAEL.91.

III-3-2) Dalle simplement appuyée supportant une charge répartie sur un rectangle concentrique ou non :

Soit p la charge totale appliquée au centre de la plaque; les moments engendrés par cette charge se calculent aux moyens d'abaques (obtenus par la méthode de Ritz).

On détermine les cotés u et v de la surface d'impact au feuillet moyen ; on calcul les coefficients $\frac{l_x}{l_y}$, $\frac{u}{l_x}$ et $\frac{v}{l_y}$ à partir de ces trois données, les abaques fournissent deux

coefficients M_1 et M_2 qui permettent de calculer les moments par les formules suivantes :

$$M_x = (M_1 + \nu.M_2).p \qquad M_y = (M_2 + \nu.M_1).p$$

$$\text{A l'ELU : } M_{xu} = M_1.p_u \qquad M_{yu} = M_2.p_u$$

$$\text{A l'ELS : } M_{xser} = (M_1 + 0,2.M_2).p_{ser} \qquad M_{yser} = (M_2 + 0,2.M_1).p_{ser}$$

Lorsque la dalle fait partie d'un hourdis continu, ou lorsqu'elle est liée à des appuis permettant de compter sur un encastrement partiel, on réduit les valeurs trouvées ci-dessus pour les moments en travée, et on calcul les moments sur appuis.

On adopte, en général, les valeurs suivantes pour les planchers et les constructions similaires :

- si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moments en travée : $0,75.M_x$ ou $0,75.M_y$

Moments d'encastrement pour les petits et les grands cotés : $0,50.M_x$

- si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

- moments en travée : $0,85.M_x$ ou $0,85.M_y$

- moment d'encastrement pour les grands cotés : $0,30M_x$ (*appui de rive*)

$0,50.M_x$ (autre appui)

- moment d'encastrement pour les grands cotés : $0,50.M_x$

III-3-3) Introduction :

Le bâtiment comporte deux cages d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, de surface égale à $(1.7 \times 1.7 = 2.89\text{m}^2)$ pouvant charger huit personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes.

La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à une charge localisée centrée au milieu de panneau, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens :

$$M_{x1} = q(M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + v \cdot M_1)$$

v : Coefficient de Poisson

Avec : M_1, M_2 : Valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports

suyvants
$$\rho = \frac{L_x}{L_y}, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$$

q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

u, v : dimensions du rectangle sur le qu'el s'applique la charge q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton

1) Calcul de U et V :

L'étude des dalles reposant librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

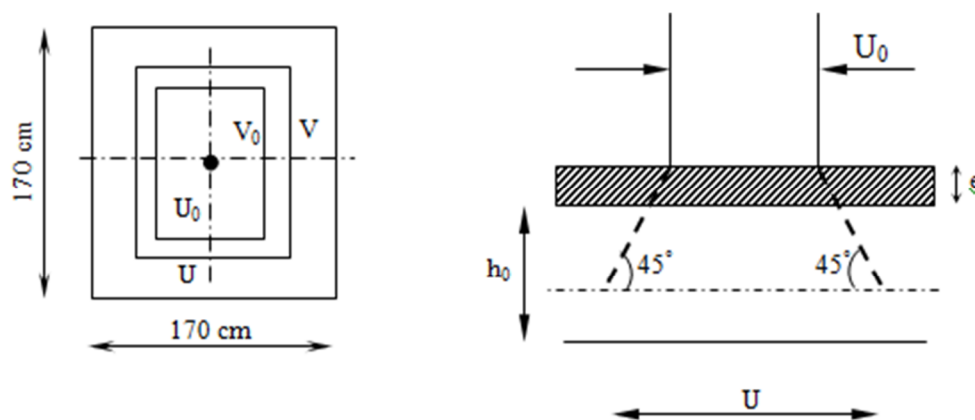


FIG. 1. : Répartition de la charge localisée sur la dalle

Avec :

e : épaisseur du revêtement ($e=5\text{cm}$)

e_p : épaisseur de la dalle pleine ($e_p=15\text{cm}$), (voir II chapitre)

$$U = a + 2e + e_p = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

$$V = b + 2e + e_p = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

2) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD.

❖ **Les moments dus au système de levage** M_{x1} M_{y1} :

$$M_{x1} = P(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = P(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

ν : Coefficient de Poisson

M_1 Et M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$ dans les abaques de

PIGEAUD.

✓ **Calcul de M_1 et M_2 :**

A partir des abaques de PIGEAUD :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.7}{1.7} = 1 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{170} = 0.618 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{170} = 0.618 \end{array} \right.$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens ; donc on considère au milieu de chaque portée une bande de 1m de largeur le calcul se fera en considérant les deux bande en flexion simple à l'ELU.

D'où

a) Détermination de la charge concentrique P

La charge P est déterminée à l'ELU et a pour valeur :

$$P = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN/ml}$$

b) Détermination des moments M_1 et M_2

Pour déterminer M_1 et M_2 , doit faire une interpolation double, δ est compris entre deux valeurs $\rho = 1$ on a pour :

$$\text{a) } \rho = 1 ; \frac{u}{l_x} = 0,618 \text{ et } \frac{v}{l_y} = 0,6$$

$$(1) \left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{v}{l_y} = 0,6 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,076 \\ M_2 = 0,076 \end{pmatrix} ; \quad (2) \left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,7 \\ \frac{v}{l_y} = 0,6 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,068 \\ M_2 = 0,068 \end{pmatrix}$$

$$\Delta \left(\frac{u}{l_x} \right) = 0,7 - 0,6 = 0,1 \Rightarrow \Delta M_1 = 0,076 - 0,068 = -0,008$$

$$\Delta M_2 = 0,076 - 0,068 = -0,008$$

$$\text{Pour } \Delta \left(\frac{u}{l_y} \right)' = 0,618 - 0,6 = 0,018 \Rightarrow \begin{cases} \Delta m_1 = \frac{-0,008 \times 0,018}{0,1} = -0,00144 \\ \Delta m_2 = \frac{-0,008 \times 0,018}{0,1} = -0,00144 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \left. \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{v}{l_y} = 0,6 \end{cases} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,076 - 0,00144 = 0,07456 \\ M_2 = 0,076 - 0,00144 = 0,07456 \end{pmatrix}$$

$$\mathbf{b) } \rho = 1 ; \frac{u}{l_x} = 0,6 ; \frac{v}{l_y} = 0,618$$

$$(1) \left. \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{v}{l_y} = 0,6 \end{cases} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,076 \\ M_2 = 0,076 \end{pmatrix} \quad (2) \left. \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{v}{l_y} = 0,7 \end{cases} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,072 \\ M_2 = 0,072 \end{pmatrix}$$

$$\Delta \left(\frac{v}{l_y} \right) = 0,7 - 0,6 = 0,1 \Rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = 0,076 - 0,072 = -0,004 \\ \Delta M_2 = 0,076 - 0,072 = -0,004 \end{cases}$$

$$\text{Pour } \Delta \left(\frac{v}{l_y} \right)' = 0,618 - 0,6 = 0,018 \Rightarrow \begin{cases} \Delta m_1 = \frac{-0,004 \times 0,018}{0,1} = -0,00072 \\ \Delta m_2 = \frac{-0,004 \times 0,018}{0,1} = -0,00072 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \left. \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{v}{l_y} = 0,6 \end{cases} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,076 - 0,00072 = 0,07528 \\ M_2 = 0,076 - 0,00072 = 0,07528 \end{pmatrix}$$

Pour $\rho = 1$; $\frac{u}{l_x} = 0,618$ et $\frac{v}{l_y} = 0,618$ on aura une à faire une dernière interpolation entre les valeurs de ρ pour obtenir les résultats finals de M_1 et M_2 :

$$\Rightarrow \left. \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{v}{l_y} = 0,6 \end{cases} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,07456 \\ M_2 = 0,07456 \end{pmatrix} \Rightarrow \left. \begin{cases} \frac{u}{l_x} = 0,6 \\ \frac{v}{l_y} = 0,6 \end{cases} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,07528 \\ M_2 = 0,07528 \end{pmatrix}$$

$$\Delta \left(\frac{u}{l_y} \right) = 0,7 - 0,6 = 0,1 \Rightarrow \begin{cases} \Delta M_1 = 0,07456 - 0,07528 = -0,00072 \\ \Delta M_2 = 0,07456 - 0,07528 = -0,00072 \end{cases}$$

$$\Delta \left(\frac{U}{I_x} \right) = 0,6 - 0,618 = -0,018.$$

$$\Delta M_1 = \Delta M_2 = \frac{0,00072 \times (-0,018)}{0,1} = -0,0001296$$

$$M_1 = M_2 = 0,07528 - 0,0001296 = 0,0751504$$

À L'ELU :

$$v = 0$$

$$P = 1,35 \times G$$

$$P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_x^1 = P \times M_1 = 121,5 \times 0,0751504 = 9,131 \text{ kN.m}$$

$$M_y^1 = P \times M_2 = 121,5 \times 0,0751504 = 9,131 \text{ kN.m}$$

➤ **Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre de la dalle et de la surcharge :**

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \quad \longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = 1 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,037 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$q = 1,35 G + 1,5 Q \quad \text{Tel que } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 1,35 \times (3,75) + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,037 \times 6,563 \times (1,7)^2 = 0,70 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{M_{x2}}{M_{y2}} = \frac{0,7}{0,7} = 1 > 0,25 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Les moments globaux :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,131 + 0,7 = 9,831 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,131 + 0,7 = 9,831 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Correction des moments :

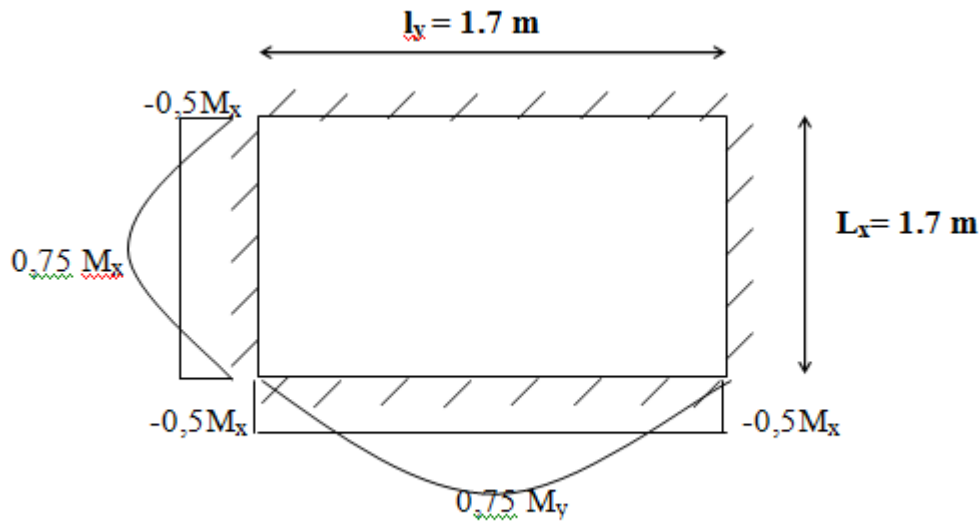


Fig.2.) Plan Correction des moments :

➤ Les moments en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,75 M_x = 0,75 \times 9,831 = 7,373 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 M_y = 0,75 \times 9,831 = 7,373 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Les moments aux appuis:

$$M_x^a = M_y^a = -0,5 M_x = -0,5 \times 9,831 = -4,9 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Il faut tenir compte de l'encastrement de la dalle, par conséquent les moments seront minorés en les multipliant par un coefficient 0,85 en travées et de 0,3 sur appuis.

3) Ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

Sens x-x :

Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 4,9 = -1,47 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1,47 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,006 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu = 0,006 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,997$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1,47 \times 10^3}{0,997 \times 0,13 \times 348 \times 10^2} = 0,326 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² : avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

En travée :

$$M_t = 0,85M_x = 0,85 \times 7.373 = 6.267 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{6.267 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \text{ cm}$$

⇒ La section est simplement armée :

$$\mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{6.267 \times 10^3}{0,987 \times 0,13 \times 348 \times 10^2} = 1,4 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² : avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Sens y-y :

On adopte le même ferrailage que le sens X-X (car la dalle est carrée)

4) Vérification à L'ELU :

A) condition de non fragilité : [Art A.4.2.1 BAEL.91]

➤ **Armatures inférieures (suivant X-X) :**

$$\rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{\ell_x}{\ell_y})}{2}$$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour [$F_e 400$]

ρ_x : taux Minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$$\rho = \frac{A_{\min}}{S}$$

A_{\min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$\rho = 0,0008 \times (3 - 1) / 2 = 0,0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2.$$

$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée (sens x-x).

➤ **Armatures supérieures (suivant Y - Y) :**

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0,0008$$

ρ_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée (sens y-y).

Conclusion : la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

B) Diamètre minimal des barres :(Art A-7.21, BAEL91) :

On doit vérifier que $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$.

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$ condition vérifiée

C) Ecartement des barres (Art A.82.42, BAEL 91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge doit être :

Armatures $A_x // L_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ condition vérifiée

Armatures $A_y // L_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ condition vérifiée

D) Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99]

Aucune vérification n'est à effectuer si la condition suivante est satisfaite sachant que la charge G est éloignée du bord de la dalle.

$$Q_u \leq Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$Q_u = 121,5 \text{ KN} < Q = 472,5 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales sont inutiles.

E) Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

➤ **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{2\ell_y + \ell_x} \text{ avec } p = 1,35.G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 1,825 + 1,825} = 22,2 \text{ KN}$$

➤ **Au milieu de V :**

On a :

$$T_u = \frac{p}{3.l_y} = \frac{121,5}{3 \times 1,7} = 23,8 \text{ KN.}$$

$$\text{NB : } T_{u\max} = 23,8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} = \frac{23,8 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,183 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_n = 0,183 \text{ MPa} < \bar{\tau}_n = 1,167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

5) Vérification à L'E LS : (v = 0,2)**A. Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :**

$$M_{x1} = M_{y1} = P (M_1 + 0,2M_2) = 90 (0,0751504 + 0,2 \times 0,0751504) = 8.116 \text{ KN.m}$$

B. Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre de la dalle et de la surcharge :

$$q_s = G + Q = 25 \times 0,15 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 1 \rightarrow \mu_x = 0,037 \rightarrow M_{x2} = \mu_x . q_s . l_x^2 = 0,037 \times 4,75 \times (1,7)^2$$

$$\rightarrow M_{x2} = \mathbf{0,508 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_y = 1 \rightarrow M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 1 \times 0,508$$

$$\text{Donc : } M_{y2} = M_{x2} = \mathbf{0,508 \text{ KN.m}}$$

C. Les moments globaux :

$$M_{xser} = M_{yser} = M_{x1} + M_{x2} = 8.116 + 0,508 = 8.624 \text{ KN.m}$$

D. Correction des moments :➤ **Les moments en travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xser}^t = 0,75 M_{xser} = 0,75 \times 8.624 = 6.468 \text{ KN.m (Sens x-x)} \\ M_{yser}^t = 0,75 M_{yser} = 6.468 \text{ KN.m (Sens y-y)} \end{array} \right.$$

➤ **Les moments aux appuis:**

$$M_{xser}^a = M_{yser}^a = -0,5 M_{xser} = -0,5 \times 8.624 = -4.312 \text{ KN.m (Sens x-x et y-y)}$$

E. Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

F. Etat limite de compression du béton :

Sens x-x :

Aux appuis :

$$M_a = 0.3 \times 4.312 = 1.294 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.1546 \quad \Rightarrow \quad k = 62.52 = \text{et } \beta = 0.9355$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{1.294 \times 10^6}{0.9355 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 52.935 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{52.935}{62.52} = 0.847 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$M_t = 0.85 \times 6.468 = 5.4978 \text{ N.m.}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \quad k = 48.695 \text{ et } \beta = 0.2355.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{5.4978 \times 10^6}{0.2355 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 571.906 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{571.906}{48.695} = 11.745 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Sens y - y :

Même cas pour le sens x-x.

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

6) Les schémas de ferrailage de la dalle de salle machine.

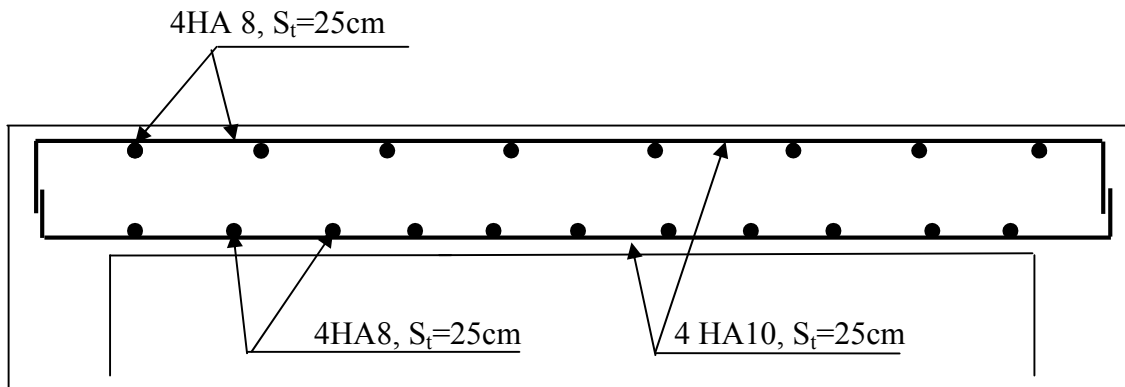


Fig.3.) Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

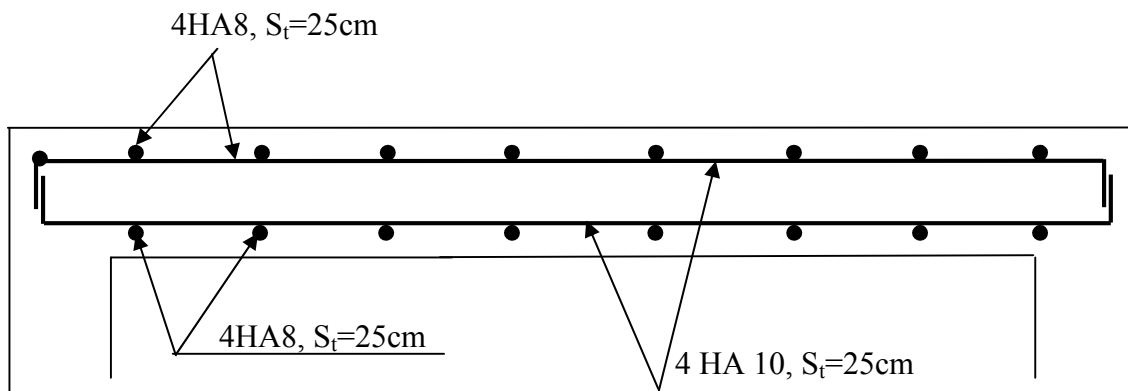


Fig.4.) Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

III-4) Etude du chéneau :

Le chéneau est composé d'acrotère et d'un port à faux, il sera calculé comme une console encastree au niveau des poutres périphérique.

Il est soumis à son poids propre (G) due à la main courante.

Le calcul se fera pour 1 ml.

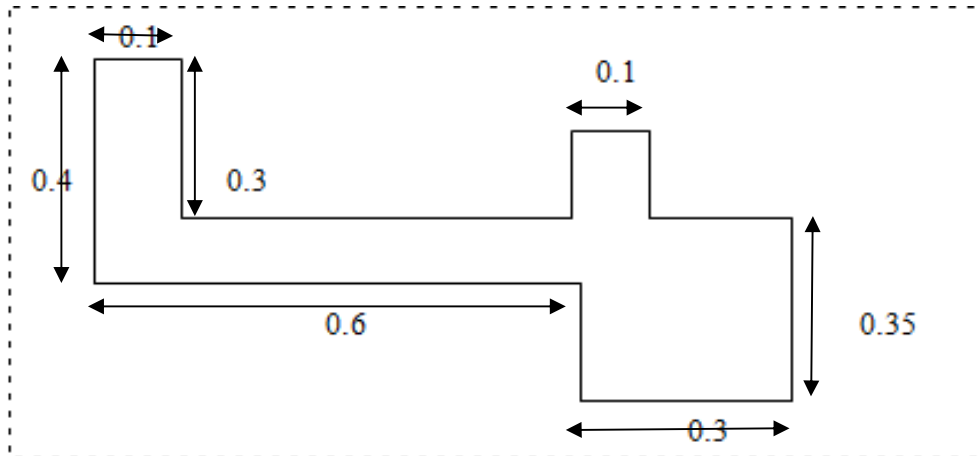
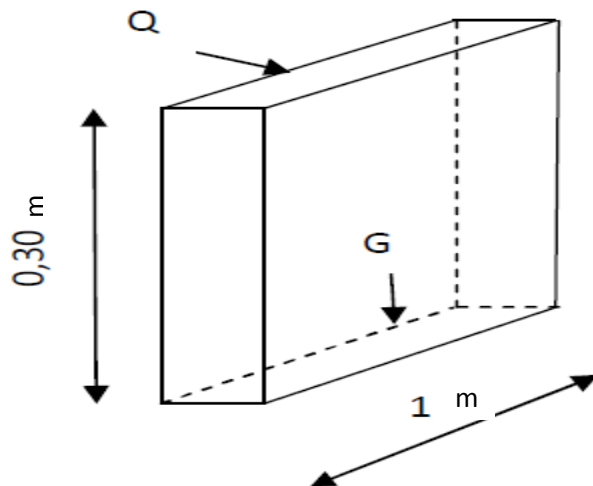


Fig.VI.1 Coupe verticale de chéneau (dimensions en m)

III-4-1) étude de l'acrotère :**I) Calcul des sollicitations :**

-Poids propre de l'acrotère : $G=0.75\text{KN/ml}$

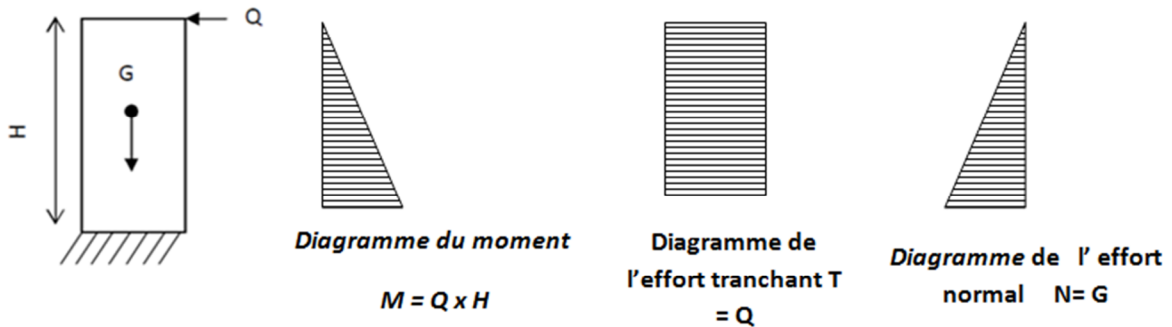
-Surcharge d'exploitation : $Q=1\text{KN /ml}$

-Effort normal du au poids propre : $G= N \times 1=0.75 \text{ KN}$

-Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$

-Moment fléchissant max du a la surcharge Q : $M = Q \times H \times 1 = 0.3 \text{ KN.m}$

Schémas statique :



II) Combinaisons d'actions

a) Etat limite ultime :

La combinaison de charge à considérer est : $1.35G + 1.5Q$.

Effort de compression : $N_U = 1.35N = 1.35 \times 0.75 = 1.012 \text{ KN}$.

Effort tranchant : $T_U = 1.5T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$.

Moment fléchissant : $M_U = 1.5M = 1.5 \times 0.3 = 0.45 \text{ KN.m}$.

b) Etat limite de service :

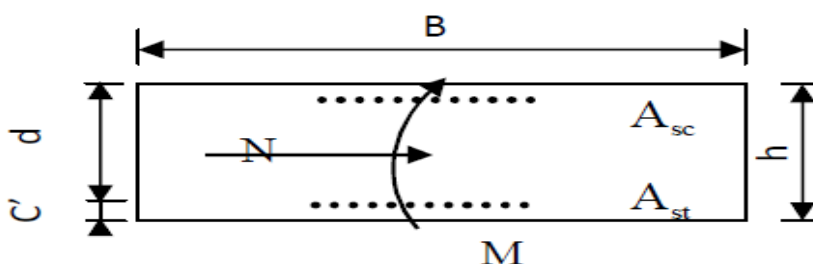
La combinaison de charge à considérer est : $G + Q$.

Effort de compression : $N_S = N = 0.75 \text{ KN}$.

Effort tranchant : $T_S = T = 1 \text{ KN}$.

Moment fléchissant : $M_S = M = 0.3 \text{ KN.m}$.

III) Ferrailage de l'acrotère :



a) Calcul à L'ELU :

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.45}{1.012} = 0.44 \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right) = \left(\frac{0.1}{2} - 0.02\right) = 0.03m$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone de limite par les armatures, nous avons donc **une section partiellement comprimée** elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif M_f puis on la ramène à la flexion composée.

➤ **Calcul en flexion :**

Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = 1.012 \times 0.47 = 0.475 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 0.47m$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.475 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.005$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$u_b = 0.005 < u_L = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{la section simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.005 \Rightarrow \beta = 0.9975$$

➤ **Les armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.475 \times 10^6}{0.9975 \times 80 \times 348} = 0.171 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures :

$$A_r = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = (0.171 \times 100) - \frac{1.012 \times 10^3}{348} = 14.20 \text{ mm}^2 = 0.142 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

IV) Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :

➤ **Armatures principale :**

$$A_p \geq A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right) bd = 0.23 \frac{2.1}{400} \left(\frac{40 - 0.445 \times 8}{40 - 0.185 \times 8} \right) 100 \times 8 = 0.0912 \text{ cm}^2$$

Avec :
$$e_s = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0.3 \times 100}{0.75} = 40 \text{ cm}$$

$A_p < A_{\min}$ La condition n'est pas vérifiée, donc le ferrailage se fera avec la section minimale.

$A_{\min} = 0.0912 \text{ cm}^2$ soit : **4HA8=2.01 cm²** : avec un espacement : $e=25 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = \mathbf{3HA8=1.51 \text{ cm}^2}$: avec un espacement : $e=10 \text{ cm}$

2) Condition tangentielle :(BAEL91/Art.A.5.1,1)

La fissuration est préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.01875 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.01875 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3) Vérification de l'adhérence :(BAEL91/Art.A.6.1.3)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

4) calcul de la longueur d'ancrage : (BAEL91/Art.6.1,23)

$$\tau_{se} = 0.6\Psi^2 \cdot f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Soit $L_s = 30 \text{ cm}$

V) vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, nous considérons la fissuration comme étant préjudiciable.

1) La contrainte dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \bar{\sigma}_{St} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$$\rho = 0.251 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \beta_1 = 0.920 \quad k = 47.50 \right.$$

$$\text{Alors : } \sigma_{st} = \frac{0.3 \times 10^6}{0.920 \times 80 \times 201} = 20.28 \text{ MPa}$$

$$20.28 < 201.63 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) La contrainte dans le béton : (BAEL91/A.4.5,2)

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

$$\beta_1 = 0.920 \xrightarrow{\text{Tableau}} K = 47.50$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K} = \frac{20.28}{47.50} = 0.427 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$0.427 < 15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de l'acrotère au séisme :

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure à l'action de la main courante.

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération, donné par le tableau (4-1) de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage. $A=0.15$ (groupe 2, zone II_a)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 ($C_p=0.8$ élément en console)

W_p : Poids propre de l'acrotère. $W_p=0.75 \text{ KN/ml}$

$$\text{Alors : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 0.75 = 0.36 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \text{condition vérifiée}$$

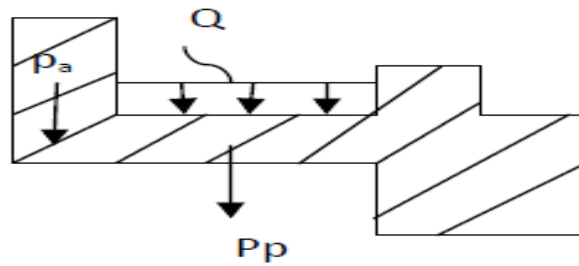
❖ Conclusion :

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

Armatures principales : **4HA8, avec e=25cm**

Armatures de répartition : **3HA8, avec e=10cm**

III-4-2) Etude du porte-à-faux :**I) Détermination des charges et surcharges :**



➤ **Charges permanentes :**

Acrotère : $P_a = 25 \times 0.3 \times 0.1 = 0.75 \text{ KN/ml}$

Porte-à-faux : $P_p = 25 \times 0.1 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$

➤ **charge d'exploitation :**

$Q = 1 \text{ KN/ml}$

➤ **Combinaison d'action:**

a: A L'ELU

$q_u = (1.35G + 1.5Q) = [(1.35 \times 0.75) + 1.5(1)] = 2.51 \text{ KN/ml}$

$P_u = 1.35 \times (P) = 1.35 \times 2.5 = 3.75 \text{ KN/ml}$

a. A L'ELS :

$q_s = G + Q = [0.75 + 1] = 1.75 \text{ KN/m}$

$P_s = 2.5 \text{ KN/m}$

• **Les efforts internes :**

$$M_u = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + P_u \left(L - \frac{e}{2} \right) = \frac{2.5 \times 0.6^2}{2} + 3.37(0.55) = 2.3 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \cdot l + P_u = 2.51 \times 0.6 + 3.37 = 4.876 \text{ KN}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + P_s \left(L - \frac{e}{2} \right) = \frac{1.75 \times 0.6^2}{2} + 2.5(0.55) = 1.69 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s \cdot l + P_s = 1.75 \times 0.6 + 2.5 = 3.55 \text{ KN}$$

II) **Ferrailage de porte à faux :**

a) **A l'ELU :**

➤ **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.3 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.025$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{C28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$u_b=0.025 < u_L=0.392 \Rightarrow$ la section simplement armée

$$\mu_b = 0.025 \Rightarrow \beta = 0.9875$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{2.30 \times 10^6}{0.9875 \times 80 \times 348} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.84 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8** \rightarrow **2.01 cm²** avec un espacement $e=10\text{cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : **4AH8** \rightarrow **2.01 cm²/ml** ; $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

➤ **Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2,1) :**

$$A_p \geq A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1000 \times 80 \times \frac{2.1}{400} = 0.96$$

$A_p > A_{\min}$ condition est vérifiée

➤ **Espacement des barres :**

Armatures principales $S_t < \min(3h, 33\text{cm}) = (3 \times 10, 33\text{cm}) = 30\text{cm} > 10\text{cm}$ condition vérifiée.

Armatures de répartitions $S_t < \min(4h, 33\text{cm}) = (4 \times 10, 33\text{cm}) = 30\text{cm} > 25\text{cm}$ condition vérifiée.

➤ **Condition tangentielle : (BAEL 91/Art .A.5.1,1)**

La fissuration est préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{4.87 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.06 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification de l'adhérence : (BAEL91/Art. A.6.1.3)**

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{4.87 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.673 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ Condition vérifiée \Rightarrow pas de risque d'entraînement des barres.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **calcul de la longueur d'ancrage : (BAEL91/Art.6.1,23)**

$$\tau_{se} = 0.6\Psi^2 \cdot f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Soit $L_s = 30 \text{ cm}$

b) vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, nous considérons la fissuration comme étant préjudiciable.

➤ **La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} \text{HA : } \phi \geq 6 \text{ mm} \\ \text{FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100A_S}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251$$

$\rho = 0.251$ $\xrightarrow{\text{Tableau}}$ $\beta_1 = 0.920 \quad k = 47.50$

Alors : $\sigma_{st} = \frac{1.69 \times 10^6}{0.920 \times 80 \times 201} = 114.24 \text{ MPa}$

11424 < 201.63 \Rightarrow Condition vérifiée

➤ **La contrainte dans le béton : (BAEL91/A.4.5,2)**

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

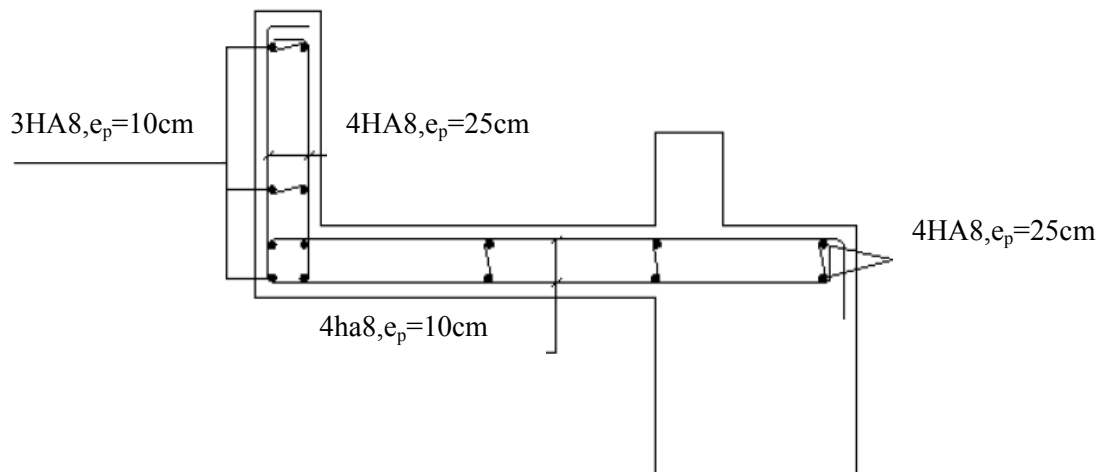
$\beta_1 = 0.920$ $\xrightarrow{\text{Tableau}}$ $K = 47.50$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{114.24}{47.50} = 2.405 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

2.405 < 15 \Rightarrow Condition vérifiée

➤ **Ferraillage du chéneau :**



III-5 Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte deux types d'escalier en BA, coulé sur place.

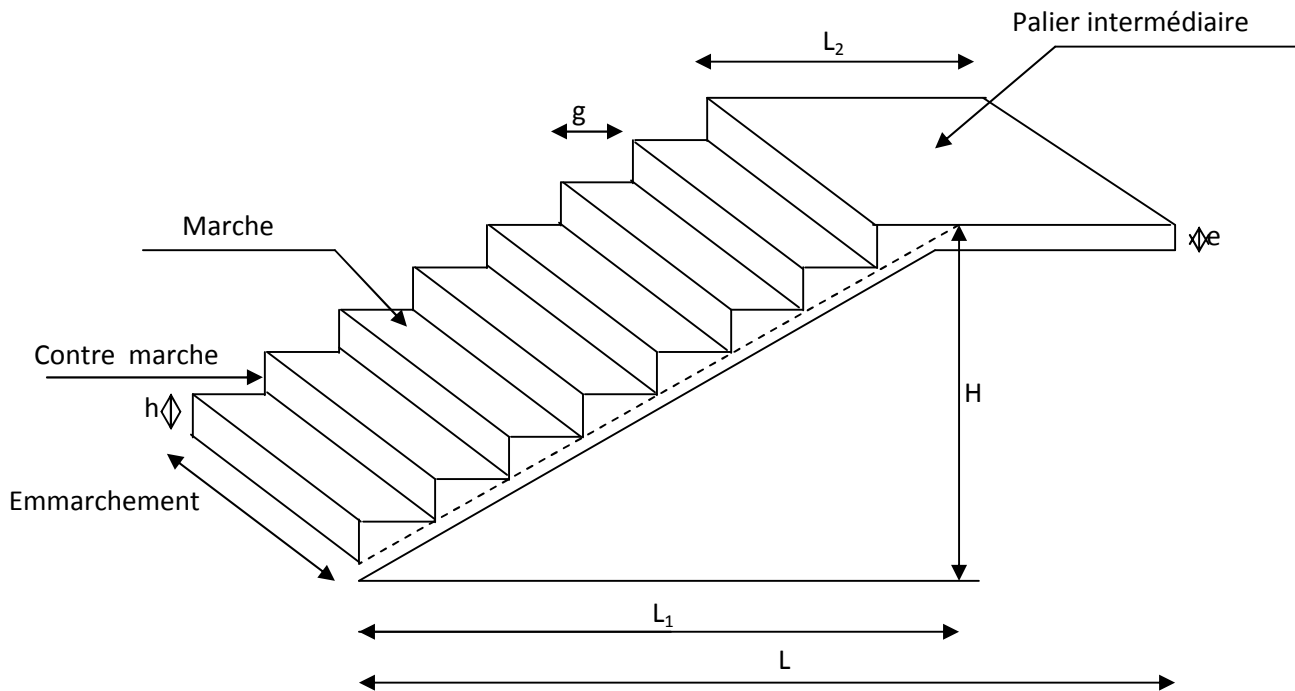


Figure III.28 : Coupe verticale de l'escalier

- La marche est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- La contremarche est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18cm.
- Le giron g est la distance en plan séparant deux contremarches successives.
- La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est L_1 .
- La paillasse d'épaisseur e_p , est la dalle en béton armé incorporant les marches et contremarches.
- L'embranchement E représente la largeur de la marche.
- le palier de longueur L_2 , est l'élément intermédiaire entre deux volées
La montée H représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs

Etage courant $H=3,06m$:(2 volées un seul palier de repos)

III.5.1) Pré dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

1) marches et contremarches :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad [\text{cm}]$$

Où : h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm].

On adopte : $h=17$ cm.

2) Le nombre de contremarches (n) est donné par :

$$n = H/h.$$

Pour l'étage courant $H = 3.06$ m.

$$\text{alors : } n = 3.06/0.17 = 18.$$

Comme l'étage courant comporte deux paillasse identiques, on aura alors 9 contremarche et 8 marche par volée

Vérification de la relation de BLONDEL

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

$$59 \leq 2 \times 17 + g \leq 66 \quad \text{cm}$$

$$25 \leq g \leq 32 \quad \text{cm}$$

Donc $g=30$ cm

1^{er} volée :

3) Pré-dimensionnement de la paillasse :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{L_1}{L} \Rightarrow L = \frac{L_1}{\sin \alpha} = \frac{0.17 \times 9}{0.49} = 3,10 \text{m}$$

$$\cos \alpha = \frac{L_0}{L} \Rightarrow L_0 = 2.7 \text{m}$$

$$\frac{2.7}{30} = 9 < e_p < \frac{2.7}{20} = 13,5$$

Soit : $e_p = 12$ cm

III.5.2) Détermination des charges et des surcharges:

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et de projection horizontale de la volée on considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

Les charges permanentes :

Palier : $G_{pl}=6,1\text{Kn/m}^2$

Volée : $G_{ps}=9,81\text{Kn/m}^2$

Les charges d'exploitation : Selon le DTR C2-2 pour une construction à usage d'habitation $Q=2,5\text{Kn/m}^2$ pour tout le palier et la volée.

A) Calcul des sollicitations

Combinaison de charge à l ELU :

Paillasse : $q_{ps} = \{1,35 G_{ps} + 1,5 Q_{ps}\} \times 1\text{m}$

Palier : $q_{pl} = \{1,35 G_{pl} + 1,5 Q_{pl}\} \times 1\text{m}$

Mur : : $q_m = 1,35 G_m \times (h - e_p)$

$q_{ps} = [1.35 \times 9,81 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 16,99 \text{ KN/ml}$

$q_{pl} = [1.35 \times 6,1 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 11,98 \text{ KN/ml}$

$q_m = 1,35 \times 2,36 \times (3,06 - 0,15) = 9,27 \text{ KN/ml}$

$q_{ps} = 16,99 \text{ Kn/ml}$ $q_{pl} = 11,98 \text{ Kn/ml}$ $q_m = 9,27 \text{ KN/ml}$

Réaction aux appuis:

$R_A + R_B = 70,11$

$R_A = 32,56 \text{ KN}$ et $R_B = 37,55 \text{ KN}$

Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

Tronçon(m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _Y (KN)	M _Z (KN.m)
$0 \leq X \leq 2,7$	$32,56 - 16,99x$	$32,56x - 16,99x^2/2$	0,00	32,56	0
			2,70	-13,31	25,98
$2,7 \leq X \leq 3,95$	$32,56 - 45,87 - 11,98(x - 2,7)$	$32,56x - 45,87(x - 1,35) - 5,99(x - 2,7)^2$	2,70	-13,31	25,98
			3,95	-28,28	0

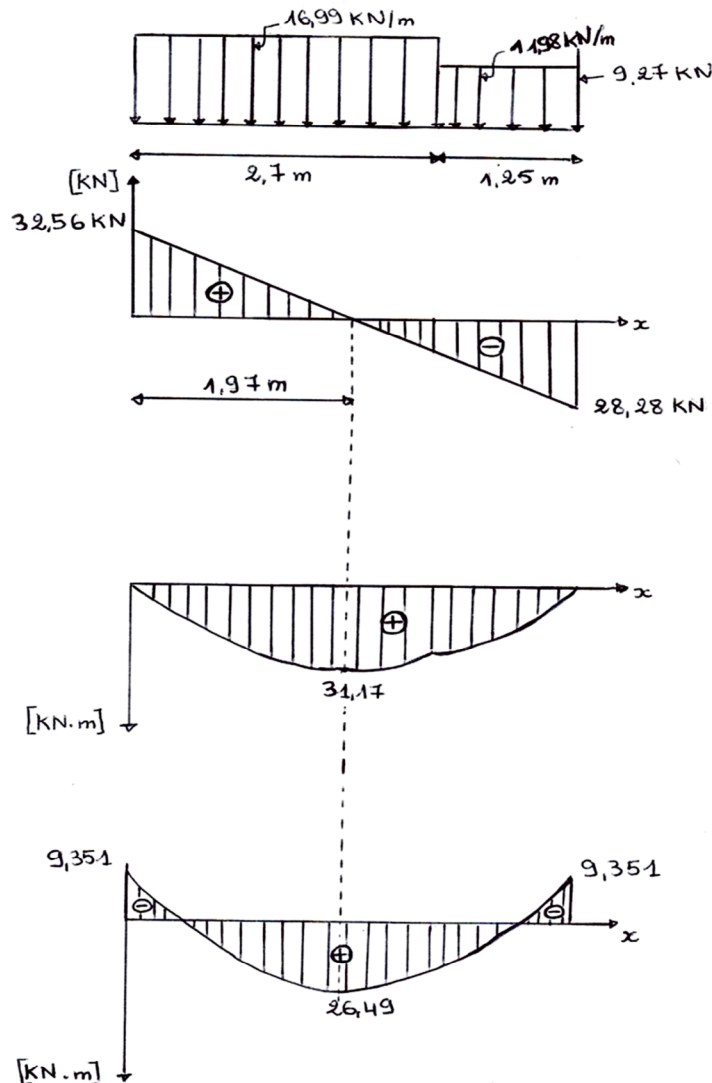
Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x=1,975\text{m}$ d'où $M_z^{\text{max}}=31,17\text{KNm}$

$M_0 = M_z^{\text{max}} = 31,17\text{KNm}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_z^{\text{max}} = -9,351\text{KNm}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_z^{\text{max}} = 26,49\text{KNm}$

Diagramme des efforts internes :



Calcul des armatures:

➤ Armatures principales :

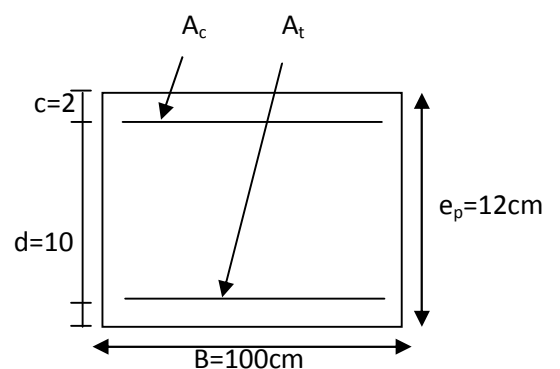
a) En travée $\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26,49 \times 10^6}{1000 \times 100^2 \times 14,2} = 0,186 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$

$\mu = 0,186 \rightarrow \beta = 0,896$

$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26,49 \times 10^3}{0,896 \times 10 \times 348} = 8,49 \text{ cm}^2$

Soit: 6HA14 = 9,24 cm²/ml

Avec un espacement de 15cm



b) Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,351 \times 10^6}{1000 \times 100^2 \times 14.2} = 0.066 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.066 \rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_a = \frac{9,351 \times 10^3}{0.966 \times 10 \times 348} = 2,78 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 25cm.

➤ Armatures de répartition:

$$\text{a) En travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{b) En appui : } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 25cm.

Vérifications à effectuée :**1) Condition de non fragilité : Art.4.2.1 BAEL91**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1,21 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En travée : } A_t = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,21 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,21 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Ecartement des barres: (Art A.8.2.42 /BAEL91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ Armatures principales : $e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$

$$\left. \begin{array}{l} \text{a) Travée : } e = 15 \text{ cm} \\ \text{b) Appuis : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 33\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Avec : } h_t = 12\text{cm}$$

➤ Armatures de répartition: $e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 45\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Avec : } h_t = 15\text{cm}$$

2) Vérification au cisaillement : (BAEL99, Art 5.11.211)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_{\max} = 32,56 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{32,56 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0,325 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3) Influence de l'effort tranchant sur le béton

$$T_u \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 10^3 \times 0,9 \times 100 \times \frac{25}{1,5} = 600 \text{ Kn}$$

$$T_u = 32,56 \text{ Kn} \leq 600 \text{ Kn} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Influence des armatures : il faut avoir :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9d}) = \frac{1,15}{400} \left(32,56 + \frac{9,351 \times 10^3}{0,9 \times 10} \right) = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 3,08 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99 Art A6.1.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

Avec τ_{se} : la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$\sum U_i$: la somme de périmètre utile des barres.

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} \sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 4 \times 10 \times 3,14 = 125,6 \text{ mm} \\ \tau_{se} = \frac{32,56 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 125,6} = 2,88 \text{ Mpa} \\ \tau_{se} = 2,88 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} \sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 6 \times 14 \times 3,14 = 263,76 \text{ mm} \\ \tau_{se} = \frac{32,56 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 263,76} = 1,372 \text{ Mpa} \\ \tau_{se} = 1,372 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Ancrage des barres aux appuis (BAEL91/Art A.6.1.221) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 35 \text{ cm}$

III.5.5) Calcul à l'ELS :

1) Combinaison des charges :

Paillasse : $q_{ps} = \{G_{ps} + Q_{ps}\} \times 1 \text{ m}$

Palier : $q_{pl} = \{G_{pl} + Q_{pl}\} \times 1 \text{ m}$

Mur : $q_m = G_m \times (h - e_p)$

$$q_{ps} = [9,81 + 2.5] \times 1 = 12,31 \text{ KN/ml}$$

$$q_{pl} = [6,1 + 2.5] \times 1 = 8,6 \text{ KN/ml}$$

$$q_m = 2,36 \times (3,06 - 0,15) = 9,27 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ps} = 12,31 \text{ Kn/ml}$$

$$q_{pl} = 8,60 \text{ Kn/ml}$$

$$q_m = 6,86 \text{ Kn/ml}$$

Calcul les réactions des appuis :

$$R_A + R_B = 50,85 \text{ KN}$$

$$R_A = 23,58 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 27,27 \text{ KN}$$

Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants :

Tronçon(m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _Y (KN)	M _Z (KN.m)
$0 \leq X \leq 2,7$	$23,58 - 12,31x$	$23,58x - 12,31x^2/2$	0,00	23,58	0
			2,70	-9,65	18,80
$2,7 \leq X \leq 3,95$	$23,58 - 33,23 - 8,60(x - 2,7)$	$23,58x - 33,23(x - 1,35) - 4,3(x - 2,7)^2$	2,70	-9,65	18,80
			3,95	-20,4	0

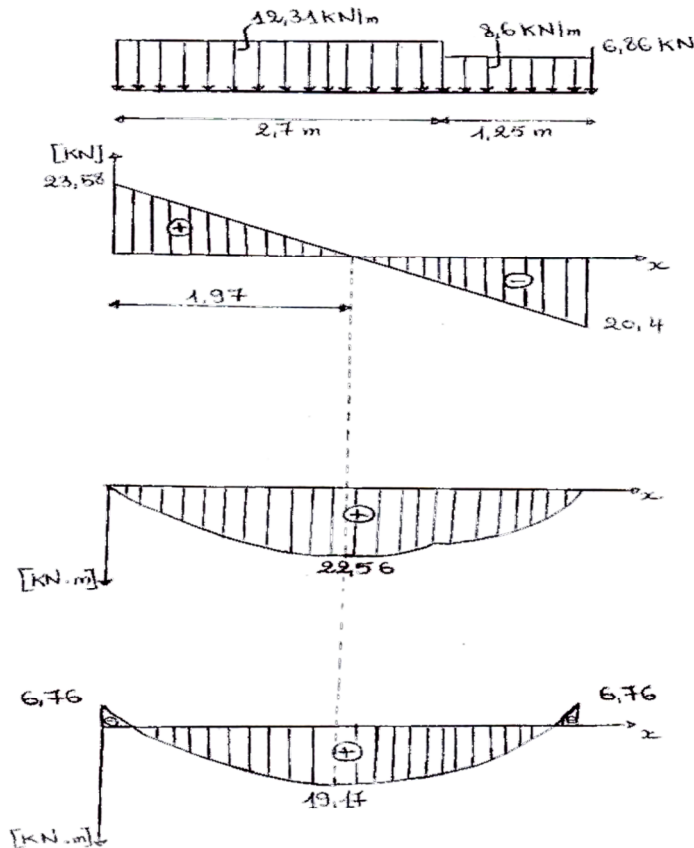
Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1,975 \text{ m}$ d'où $M_z^{\max} = 22,56 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_z^{\max} = 22,56 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times M_z^{\max} = -6,768 \text{ KNm}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_z^{\max} = 19,17 \text{ KNm}$$

Diagramme des efforts internes :



Vérification à l'ELS :

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

La fissuration est considérée comme peu nuisible alors aucune vérification n'est nécessaire alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

➤ **Etat limite de compression dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Aux appuis : $\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 10} = 0,314$

$\beta_1 = 0,912 \implies \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0,264$

$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,0239$

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

$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6,768 \times 10^6}{0,912 \times 100 \times 3,14 \times 10^2} = 236,34Mpa$

$\sigma_b = K_1 \times \sigma_s = 0,0239 \times 236,34 = 5,64Mpa$

$\sigma_b = 5,64Mpa \leq \bar{\sigma}_b = 15Mpa \implies$ Condition vérifiée

$$\text{En travée : } \rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 9,24}{100 \times 10} = 0,924$$

$$\beta_1 = 0,865 \quad \Longrightarrow \quad \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0,405$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,045$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{19,17 \times 10^6}{0,865 \times 100 \times 9,24 \times 10^2} = 239,84 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = K_1 \times \sigma_s = 0,045 \times 239,84 = 10,79 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 10,79 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de déformation : BAEL91 Art 6.5.3**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} : \frac{12}{395} = 0,0303 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \leq \frac{M_{st}}{10M_0} : \frac{12}{395} = 0,0303 \leq \frac{M_{st}}{10M_0} = \frac{19,17}{10 \times 22,56} = 0,084 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} : \frac{A_t}{bd} = \frac{9,24}{100 \times 10} = 0,00924 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

La 1^{er} condition n'est pas vérifiée alors le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche Art B 6.5.2/BAEL91/99

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$Q_s = \max(q_{ps}; q_{pl}; q_m) = \max(12,31; 8,60; 6,86) = 12,31 \text{ Kn/ml}$$

E_v : Module de déformation différé : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

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

I : moment d'inertie de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$\text{On a: } V_1 = \frac{S_{xx'}}{b_0} ; \text{ et } V_2 = h - V_1$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 12^2}{2} + 15 \times 9,24 \times 10 = 8586 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 12 + 15 \times 9,24 = 1338,6 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{b_0} = \frac{8586}{1338,6} = 6,41 \text{ cm}$$

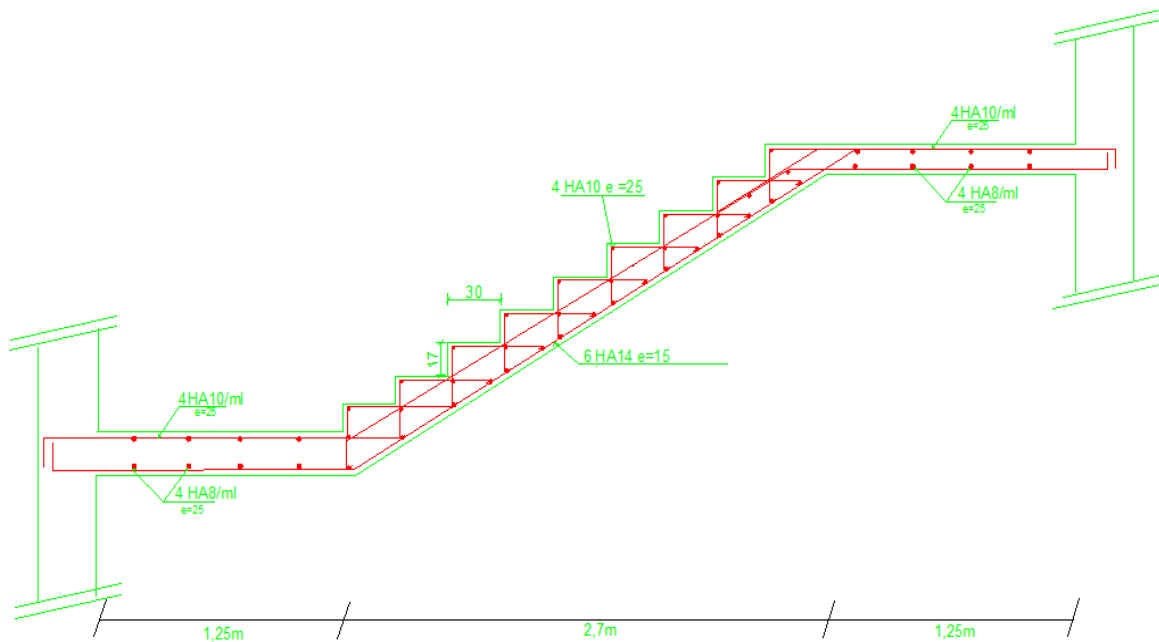
$$V_2 = h - V_1 = 12 - 6,41 = 5,59 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (6,41^3 + 5,59^3) + 15 \times 9,24(5,59 - 2)^2 = 19960,59 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} = \frac{5}{384} \frac{12,31 \times 10^3 \times 3,95^4}{10818,86 \times 19960,59} = 0,00018 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = 0,79 \text{ cm}$$

$$f \leq \bar{f} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Fig1 : Plan de ferrailage de escalier d'étage courant H=3,06m



Le calcul de la deuxième volée de l'étage courant se fait comme le calcul de première volée donc le ferrailage c'est le même.

- Etage courant H=2,89m (2 volées avec un seul palier de repos)

III.5.1) Pré dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

4) marches et contremarches :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad [\text{cm}]$$

Où : h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm].

On adopte : h=17cm.

5) Le nombre de contremarches (n) est donné par :

$$n = H/h.$$

Pour l'étage courant H = 2,89m.

alors : $n = 2,89/0.17 = 17$.

Comme l'étage courant comporte deux paillasses identiques, on aura alors 9 contremarche et 8 marche pour 1^{er} volée et pour 2^{eme} volée 8 contremarche et 7 marche

Vérification de la relation de BLONDEL

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

$$59 \leq 2 \times 17 + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

Donc $g=30\text{cm}$

1^{er} volée :

6) Pré-dimensionnement de la paillasse :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{L_1}{L} \Rightarrow L = \frac{L_1}{\sin \alpha} = \frac{0.17 \times 9}{0.49} = 3,10 \text{ m}$$

$$\cos \alpha = \frac{L_0}{L} \Rightarrow L_0 = 2.7 \text{ m}$$

$$\frac{2,7}{30} = 9 < e_p < \frac{2,7}{20} = 13,5$$

Soit : $e_p = 12 \text{ cm}$

III.5.2) Détermination des charges et des surcharges:

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et de projection horizontale de la volée on considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

Les charges permanentes :

$$\text{Palier} : G_{pl} = 6,1 \text{ Kn/m}^2$$

$$\text{Volée} : G_{ps} = 9,81 \text{ Kn/m}^2$$

Les charges d'exploitation : Selon le DTR C2-2 pour une construction à usage d'habitation $Q = 2,5 \text{ Kn/m}^2$ pour tout le palier et la volée.

B) Calcul des sollicitations

Combinaison de charge à 1 ELU :

Paillasse : $q_{ps} = \{1,35 G_{ps} + 1,5 Q_{ps}\} \times 1m$

Palier : $q_{pl} = \{1,35 G_{pl} + 1,5 Q_{pl}\} \times 1m$

Mur : $q_m = 1,35 G_m \times (h - e_p)$

$q_{ps} = 16,99 \text{ Kn/ml}$

$q_{pl} = 11,98 \text{ Kn/ml}$

$q_m = 9,27 \text{ KN/ml}$

Réaction aux appuis:

$R_A + R_B = 70,11$

$R_A = 32,56 \text{ KN}$ et $R_B = 37,55 \text{ KN}$

Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

Tronçon(m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _Y (KN)	M _Z (KN.m)
$0 \leq X \leq 2,7$	$32,56 - 16,99x$	$32,56x - 16,99x^2/2$	0,00	32,56	0
			2,70	-13,31	25,98
$2,7 \leq X \leq 3,95$	$32,56 - 45,87 - 11,98(x - 2,7)$	$32,56x - 45,87(x - 1,35) - 5,99(x - 2,7)^2$	2,70	-13,31	25,98
			3,95	-28,28	0

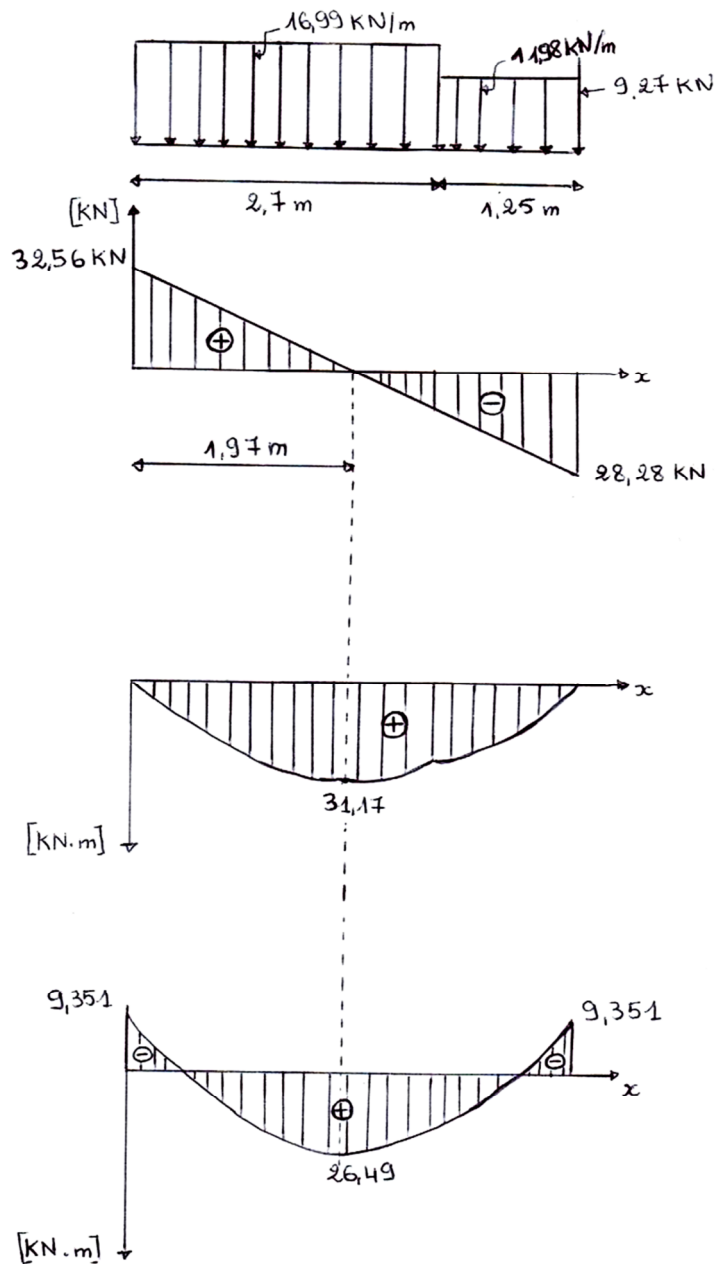
Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1,975m$ d'où $M_Z^{\max} = 31,17 \text{ KNm}$

$M_0 = M_Z^{\max} = 31,17 \text{ KNm}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_Z^{\max} = -9,351 \text{ KNm}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_Z^{\max} = 26,49 \text{ KNm}$

Diagramme des efforts internes :

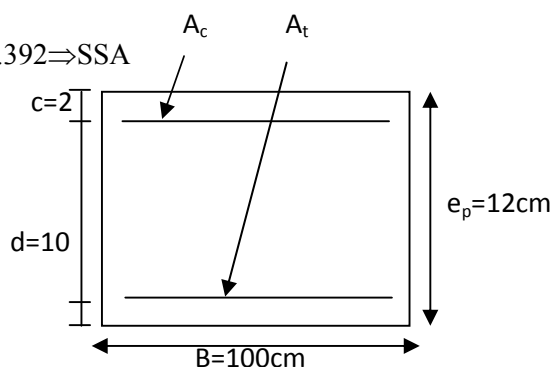


Calcul des armatures:

Armatures principales :

En travée $\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26,49 \times 10^6}{1000 \times 100^2 \times 14,2} = 0,186 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$

$\mu = 0,186 \rightarrow \beta = 0,896$



$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26,49 \times 10^3}{0,896 \times 10 \times 348} = 8,49 \text{ cm}^2$$

Soit: 6HA14 = 9,24 cm²/ml

Avec un espacement de 15 cm

c) Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,351 \times 10^6}{1000 \times 100^2 \times 14,2} = 0,066 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,066 \rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_a = \frac{9,351 \times 10^3}{0,966 \times 10 \times 348} = 2,78 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement de 25 cm.

Armatures de répartition:

a) En travée : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$ soit 4HA10 = 3,14 cm²/ml.

b) En appui : $A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$ soit 4HA8 = 2,01 cm²/ml.

Avec un espacement de 25 cm.

Vérifications à effectuée :

Condition de non fragilité : Art.4.2.1 BAEL91

$$A_{\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} = 1,21 \text{ cm}^2.$$

En travée : $A_t = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,21 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,21 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Ecartement des barres: (Art A.8.2.42 /BAEL91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Armatures principales :** $e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$

Travée : $e = 15 \text{ cm}$	}	$< 33\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.
Appuis : $e = 25 \text{ cm}$		

Avec : $h_t = 12 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition:** $e \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 45 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Avec : $h_t = 15 \text{ cm}$

5) Vérification au cisaillement : (BAEL99, Art 5.11.211)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_{\max} = 32,56 \text{ kN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{32,56 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0,325 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

6) Influence de l'effort tranchant sur le béton

$$T_u \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 10^3 \times 0,9 \times 100 \times \frac{25}{1,5} = 600 \text{ Kn}$$

$$T_u = 32,56 \text{ Kn} \leq 600 \text{ Kn} \implies \text{condition vérifiée}$$

Influence des armatures : il faut avoir :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(32,56 + \frac{9,351 \times 10^3}{0,9 \times 10} \right) = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 3,08 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

7) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99 Art A6.1.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

Avec τ_{se} : la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$\sum U_i$: la somme de périmètre utile des barres.

$$\text{Aux appuis : } \left\{ \begin{array}{l} \sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 4 \times 10 \times 3,14 = 125,6 \text{ mm} \\ \tau_{se} = \frac{32,56 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 125,6} = 2,88 \text{ MPa} \\ \tau_{se} = 2,88 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\text{En travée : } \left\{ \begin{array}{l} \sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 6 \times 14 \times 3,14 = 263,76 \text{ mm} \\ \tau_{se} = \frac{32,56 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 263,76} = 1,372 \text{ Mpa} \\ \tau_{se} = 1,372 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \end{array} \right. \implies \text{Condition vérifiée}$$

Ancrage des barres aux appuis (BAEL91/Art A.6.1.221) :

$$L_S = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } L_S = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

On prend $L_S = 35 \text{ cm}$

III.5.5) Calcul à l'ELS :

2) Combinaison des charges :

$$\text{Paillasse : } q_{ps} = \{G_{ps} + Q_{ps}\} \times 1 \text{ m}$$

$$\text{Palier : } q_{pl} = \{G_{pl} + Q_{pl}\} \times 1 \text{ m}$$

$$\text{Mur : } q_m = G_m \times (h - e_p)$$

$$q_{ps} = [9,81 + 2,5] \times 1 = 12,31 \text{ KN/ml}$$

$$q_{pl} = [6,1 + 2,5] \times 1 = 8,6 \text{ KN/ml}$$

$$q_m = 2,36 \times (3,06 - 0,15) = 9,27 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ps} = 12,31 \text{ Kn/ml}$$

$$q_{pl} = 8,60 \text{ Kn/ml}$$

$$q_m = 6,86 \text{ Kn/ml}$$

Calcul les réactions des appuis :

$$R_A + R_B = 50,85 \text{ KN}$$

$$R_A = 23,58 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 27,27 \text{ KN}$$

Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants :

Tronçon(m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _Y (KN)	M _Z (KN.m)
0 ≤ X ≤ 2,7	23,58 - 12,31x	23,58x - 12,31x ² /2	0,00	23,58	0
			2,70	-9,65	18,80
2,7 ≤ X ≤ 3,95	23,58 - 33,23 - 8,60(x - 2,7)	23,58x - 33,23(x - 1,35) - 4,3(x - 2,7) ²	2,70	-9,65	18,80
			3,95	-20,4	0

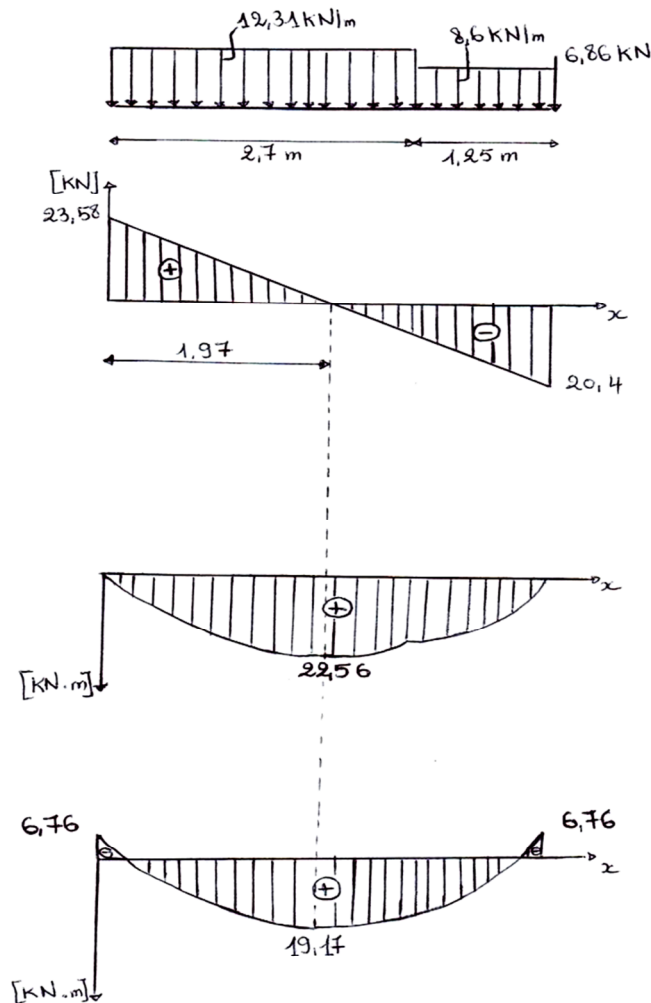
Le moment M_Z(x) est maximal pour la valeur de x=1,975m d'où M_Z^{max}=22,56KNm

M₀=M_Z^{max}=22,56KNm

Aux appuis : M_a= -0.3xM_Z^{max}= -6,768KNm

En travée : M_t=0.85xM_Z^{max}= 19,17KNm

Diagramme des efforts internes :



3) Vérification à l'ELS :**➤ Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible alors aucune vérification n'est nécessaire alors la section est justifiée vis à vis des ouvertures des fissures.

➤ Etat limite de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\text{Aux appuis : } \rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 10} = 0,314$$

$$\beta_1 = 0,912 \quad \Longrightarrow \quad \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0,264$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,0239$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6,768 \times 10^6}{0,912 \times 100 \times 3,14 \times 10^2} = 236,34 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = K_1 \times \sigma_s = 0,0239 \times 236,34 = 5,64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 5,64 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } \rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 9,24}{100 \times 10} = 0,924$$

$$\beta_1 = 0,865 \quad \Longrightarrow \quad \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0,405$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,045$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{19,17 \times 10^6}{0,865 \times 100 \times 9,24 \times 10^2} = 239,84 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = K_1 \times \sigma_s = 0,045 \times 239,84 = 10,79 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 10,79 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Etat limite de déformation : BAEL91 Art 6.5.3

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} : \frac{12}{395} = 0,0303 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \leq \frac{M_{st}}{10M_0} \cdot \frac{12}{395} = 0,0303 \leq \frac{M_{st}}{10M_0} = \frac{19,17}{10 \times 22,56} = 0,084 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} : \frac{A_t}{bd} = \frac{9,24}{100 \times 10} = 0,00924 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

La 1^{er} condition n'est pas vérifiée alors le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche Art B 6.5.2/BAEL91/99

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$Q_s = \max(q_{ps}; q_{pl}; q_m) = \max(12,31; 8,60; 6,86) = 12,31 \text{ Kn/ml}$$

E_v : Module de déformation différé : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

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

I : moment d'inertie de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

On a: $V_1 = \frac{S_{xx'}}{b_0}$; et $V_2 = h - V_1$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 12^2}{2} + 15 \times 9,24 \times 10 = 8586 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 12 + 15 \times 9,24 = 1338,6 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{b_0} = \frac{8586}{1338,6} = 6,41 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12 - 6,41 = 5,59 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3}(6,41^3 + 5,59^3) + 15 \times 9,24(5,59 - 2)^2 = 19960,59 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} = \frac{5}{384} \frac{12,31 \times 10^3 \times 3,95^4}{10818,86 \times 19960,59} = 0,00018 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = 0,79 \text{ cm}$$

$f \leq \bar{f}$ \longrightarrow Condition vérifiée

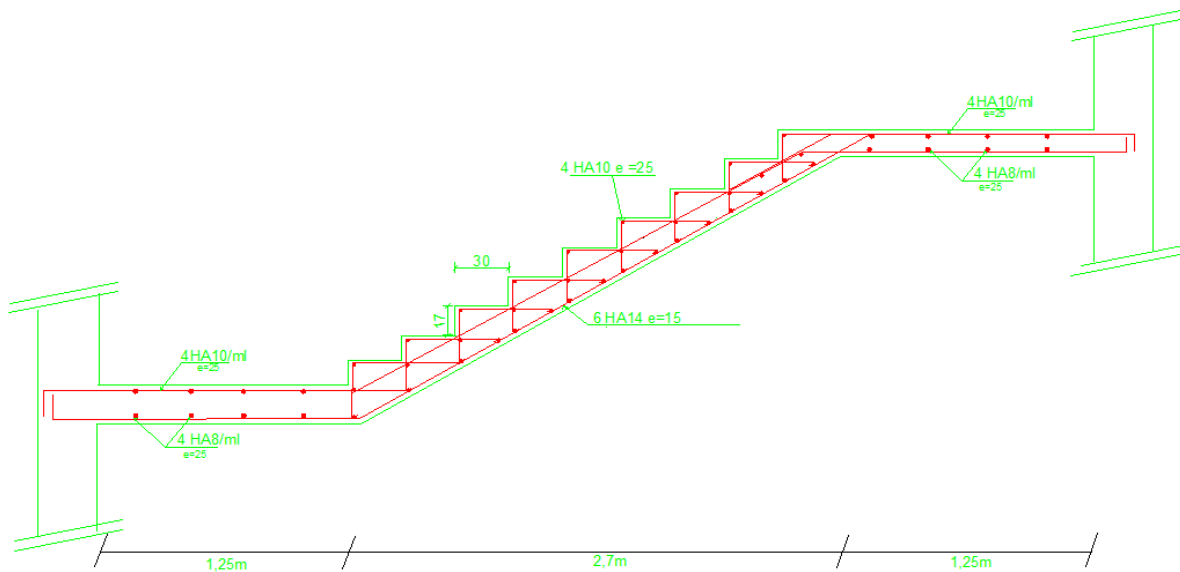


Fig2 : Plan de ferrailage 1^{er} volée d'escalier d'étage courant H=2,89m

2^{ème} volée :

7) Pré-dimensionnement de la paillasse :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{L_1}{L} \Rightarrow L = \frac{L_1}{\sin \alpha} = \frac{0,17 \times 8}{0,49} = 2,77 \text{ m}$$

$$\cos \alpha = \frac{L_0}{L} \Rightarrow L_0 = 2,4 \text{ m}$$

$$\frac{240}{30} = 8 < e_p < \frac{240}{20} = 12$$

Soit : $e_p = 12 \text{ cm}$

III.5.2) Détermination des charges et des surcharges:

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et de projection horizontale de la volée on considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

Les charges permanentes :

$$\text{Palier : } G_{pl} = 6,1 \text{ Kn/m}^2$$

$$\text{Volée : } G_{ps} = 9,81 \text{ Kn/m}^2$$

Les charges d'exploitation : Selon le DTR C2-2 pour une construction à usage d'habitation $Q = 2,5 \text{ Kn/m}^2$ pour tout le palier et la volée.

C) Calcul des sollicitations

Combinaison de charge à l'ELU :

$$\text{Paillasse : } q_{ps} = \{1,35 G_{ps} + 1,5 Q_{ps}\} \times 1 \text{ m}$$

$$\text{Palier : } q_{pl} = \{1,35 G_{pl} + 1,5 Q_{pl}\} \times 1 \text{ m}$$

$$\text{Mur : } q_m = 1,35 G_m \times (h - e_p)$$

$$q_{ps} = 16,99 \text{ Kn/ml} \quad q_{pl} = 11,98 \text{ Kn/ml} \quad q_m = 9,27 \text{ KN/ml}$$

Réaction aux appuis:

$$R_A + R_B = 79,99 \text{ KN}$$

$$R_A = 35,36 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_B = 44,63 \text{ KN}$$

Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X(m)	T _Y (KN)	M _Z (KN.m)
$0 \leq X \leq 1,25$	$35,36 - 11,98x$	$35,36x - 11,98 \frac{x^2}{2}$	0,00	35,36	0
			1,25	20,39	34,84
$1,25 \leq X \leq 3,65$	$20,39 - 16,99(x - 1,25)$	$35,36x - 14,975(x - 0,625) - 8,495(x - 1,25)^2$	1,25	20,39	34,84
			3,65	-20,38	34,84
$3,65 \leq X \leq 4,90$	$-20,39 - 11,98(x - 3,65)$	$35,36x - 14,975(x - 0,625) - 40,77(x - 2,45) - 5,99(x - 3,65)^2$	3,65	-20,38	34,84
			4,9	-35,36	0

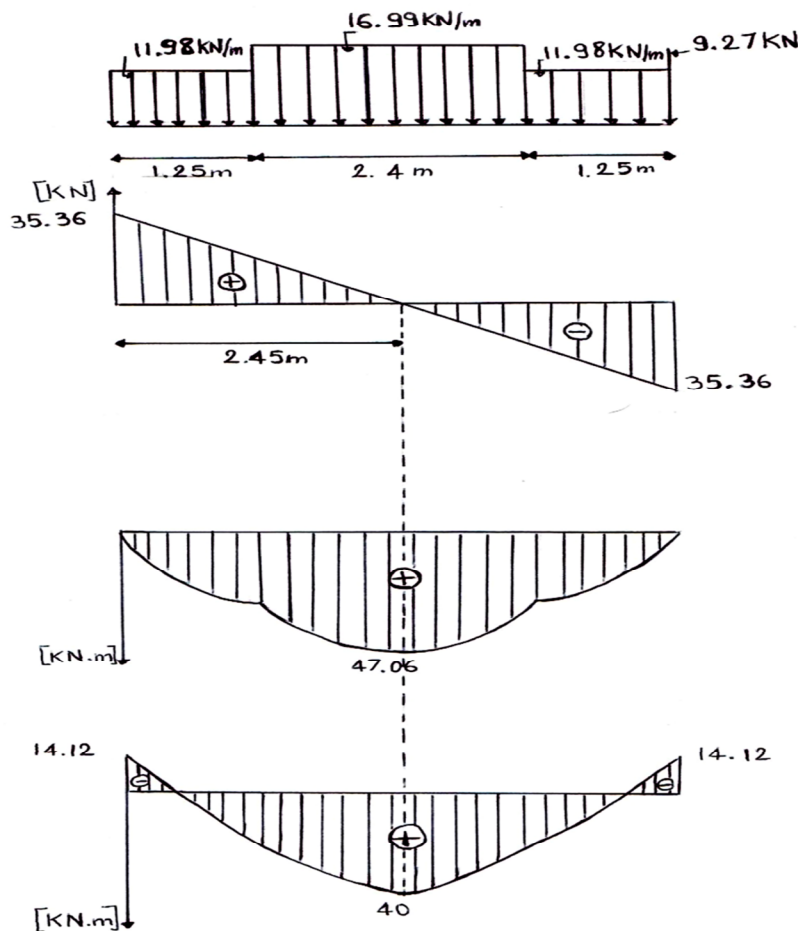
Le moment $M_z(x)$ est maximal pour la valeur de $x=2,45m$ d'où $M_z^{max}=47,06KNm$

$M_0 = M_z^{max} = 47,06KNm$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_z^{max} = -14,12KNm$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_z^{max} = 40KNm$

Diagramme des efforts internes :



Calcul des armatures:**Armatures principales :**

$$\text{En travée } \mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{40 \times 10^6}{1000 \times 100^2 \times 14.2} = 0.281 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.281 \rightarrow \beta = 0.831$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{40 \times 10^3}{0.832 \times 10 \times 348} = 13.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 4\text{HA}16 + 2\text{HA}20 = 8.04 + 6.28 = 14.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement de 15cm

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14.12 \times 10^6}{1000 \times 100^2 \times 14.2} = 0.099 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.099 \rightarrow \beta = 0.9475$$

$$A_a = \frac{14.12 \times 10^3}{0.9475 \times 10 \times 348} = 4.28 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement de 15cm.

Armatures de répartition:

$$\text{a) En travée: } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{14.32}{4} = 3.58 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{b) En appui: } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Avec un espacement de 25cm.

Vérifications à effectuée :**Condition de non fragilité : Art.4.2.1 BAEL91**

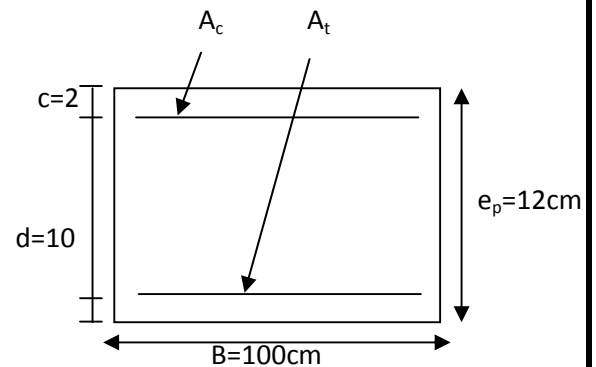
$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En travée: } A_t = 14.32 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.21 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Aux appuis: } A_a = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.21 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Ecartement des barres: (Art A.8.2.42 /BAEL91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :



- **Armatures principales :** $e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.
- | | | | | |
|----------|--------------------|---|--------------------------|---------------------|
| Travée : | $e = 15\text{ cm}$ | } | $< 33\text{cm} \implies$ | condition vérifiée. |
| Appuis : | $e = 15\text{ cm}$ | | | |

Avec : $h_t = 12\text{cm}$

- **Armatures de répartition:** $e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.
- | | | | | |
|----------|--------------------|---|--------------------------|---------------------|
| Travée : | $e = 25\text{ cm}$ | } | $< 45\text{cm} \implies$ | condition vérifiée. |
| Appuis : | $e = 25\text{ cm}$ | | | |

Avec : $h_t = 12\text{cm}$

8) Vérification au cisaillement : (BAEL99, Art 5. 11. 211)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{ MPa}\right) = 3,33\text{ MPa}.$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_{\max} = 35,36\text{KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{35,36 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0,353\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

9) Influence de l'effort tranchant sur le béton

$$T_u \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 10^3 \times 0,9 \times 100 \times \frac{25}{1,5} = 600\text{ Kn}$$

$$T_u = 35,36\text{Kn} \leq 600\text{Kn} \implies \text{condition vérifiée}$$

Influence des armatures : il faut avoir :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9d}) = \frac{1,15}{400} (35,36 + \frac{14,12 \times 10^3}{0,9 \times 10}) = 4,61\text{cm}^2$$

$$A_a = 4,71\text{cm}^2 > 4,61\text{cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

10) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99 Art A6.1.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

Avec τ_{se} : la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$\sum U_i$: la somme de périmètre utile des barre.

Aux appuis :	{	$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 6 \times 10 \times 3,14 = 188,4\text{mm}$	\implies	Condition vérifiée
		$\tau_{se} = \frac{35,36 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 188,4} = 2,08\text{Mpa}$		
		$\tau_{se} = 2,08\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{Mpa}$		

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = (4 \times 16 + 2 \times 20) \times 3,14 = 326,56 \text{ mm} \\ \tau_{se} = \frac{35,36 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 326,56} = 1,203 \text{ Mpa} \\ \tau_{se} = 1,203 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ Mpa} \end{array} \right. \implies \text{Condition vérifiée}$$

Ancrage des barres aux appuis (BAEL91/Art A.6.1.221) :

$$L_S = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } L_S = \frac{0,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 21,16 \text{ cm}$$

On prend $L_S = 25 \text{ cm}$

III.5.5) Calcul à l'ELS :

4) Combinaison des charges :

Paillasse : $q_{ps} = \{G_{ps} + Q_{ps}\} \times 1 \text{ m}$

Palier : $q_{pl} = \{G_{pl} + Q_{pl}\} \times 1 \text{ m}$

Mur : $q_m = G_m \times (h - e_p)$

$q_{ps} = 12,31 \text{ Kn/ml}$ $q_{pl} = 8,60 \text{ Kn/ml}$ $q_m = 6,86 \text{ Kn/ml}$

Calcul les réactions des appuis :

$R_A + R_B = 57,90 \text{ KN}$

$R_A = 23,78 \text{ KN}$ et $R_B = 34,12 \text{ KN}$

Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants :

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X(m)	T _Y (KN)	M _Z (KN.m)
0 ≤ X ≤ 1,25	23,78 - 8,6x	$23,78x - 8,6 \frac{x^2}{2}$	0,00	23,78	0
			1,25	13,03	23,01
1,25 ≤ X ≤ 3,65	13,03 - 12,31(x - 1,25)	$23,78x - 10,75(x - 0,625) - 6,155(x - 1,25)^2$	1,25	13,03	23,01
			3,65	-16,51	18,83
3,65 ≤ X ≤ 4,90	-16,51 - 8,6(x - 3,65)	$23,78x - 10,75(x - 0,625) - 29,54(x - 2,45) - 4,3(x - 3,65)^2$	3,65	-16,51	18,83
			4,9	-27,26	0

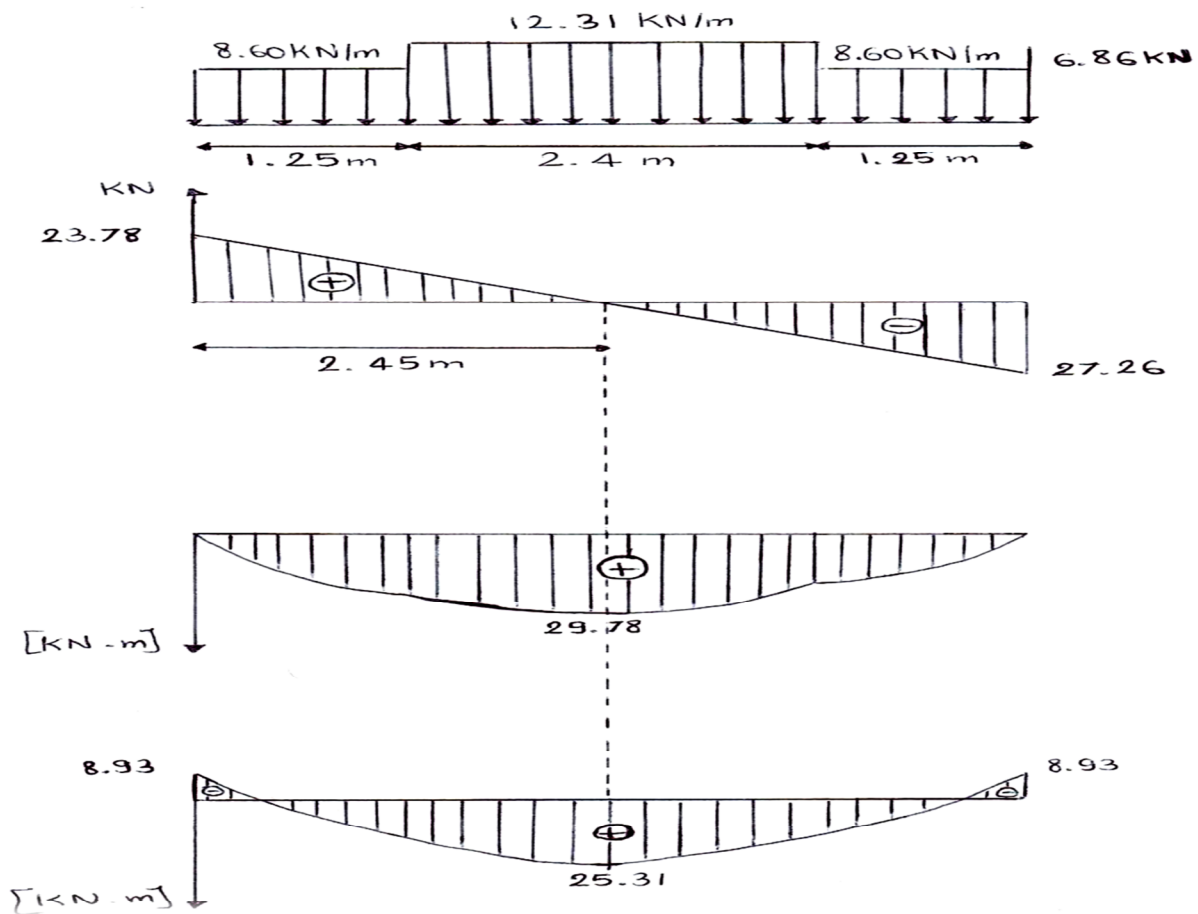
Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 2,45 \text{ m}$ d'où $M_Z^{\max} = 29,78 \text{ KNm}$

$M_0 = M_Z^{\max} = 29,78 \text{ KNm}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_Z^{\max} = -8,93 \text{ KNm}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_Z^{\max} = 25,31 \text{ KNm}$

Diagramme des efforts internes :



5) Vérification à l'ELS :

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible alors aucune vérification n'est nécessaire alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

➤ Etat limite de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Aux appuis : $\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 10} = 0,471$

$\beta_1 = 0,896 \quad \longrightarrow \quad \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0,312$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,0302$$

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

$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{8,93 \times 10^6}{0,896 \times 100 \times 4,71 \times 10^2} = 211,60Mpa$

$\sigma_b = K_1 \times \sigma_s = 0,0302 \times 211,60 = 6,39Mpa$

$$\sigma_b = 6,39 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } \rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 14,32}{100 \times 10} = 1,432$$

$$\beta_1 = 0,842 \quad \Longrightarrow \quad \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0,474$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,060$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{25,31 \times 10^6}{0,842 \times 100 \times 14,32 \times 10^2} = 209,91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = K_1 \times \sigma_s = 0,0600 \times 209,91 = 12,59 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 12,59 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de déformation : BAEL91 Art 6.5.3**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} : \frac{12}{490} = 0,0244 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \leq \frac{M_{st}}{10M_0} : \frac{12}{490} = 0,0244 \leq \frac{M_{st}}{10M_0} = \frac{25,31}{10 \times 29,78} = 0,0849 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} : \frac{A_t}{bd} = \frac{14,32}{100 \times 10} = 0,01432 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

La 1^{er} condition n'est pas vérifiée alors le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche Art B 6.5.2/BAEL91/99

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$Q_s = \max(q_{ps}; q_{pl}; q_m) = \max(12,31; 8,60; 6,86) = 12,31 \text{ Kn/ml}$$

E_v : Module de déformation différé : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

I : moment d'inertie de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$\text{On a: } V_1 = \frac{S_{xx'}}{b_0} \quad ; \quad \text{et } V_2 = h - V_1$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 12^2}{2} + 15 \times 14,32 \times 10 = 9348 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 12 + 15 \times 14,32 = 1414,8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{b_0} = \frac{9348}{1414,8} = 6,60 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12 - 6,60 = 5,4m$$

$$I = \frac{100}{3}(6,6^3 + 5,4^3) + 15 \times 14,32(5,4 - 2)^2 = 15562,32cm^2$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} = \frac{5}{384} \frac{12,31 \times 10^3 \times 4,9^4}{10818,86 \times 15562,32} = 0,0421cm \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{490}{500} = 0,98cm$$

$f \leq \bar{f}$ \implies Condition vérifiée

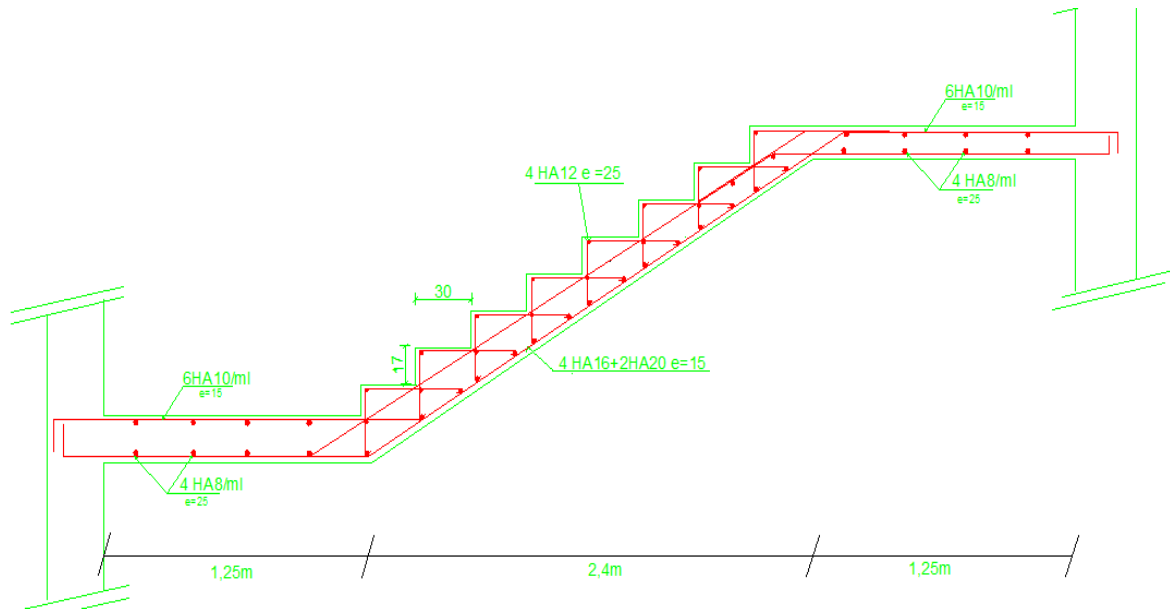


Fig3 : Plan de ferrailage 2^{eme} volée d'escalier d'étage courant H=2,89m

Etude d'escalier de RDC H=4,08m :(3 volées avec deux palier de repos)

III.5.6) Pré-dimensionnement de l'escalier :

Soit : $h=17cm$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{85}{17} = 5$$

$$m = (n-1) = (5-1) = 4$$

1) Relation de BLANDEL :

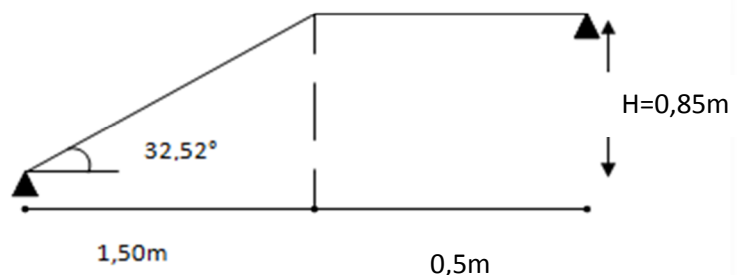
$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 2 \times 17 + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

Donc $g=30cm$

2) Dimensionnement de paillasse :



$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

$$L_0 = \frac{150}{\cos \alpha} + 50 = 227,89 \text{ cm}$$

3) Epaisseur de la paille :

$$\Rightarrow \frac{227,89}{30} \leq e_p \leq \frac{227,89}{20}$$

$$7,59 \text{ cm} \leq e_p \leq 11,39 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Soit : } e_p = 15 \text{ cm}$$

➤ **Les charges permanentes :**

Palier : $G_{pl} = 6,1 \text{ Kn/m}^2$

Volée : $G_{ps} = 9,81 \text{ Kn/m}^2$

➤ **Les charges d'exploitation :**

Selon le DTR C2-2 pour une construction à usage d'habitation $Q = 2,5 \text{ Kn/m}^2$ pour tout le palier et la volée.

1) Calcul des sollicitations :

Combinaison de charge à l'ELU :

Paillasse : $q_{ps} = \{1,35 G_{ps} + 1,5 Q_{ps}\} \times 1 \text{ m}$

Palier : $q_{pl} = \{1,35 G_{pl} + 1,5 Q_{pl}\} \times 1 \text{ m}$

$q_{ps} = 16,99 \text{ Kn/ml}$ et $q_{pl} = 11,98 \text{ Kn/ml}$

2) Calcul des efforts internes :

$R_A + R_B = 40,46 \text{ KN}$

$R_B = 18,52 \text{ KN}$

$R_A = 21,94 \text{ KN}$

3) Moments fléchissant et efforts tranchants

Tronçon(m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _Y (KN)	M _Z (KN.m)
$0 \leq X \leq 1,50$	$R_A - q_{ps}X$	$R_A X - q_{ps}X^2/2$	0,00	21,94	0
			1,50	-3,545	13,79
$1,5 \leq X \leq 2,75$	$R_A - 1,5 q_{ps} - q_{pl}(X - 1,5)$	$R_A X - 25,485(X - 0,75) - 5,99(X - 1,5)^2$	1,50	-3,545	13,79
			2,75	-18,52	0

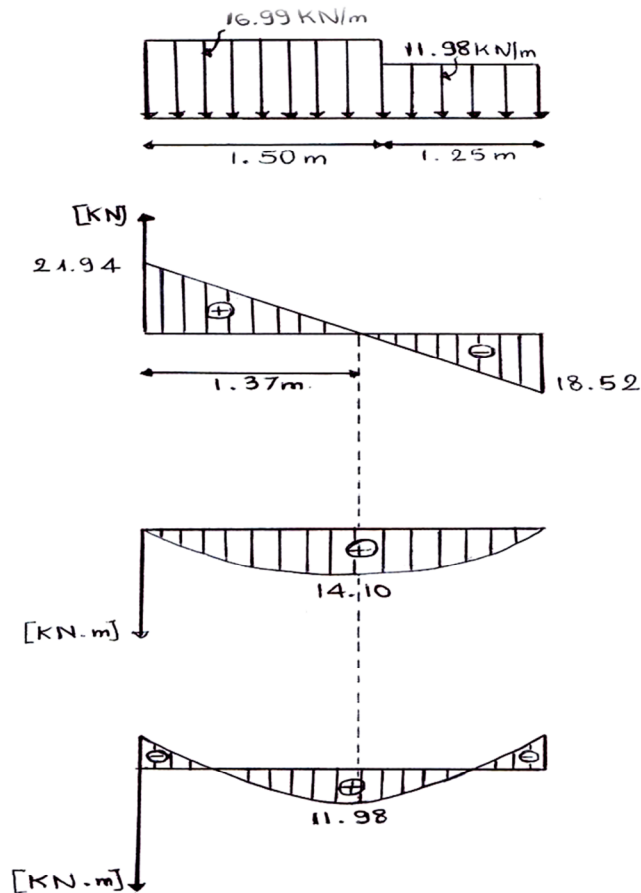
Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 1,375 \text{ m}$ d'où $M_Z^{\max} = 14,10 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\max} = 14,10 \text{ KNm}$$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_Z^{\max} = -4,23 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_Z^{\max} = 11,98 \text{ KN.m}$

Diagramme des efforts internes :



III.5.7) Calcul des armatures

Le calcul des armatures se fera en flexion simple pour une section rectangulaire avec :
 $b=100\text{cm}$, $c=2\text{cm}$, $d=13\text{cm}$

➤ **Les armatures principales :**

a) En travée $\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11,98 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.049 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$

$\mu = 0.049 \rightarrow \beta = 0.974$

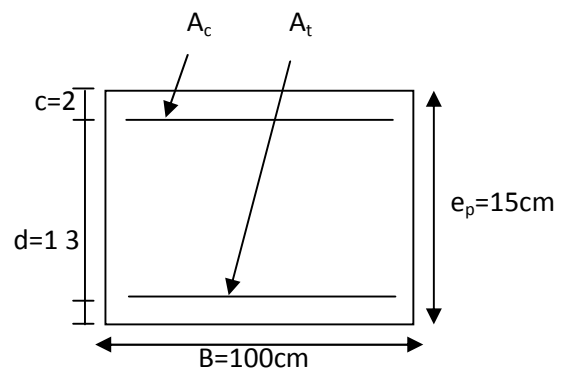
$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,98 \times 10^3}{0.974 \times 13 \times 348} = 2,72 \text{cm}^2$

Soit: 4HA10 = 3,14 cm²/ml

Avec un espacement de 25cm

b) **Aux appuis**

$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,23 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.018 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$



$$\mu = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{4,23 \times 10^3}{0.991 \times 13 \times 348} = 0,94 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 25cm.

Armatures de répartition:

$$\text{a) En travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,789 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{b) En appui : } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 25cm.

III.5.8) Vérifications à effectuée :

1) condition de non fragilité : Art.4.2.1 BAEL91

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

En travée : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \implies$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \implies$ condition vérifiée.

2) Ecartement des barres: (Art A.8.2.42 /BAEL91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ **Armatures principales :** $e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$

Travée : $e = 25 \text{ cm}$	}	$< 33\text{cm} \implies$	condition vérifiée.
Appuis : $e = 25 \text{ cm}$			
		Avec : $h_f = 15\text{cm}$	

➤ **Armatures de répartition:** $e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm.}$

Travée : $e = 25 \text{ cm}$	}	$< 45\text{cm} \implies$	condition vérifiée.
Appuis : $e = 25 \text{ cm}$			

3) Vérification au cisaillement : (BAEL99, Art 5. 11. 211)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_a^{\max}}{\text{bd}} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_{\max} = 21,94 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{21,94 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,168 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4) Influence de l'effort tranchant sur le béton

$$T_u \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 10^3 \times 0,9 \times 130 \times \frac{2,5}{1,5} = 780 \text{ Kn}$$

$$T_u = 21,94 \text{ Kn} \leq 780 \text{ Kn} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Influence des armatures : il faut avoir :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9d}) = \frac{1,15}{400} (21,94 + \frac{4,23 \times 10^3}{0,9 \times 13}) = 1,10 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,10 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99 Art A6.1.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

Avec τ_{se} : la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$\sum U_i$: la somme de périmètre utile des barre.

Aux appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 4 \times 8 \times 3,14 = 100,48 \text{ mm} \\ \tau_{se} = \frac{21,94 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 100,48} = 1,866 \text{ Mpa} \\ \tau_{se} = 1,866 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 4 \times 10 \times 3,14 = 125,6 \text{ mm} \\ \tau_{se} = \frac{21,94 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6} = 1,493 \text{ Mpa} \\ \tau_{se} = 1,493 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Ancrage des barres aux appuis (BAEL91/Art A.6.1.221) :

$$L_S = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } L_S = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,21 \text{ cm}$$

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

III.5.9) Calcul à l'ELS :

Combinaison des charges :

Paillasse : $q_{ps} = \{G_{ps} + Q_{ps}\} \times 1 \text{ m}$

Palier : $q_{pl} = \{G_{pl} + Q_{pl}\} \times 1 \text{ m}$

$q_{ps}=12,31 \text{ Kn/ml}$

$q_{pl}=8,60 \text{ Kn/ml}$

Calcul des efforts internes:

$R_A+R_B=29,21\text{KN}$

$R_B=13,34\text{KN}$ et $R_A=15,87\text{KN}$

Moments fléchissant et efforts tranchants

Tronçon(m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _Y (KN)	M _Z (KN.m)
$0 \leq X \leq 1,50$	$R_A - q_{ps}X$	$R_A X - q_{ps}X^2/2$	0,00	15,87	0
			1,50	-2,59	9,95
$1,5 \leq X \leq 2,75$	$R_A - 1,5 q_{ps} - q_{pl}(X-1,5)$	$R_A X - 18,46(X - 0,75) - 4,3(X - 1,5)^2$	1,50	-2,59	9,95
			2,75	-15,49	0

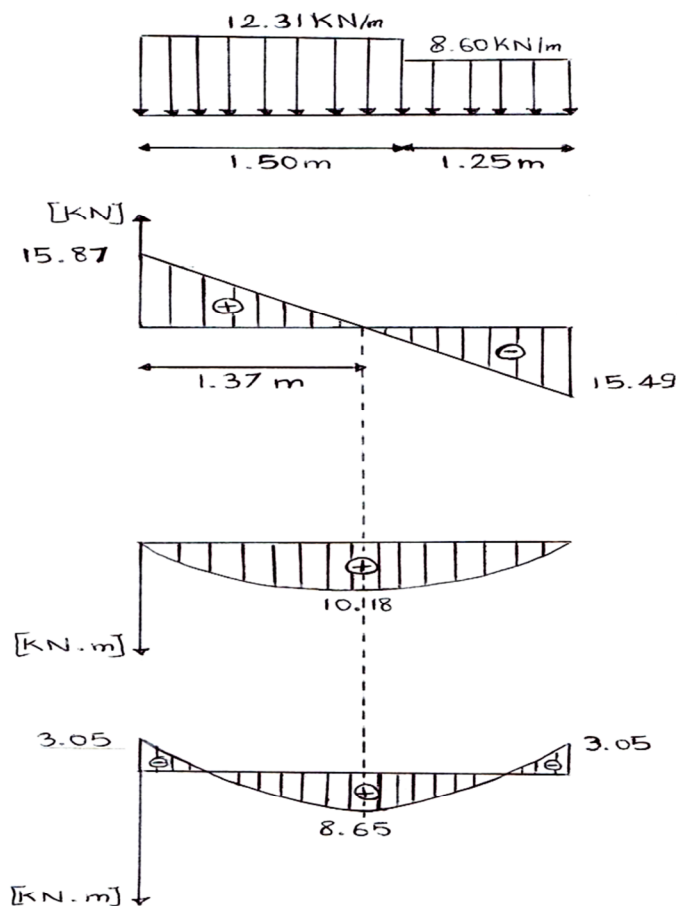
Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x=1,375\text{m}$ d'où $M_Z^{\max}=10,18\text{KNm}$

$M_0=M_Z^{\max}=10,18\text{KNm}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_Z^{\max} = -3,054\text{KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_Z^{\max} = 8,65\text{KN.m}$

Diagrammes des efforts internes :



Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible alors aucune vérification n'est nécessaire alors la section est justifiée vis à vis des ouvertures des fissures.

Etat limite de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\text{Aux appuis : } \rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154$$

$$\beta_1 = 0,936 \quad \Longrightarrow \quad \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0,192$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,0158$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3,054 \times 10^6}{0,936 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 124,86 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = K_1 \times \sigma_s = 0,0158 \times 124,86 = 1,97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 1,97 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } \rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$$

$$\beta_1 = 0,922 \quad \Longrightarrow \quad \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0,234$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,0203$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{8,65 \times 10^6}{0,936 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 226,39 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = K_1 \times \sigma_s = 0,0203 \times 226,39 = 4,59 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 4,59 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite de déformation : BAEL91 Art 6.5.3

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} : \frac{15}{275} = 0,0545 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \leq \frac{M_{st}}{10M_0} : \frac{15}{275} = 0,0545 \leq \frac{M_{st}}{10M_0} = \frac{8,65}{10 \times 10,18} = 0,084 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} : \frac{A_t}{bd} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$

La 1^{er} condition n'est pas vérifiée alors le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche Art B 6.5.2/BAEL91/99

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$Q_s = \max(q_{ps}; q_{pl}; q_m) = \max(12,31; 8,60; 6,86) = 12,31 \text{ Kn/ml}$$

E_v : Module de déformation différé : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

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

I : moment d'inertie de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

On a : $V_1 = \frac{S_{xxl}}{b_0}$; et $V_2 = h - V_1$

S_{xxl} : moment statique de la section homogène

$$S_{xxl} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 3,14 \times 13 = 11862,3 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 15 + 15 \times 3,14 = 1547,10 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xxl}}{b_0} = \frac{11862,3}{1547,1} = 7,66 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,66 = 7,34 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (7,66^3 + 7,34^3) + 15 \times 3,14 (7,34 - 2)^2 = 29506,48 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} = \frac{5}{384} \frac{12,31 \times 10^3 \times 2,75^4}{10818,86 \times 29506,48} = 0,0022 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{275}{500} = 0,55 \text{ cm}$$

$f \leq \bar{f}$ \implies Condition vérifiée

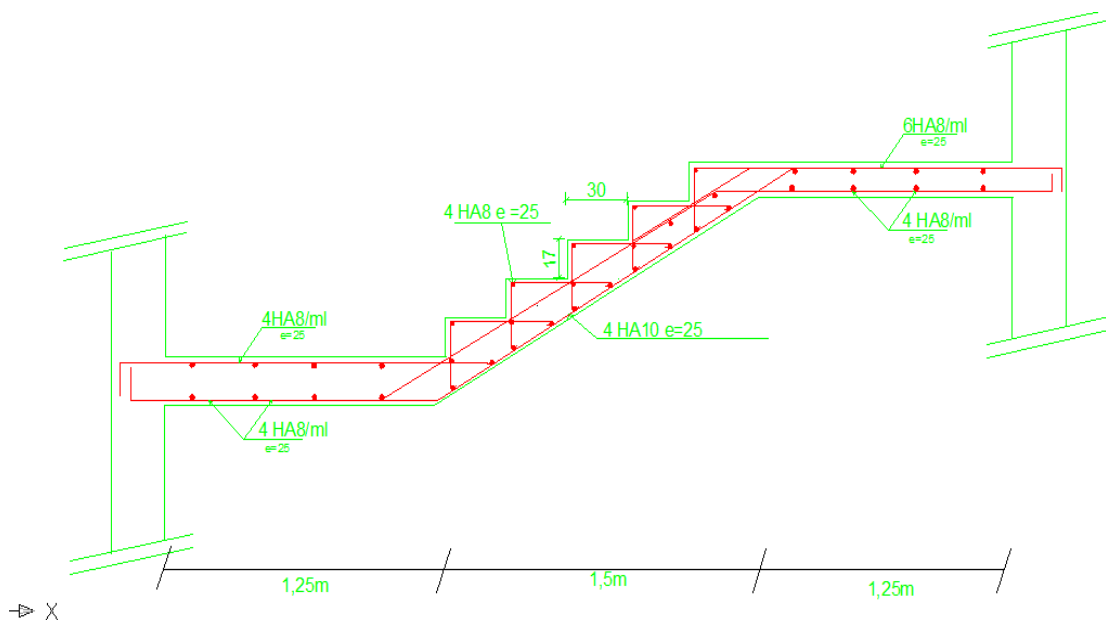


Fig4 : Plan de ferrailage escalier 1^{er} volée de RDC

2^{ème} volée**Pré-dimensionnement de l'escalier :****Application :**Soit : $h=17\text{cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{161}{17} = 9,47 \text{ on prend } n=10$$

$$m = (10-1) = (10-1) = 9$$

Relation de BLANDEL :

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

$$59 \leq 2 \times 17 + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

Donc $g=30\text{cm}$ **Dimensionnement de paillasse :**

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \quad \alpha = 32,52^\circ$$

$$L_0 = 120 + \frac{300}{\cos \alpha} + 125 = 600,87\text{cm}$$

$$20,00\text{cm} \leq e_p \leq 30,04 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Soit : } e_p = 20 \text{ cm}$$

Les charges permanentes :

$$\text{Palier : } G_{pl} = 6,1\text{Kn/m}^2$$

$$\text{Volée : } G_{ps} = 9,81\text{Kn/m}^2$$

Les charges d'exploitation : Selon le DTR C2-2 pour une construction à usage d'habitation $Q=2,5\text{Kn/m}^2$ pour tout le palier et la volée.

Calcul des sollicitations :

Combinaison de charge à l'ELU :

$$\text{Paillasse : } q_{ps} = \{1,35 G_{ps} + 1,5 Q_{ps}\} \times 1\text{m}$$

$$\text{Palier : } q_{pl} = \{1,35 G_{pl} + 1,5 Q_{pl}\} \times 1\text{m}$$

$$\text{Mur : } q_m = 1,35 G_m \times (h - e_p)$$

$$q_{ps} = 16,99 \text{ Kn/ml} \quad q_{pl} = 11,98 \text{ Kn/ml} \quad \text{et} \quad q_m = 9,27\text{KN/ml}$$

Calcul des efforts internes :

Réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 89,59 \text{ KN}$$

$$R_B = 49,03 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_A = 40,56 \text{ KN}$$

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X(m)	T _Y (KN)	M _Z (KN.m)
$0 \leq X \leq 1,25$	$40,56 - 11,98x$	$40,56x - 11,98 \frac{x^2}{2}$	0,00	40,56	0
			1,25	25,58	41,34
$1,25 \leq X \leq 4,25$	$25,58 - 16,99(x - 1,25)$	$40,56x - 14,975(x - 0,625) - 8,495(x - 1,25)^2$	1,25	25,58	41,34
			4,25	-25,38	41,64
$4,25 \leq X \leq 5,45$	$-25,38 - 11,98(x - 4,25)$	$40,56x - 14,975(x - 0,625) - 50,97(x - 2,75) - 5,99(x - 4,25)^2$	4,25	-25,38	41,64
			5,45	-39,75	0

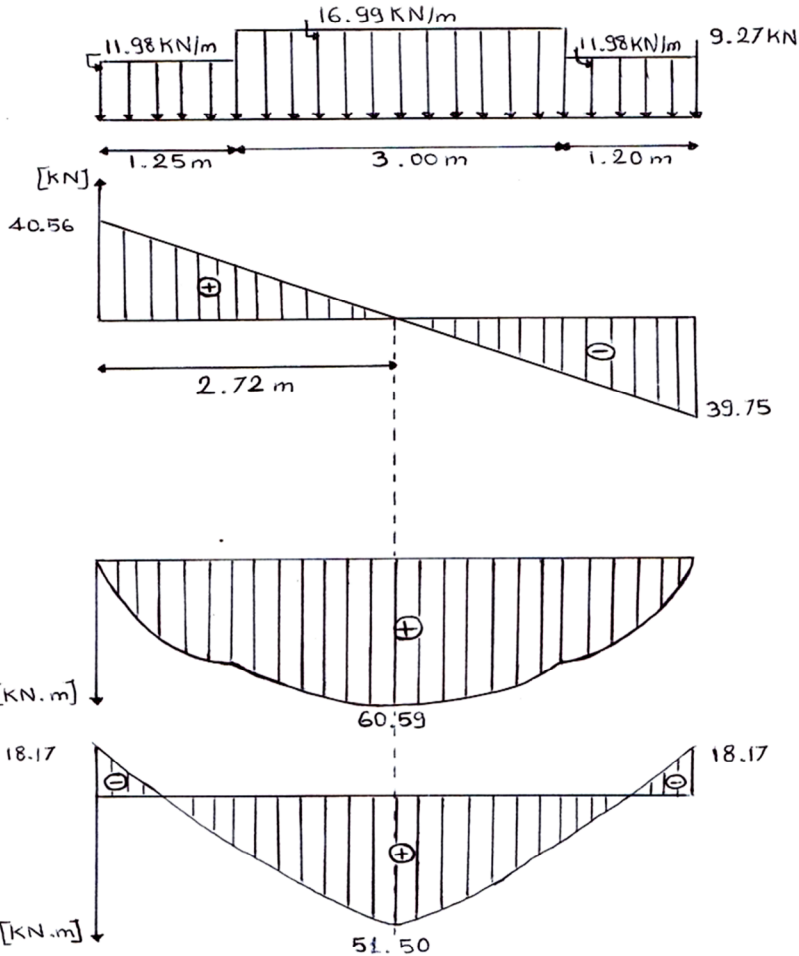
Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x=2,725\text{m}$ d'où $M_Z^{\max}=60,59\text{KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\max} = 60,59 \text{ KNm}$$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_Z^{\max} = -18,17 \text{ KNm}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_Z^{\max} = 51,50 \text{ KNm}$

Les diagrammes des efforts :



Calcul des armatures:

Armatures principales :

d) En travée $\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{51,50 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.112 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$

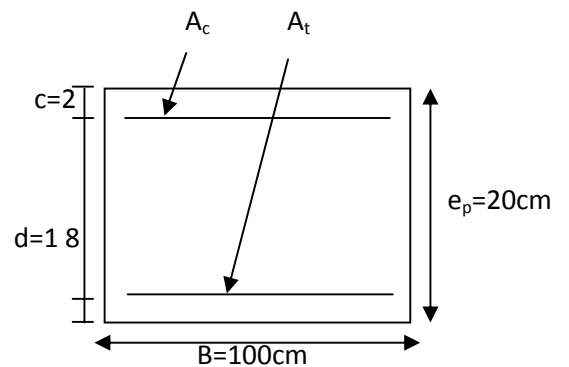
$\mu = 0.112 \rightarrow \beta = 0.994$

$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{51,50 \times 10^3}{0.994 \times 18 \times 348} = 8,27 \text{ cm}^2$

Soit: 6HA14 = 9,24 cm²/ml

Avec un espacement de 15cm

e) Aux appuis



$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{18,17 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.039 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.039 \rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_a = \frac{18,17 \times 10^3}{0.980 \times 18 \times 348} = 2,95 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 25cm.

Armatures de répartition:

$$\text{a) En travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{b) En appui : } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 25cm.

Vérifications à effectuée :

Condition de non fragilité : Art.4.2.1 BAEL91

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

En travée : $A_t = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Ecartement des barres: (Art A.8.2.42 /BAEL91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : $e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 15 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \end{array} \right\} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec : $h_t = 20\text{cm}$

Armatures de répartition: $e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm.}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec : $h_t = 20\text{cm}$

Vérification au cisaillement : (BAEL99, Art 5. 11. 211)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_a^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_{\max} = 40,56 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{40,56 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,225 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Influence de l'effort tranchant sur le béton

$$T_u \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 10^3 \times 0,9 \times 180 \times \frac{25}{1,5} = 1080 \text{ Kn}$$

$$T_u = 40,56 \text{ Kn} \leq 1080 \text{ Kn} \implies \text{condition vérifiée}$$

Influence des armatures : il faut avoir :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9d}) = \frac{1,15}{400} (40,56 + \frac{18,17 \times 10^3}{0,9 \times 180}) = 2,90 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 2,90 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99 Art A6.1.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

Avec τ_{se} : la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$\sum U_i$: la somme de périmètre utile des barres

$$\text{Aux appuis : } \left\{ \begin{array}{l} \sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 4 \times 10 \times 3,14 = 125,6 \text{ mm} \\ \tau_{se} = \frac{40,56 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 125,6} = 1,993 \text{ Mpa} \\ \tau_{se} = 1,993 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 6 \times 14 \times 3,14 = 263,76 \text{ mm} \\ \tau_{se} = \frac{40,56 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 263,76} = 0,949 \text{ Mpa} \\ \tau_{se} = 0,949 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Ancrage des barres aux appuis (BAEL91/Art A.6.1.221) :

$$L_S = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

Donc $L_S = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$

On prend $L_s = 50 \text{ cm}$

Calcul à l'ELS :

Combinaison des charges :

Paillasse : $q_{ps} = \{G_{ps} + Q_{ps}\} \times 1 \text{ m}$

Palier : $q_{pl} = \{G_{pl} + Q_{pl}\} \times 1 \text{ m}$

Mur : $q_m = G_m \times (h - e_p)$

$q_{ps} = 12,31 \text{ Kn/ml}$, $q_{pl} = 8,60 \text{ Kn/ml}$ et $q_m = 6,86 \text{ Kn/ml}$

Calcul les réactions des appuis :

$R_A + R_B = 64,86 \text{ KN}$

$R_B = 35,91 \text{ KN}$ et $R_A = 28,95 \text{ KN}$

Les efforts tranchants et les moments fléchissant

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _Y (KN)	M _Z (KN.m)
$0 \leq X \leq 1,25$	$28,95 - 8,6x$	$28,95x - 8,6 \frac{x^2}{2}$	0,00	28,95	0
			1,25	18,2	29,46
$1,25 \leq X \leq 4,25$	$18,2 - 12,31(x - 1,25)$	$28,95x - 10,75(x - 0,625) - 6,155(x - 1,25)^2$	1,25	18,2	29,46
			4,25	-18,73	28,67
$4,25 \leq X \leq 5,45$	$-18,73 - 8,6(x - 4,25)$	$28,95x - 10,75(x - 0,625) - 36,93(x - 2,75) - 4,3(x - 4,25)^2$	4,25	-18,73	28,67
			5,45	-29,05	0

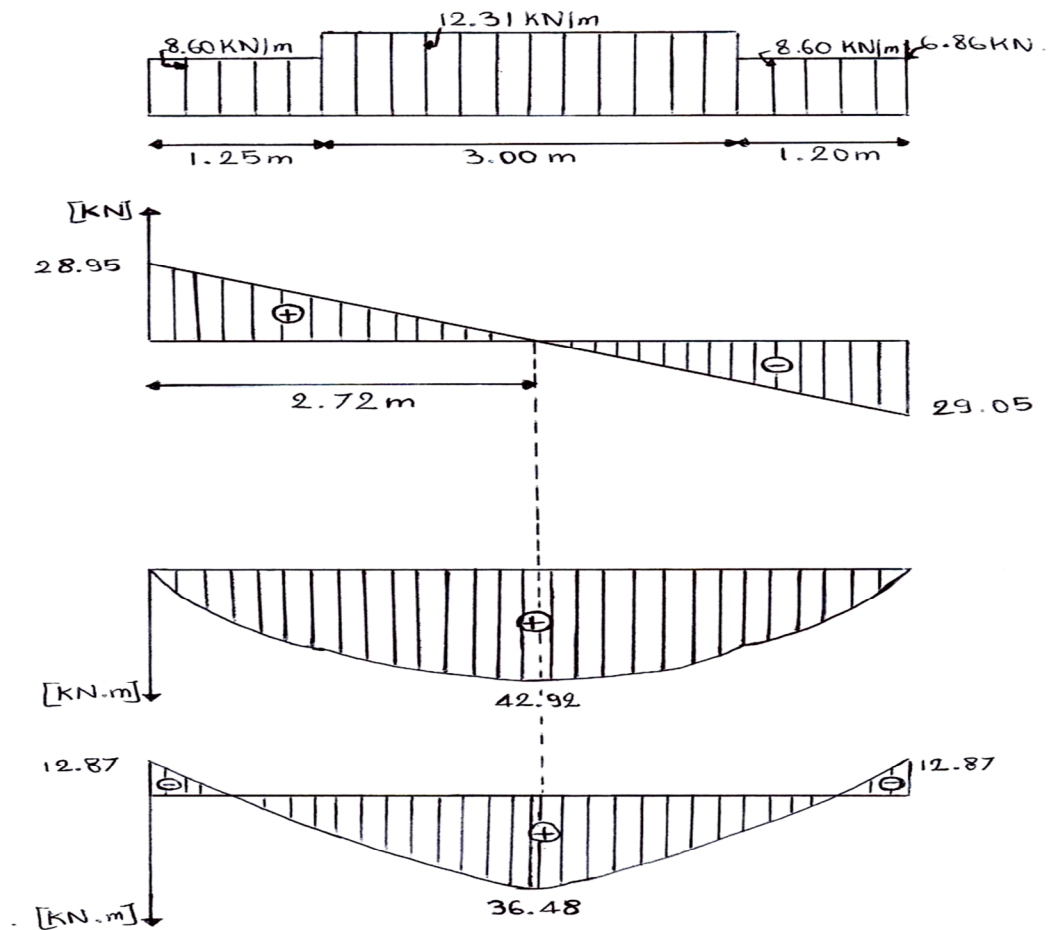
Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 2,725 \text{ m}$ d'où $M_z^{\max} = 42,92 \text{ KNm}$

$M_0 = M_z^{\max} = 42,92 \text{ KNm}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_z^{\max} = -12,87 \text{ KNm}$

En travée : $M_t = 0.85 \times M_z^{\max} = 36,48 \text{ KNm}$

Les diagrammes des efforts



Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible alors aucune vérification n'est nécessaire alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

Etat limite de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Aux appuis : $\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174$

$\beta_1 = 0,932 \implies \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0,204$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,0170$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{12,87 \times 10^6}{0,932 \times 180 \times 3,14 \times 10^2} = 244,32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = K_1 \times \sigma_s = 0,0170 \times 244,32 = 4,15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 4,15 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } \rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 9,24}{100 \times 18} = 0,513$$

$$\beta_1 = 0,892 \quad \Longrightarrow \quad \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0,324$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,0319$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{36,48 \times 10^6}{0,892 \times 180 \times 9,24 \times 10^2} = 245,89 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = K_1 \times \sigma_s = 0,0319 \times 245,89 = 7,84 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 7,84 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite de déformation : BAEL91 Art 6.5.3

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} : \frac{20}{545} = 0,0366 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \leq \frac{M_{st}}{10M_0} : \frac{20}{545} = 0,0366 \leq \frac{M_{st}}{10M_0} = \frac{36,48}{10 \times 42,92} = 0,084 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} : \frac{A_t}{bd} = \frac{9,24}{100 \times 18} = 0,0051 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

la 1^{er} condition n'est pas vérifiée alors le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche Art B 6.5.2/BAEL91/99

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$Q_s = \max(q_{ps}; q_{pl}; q_m) = \max(12,31; 8,60; 6,86) = 12,31 \text{ Kn/ml}$$

$$E_v: \text{ Module de déformation différé : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

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

I : moment d'inertie de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$\text{On a : } V_1 = \frac{S_{xx'}}{b_0} \quad ; \text{ et } V_2 = h - V_1$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 9,24 \times 18 = 22494,8 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 20 + 15 \times 9,24 = 2138,6 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xxl}}{b_0} = \frac{22494,8}{2138,6} = 10,51 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,51 = 9,49 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (10,51^3 + 9,49^3) + 15 \times 9,24 (9,49 - 2)^2 = 74962,34 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} = \frac{5}{384} \frac{12,31 \times 10^3 \times 5,45^4}{10818,86 \times 74962,34} = 0,00017 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{545}{500} = 1,09 \text{ cm}$$

$f \leq \bar{f}$ \Rightarrow Condition vérifiée

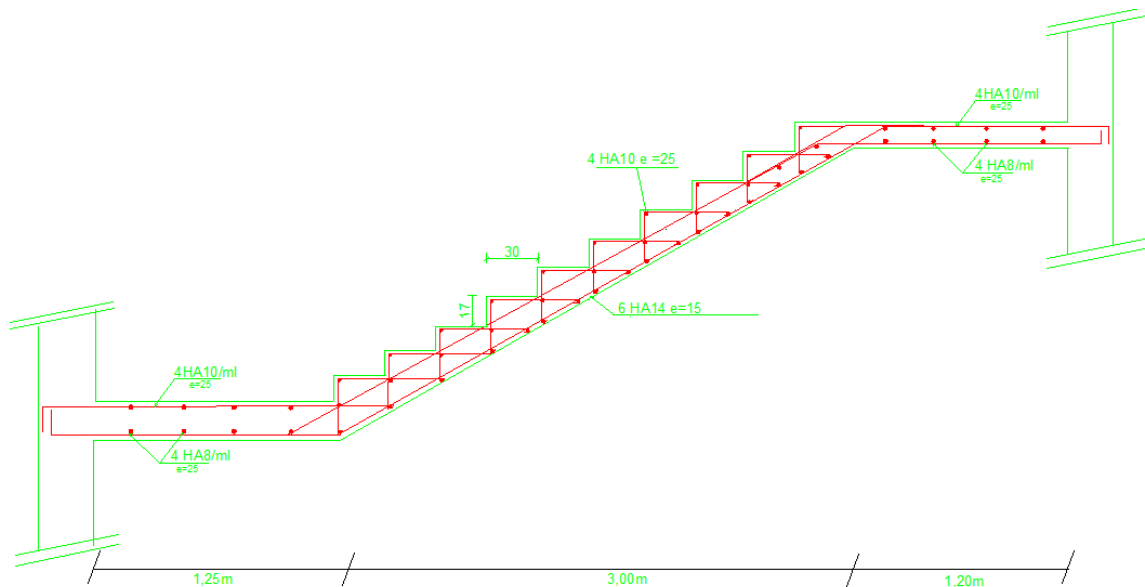


Fig5 : Plan de ferrailage 2^{ème} volée de RDC

Pré-dimensionnement de l'escalier :

Application :

Soit : $h=17 \text{ cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{161}{17} = 9,47 \text{ on prend } n=9$$

$$m = (n-1) = (9-1) = 8$$

Relation de BLANDEL :

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

$$59 \leq 2 \times 17 + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$25 \leq g \leq 32 \text{ cm} \quad \text{Donc } g=30 \text{ cm}$$

Dimensionnement de paillese :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \quad ; \quad \alpha = 32,52^\circ$$

$$L_0 = 120 + \frac{270}{\cos \alpha} + 125 = 564,28 \text{ cm}$$

$$18,84 \text{ cm} \leq e_p \leq 28,16 \text{ cm} \quad \implies \quad \text{Soit : } e_p = 20 \text{ cm}$$

Les charges permanentes :

Palier : $G_{pl} = 6,1 \text{ Kn/m}^2$

Volée : $G_{ps} = 9,81 \text{ Kn/m}^2$

Les charges d'exploitation : Selon le DTR C2-2 pour une construction à usage d'habitation $Q = 2,5 \text{ Kn/m}^2$ pour tout le palier et la volée.

Calcul des sollicitations :

Combinaison de charge à l'ELU :

Paillese : $q_{ps} = \{1,35 G_{ps} + 1,5 Q_{ps}\} \times 1 \text{ m}$

Palier : $q_{pl} = \{1,35 G_{pl} + 1,5 Q_{pl}\} \times 1 \text{ m}$

Mur : $q_m = 1,35 G_m \times (h - e_p)$

$q_{ps} = 16,99 \text{ Kn/ml} \quad q_{pl} = 11,98 \text{ Kn/ml} \quad \text{et} \quad q_m = 9,27 \text{ KN/ml}$

Calcul des efforts internes :

Réactions d'appuis :

$R_A + R_B = 84,49 \text{ KN}$

$R_B = 46,94 \text{ KN} \quad R_A = 37,55 \text{ KN}$

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X(m)	T _Y (KN)	M _Z (KN.m)
0 ≤ X ≤ 1,25	37,55 - 11,98x	$37,55x - 11,98 \frac{x^2}{2}$	0,00	37,55	0
			1,25	22,57	37,57
1,25 ≤ X ≤ 3,95	22,57 - 16,99(x - 1,25)	$37,55x - 14,975(x - 0,625) - 8,495(x - 1,25)^2$	1,25	22,57	37,57
			3,95	-23,30	36,68
3,95 ≤ X ≤ 5,15	-23,30 - 11,98(x - 3,95)	$37,57x - 14,975(x - 0,625) - 45,87(x - 2,6) - 5,99(x - 3,95)^2$	3,95	-23,30	36,68
			5,15	-37,67	0

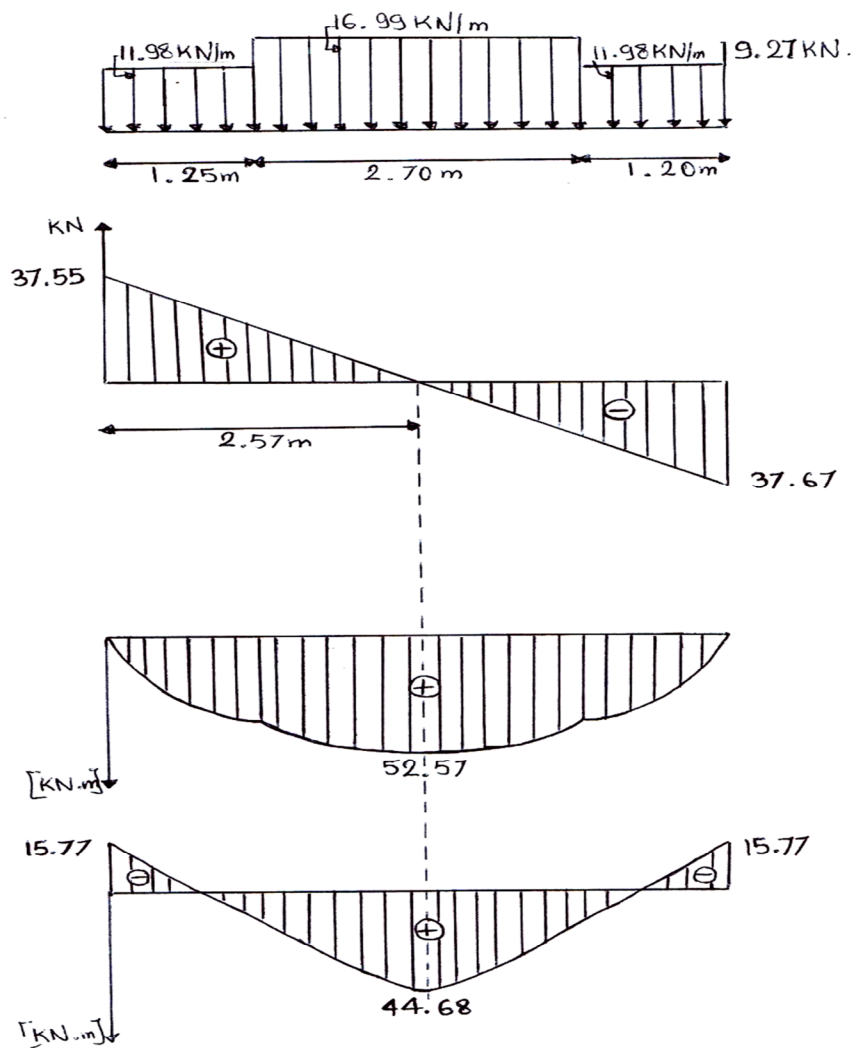
Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 2,575 \text{ m}$ d'où $M_Z^{\max} = 52,57 \text{ KNm}$

$M_0 = M_Z^{\max} = 52,57 \text{ KNm}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_Z^{\max} = -15,77 \text{ KNm}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_Z^{\max} = 44,68 \text{ KNm}$

Diagramme des efforts :



Calcul des armatures:

IV.2.1. Armatures principales :

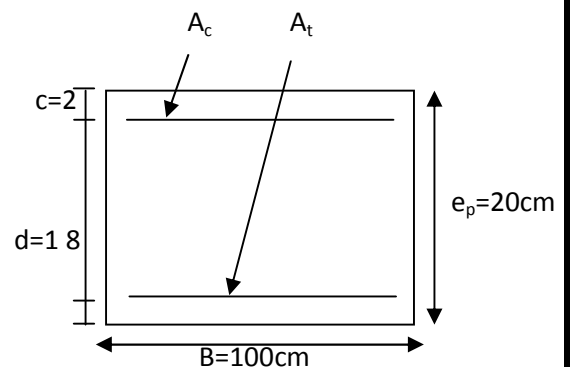
a) En travée $\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{44,68 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,097 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$

$\mu = 0,097 \rightarrow \beta = 0,9485$

$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{44,68 \times 10^3}{0,9485 \times 18 \times 348} = 7,52 \text{ cm}^2$

Soit: 4HA16 = 8,04 cm²/ml

Avec un espacement de 20cm



b) Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15,77 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.034 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.034 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{16,05 \times 10^3}{0.983 \times 18 \times 348} = 2,60 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 25cm.

Armatures de répartition:

$$\text{a) En travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{8,04}{4} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{b) En appui : } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Avec un espacement de 25cm.

Vérifications à effectuée :**Condition de non fragilité : Art.4.2.1 BAEL91**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2.$$

En travée : $A_t = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \implies$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \implies$ condition vérifiée.

Ecartement des barres: (Art A.8.2.42 /BAEL91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : $e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm.}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 33\text{cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Avec : $h_t = 20\text{cm}$

Armatures de répartition: $e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm.}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 45\text{cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Avec : $h_t = 20 \text{ cm}$

Vérification au cisaillement : (BAEL99, Art 5.11.211)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas $V_{\max} = 37,55 \text{ kN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{37,55 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,208 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Influence de l'effort tranchant sur le béton

$$T_u \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 10^3 \times 0,9 \times 180 \times \frac{25}{1,5} = 1080 \text{ kN}$$

$$T_u = 37,55 \text{ kN} \leq 1080 \text{ kN} \implies \text{condition vérifiée}$$

Influence des armatures : il faut avoir :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9d}) = \frac{1,15}{400} (37,55 + \frac{15,77 \times 10^3}{0,9 \times 180}) = 2,90 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > 2,90 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99 Art A6.1.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i}$$

Avec τ_{se} : la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

$\sum U_i$: la somme de périmètre utile des barres.

$$\text{Aux appuis : } \left\{ \begin{array}{l} \sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 4 \times 10 \times 3,14 = 125,6 \text{ mm} \\ \tau_{se} = \frac{37,55 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 125,6} = 1,845 \text{ MPa} \\ \tau_{se} = 1,845 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 4 \times 16 \times 3,14 = 200,96 \text{ mm} \\ \tau_{se} = \frac{37,55 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 200,96} = 1,153 \text{ Mpa} \\ \tau_{se} = 1,153 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Ancrage des barres aux appuis (BAEL91/Art A.6.1.221) :

$$L_S = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc } L_S = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 58 \text{ cm}$

Calcul à l'ELS :

Combinaison des charges :

Paillasse : $q_{ps} = \{G_{ps} + Q_{ps}\} \times 1 \text{ m}$

Palier : $q_{pl} = \{G_{pl} + Q_{pl}\} \times 1 \text{ m}$

Mur : $q_m = G_m \times (h - e_p)$

$$q_{ps} = 12,31 \text{ Kn/ml} \quad q_{pl} = 8,60 \text{ Kn/ml} \quad q_m = 6,86 \text{ Kn/ml}$$

Calcul les réactions des appuis :

$$R_A + R_B = 61,16 \text{ KN}$$

$$R_B = 34,06 \text{ KN}$$

$$R_A = 27,10 \text{ KN}$$

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X(m)	T _Y (KN)	M _Z (KN.m)
$0 \leq X \leq 1,25$	$27,10 - 8,6x$	$27,10x - 8,6 \frac{x^2}{2}$	0,00	27,10	0
			1,25	16,35	27,15
$1,25 \leq X \leq 3,95$	$16,35 - 12,31(x - 1,25)$	$27,10x - 10,75(x - 0,625) - 6,155(x - 1,25)^2$	1,25	16,35	27,15
			3,95	-16,88	26,43
$3,95 \leq X \leq 5,15$	$-16,88 - 8,6(x - 3,95)$	$27,10x - 10,75(x - 0,625) - 33,23(x - 2,6) - 4,3(x - 3,95)^2$	3,95	-16,88	26,43
			5,15	-27,2	0

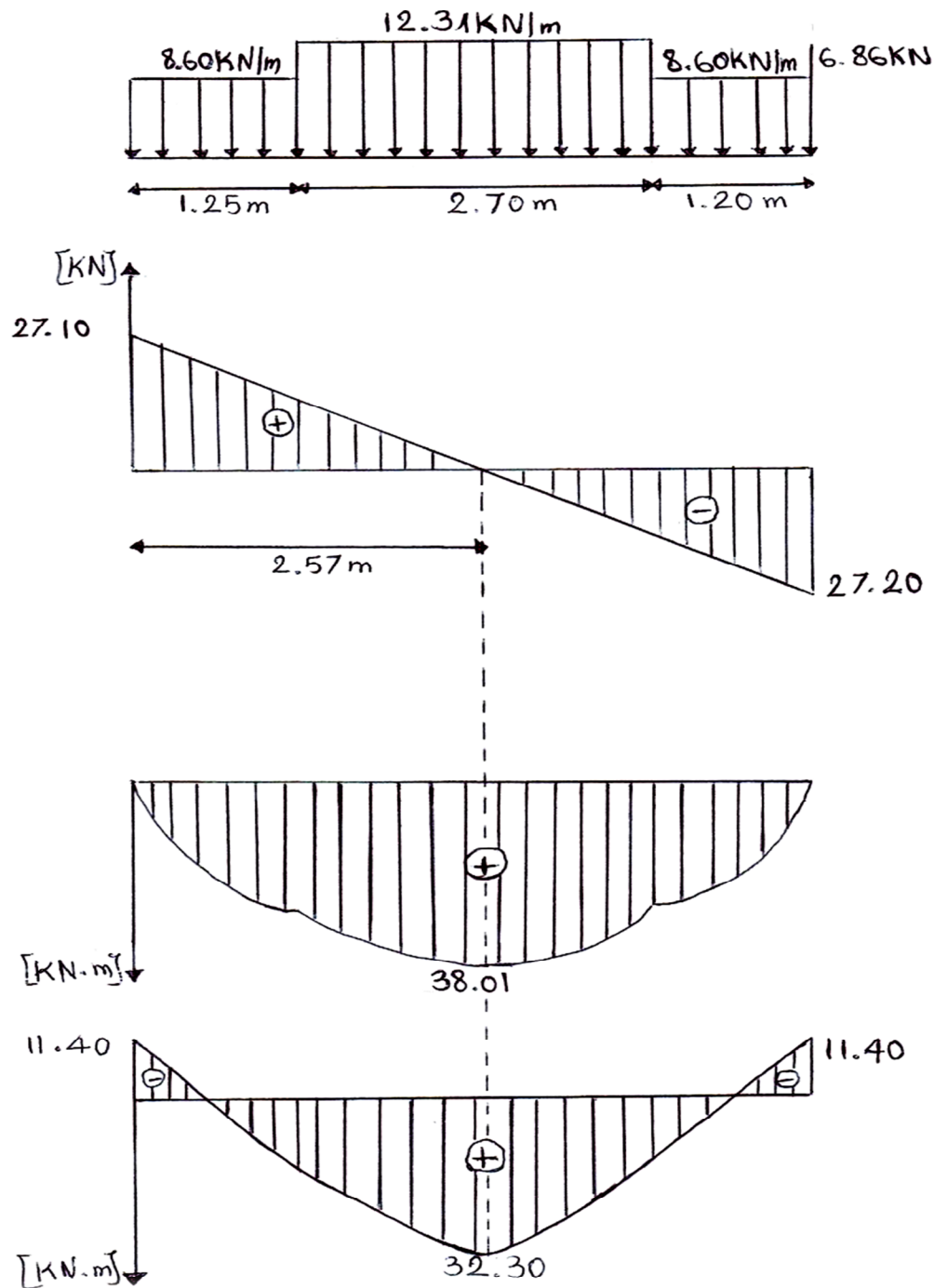
Le moment $M_Z(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 2,575 \text{ m}$ d'où $M_z^{\max} = 38,01 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_z^{\max} = 38,01 \text{ KNm}$$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M_z^{\max} = -11,40 \text{ KNm}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_z^{\max} = 32,30 \text{ KNm}$

Les diagrammes des efforts :



Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible alors aucune vérification n'est nécessaire alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

Etat limite de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\text{Aux appuis : } \rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\beta_1 = 0,932 \quad \Longrightarrow \quad \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0,204$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,0170$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{11,40 \times 10^6}{0,932 \times 180 \times 3,14 \times 10^2} = 216,41 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = K_1 \times \sigma_s = 0,0170 \times 216,41 = 3,67 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 3,67 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } \rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 18} = 0,427$$

$$\beta_1 = 0,900 \quad \Longrightarrow \quad \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0,300$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,0285$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{32,30 \times 10^6}{0,900 \times 180 \times 8,04 \times 10^2} = 247,98 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = K_1 \times \sigma_s = 0,0285 \times 247,98 = 7,06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 7,06 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Etat limite de déformation : BAEL91 Art 6.5.3

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} : \frac{20}{515} = 0,0388 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \leq \frac{M_{st}}{10M_0} : \frac{20}{515} = 0,388 \leq \frac{M_{st}}{10M_0} = \frac{32,30}{10 \times 38,01} = 0,084 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} : \frac{A_t}{bd} = \frac{7,70}{100 \times 18} = 0,0042 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

On a 1^{er} condition n'est pas vérifiée alors le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche Art B 6.5.2/BAEL91/99

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$Q_s = \max(q_{ps}; q_{pl}; q_m) = \max(12,31; 8,60; 6,86) = 12,31 \text{ Kn/ml}$$

$$E_v: \text{ Module de déformation différé : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

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

I : moment d'inertie de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

On a: $V_1 = \frac{S_{xxl}}{b_0}$; et $V_2 = h - V_1$

S_{xxl} : Moment statique de la section homogène

$$S_{xxl} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 8,04 \times 18 = 22170,8 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 20 + 15 \times 8,04 = 2120,6 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xxl}}{b_0} = \frac{22170,8}{2120,6} = 10,45 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,45 = 9,55 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (10,43^3 + 9,55^3) + 15 \times 8,04 (9,55 - 2)^2 = 73946,16 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} = \frac{5}{384} \frac{12,31 \times 10^3 \times 5,15^4}{10818,86 \times 73946,16} = 0,00014 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{515}{500} = 1,03 \text{ cm}$$

$f \leq \bar{f}$ \implies Condition vérifiée

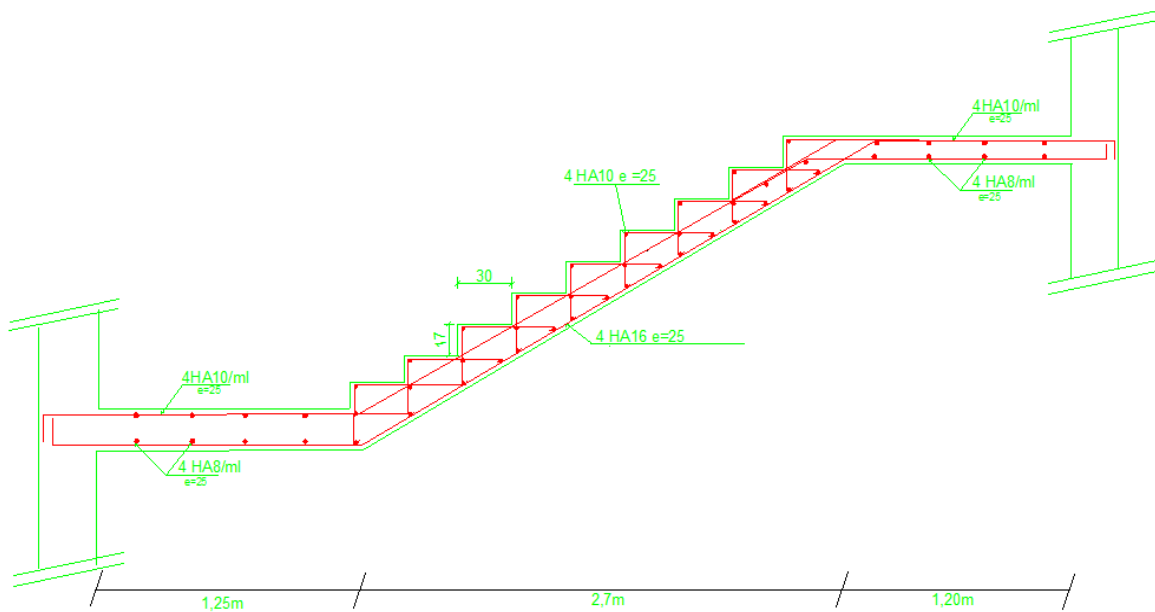


Fig6 : Plan de ferrailage d'escalier 3^{eme} volée

III.6) La poutre palier :**1) Introduction :**

La poutre palière est considérée est semi encastrée dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire. Sa portée est de 3,20m longueur libre entre nus d'appuis.

Pré-dimensionnement :**➤ Hauteur :**

$$L = 3,20\text{m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \Longrightarrow \quad \frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \quad \Longrightarrow \quad 21,33 \leq h_t \leq 32$$

On prend : $h_t = 30\text{cm}$ (minimum du RPA est de 30cm)

➤ Largeur :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \Longrightarrow \quad 12 \leq b \leq 21$$

Selon le RPA99 :

$$\begin{cases} b \geq 20 \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

On prend $b = 20\text{cm}$.

La poutre aura donc une section de $(20 \times 30) \text{ cm}^2$

Détermination des charges permanentes :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5\text{KN/ml}$$

$$\text{Réaction de palier à ELU : } R_{AU} = 44,63\text{KN}$$

$$\text{Réaction de palier à ELS : } R_{AS} = 32,38\text{KN}$$

2) Combinaison des charges :

A l'ELU :

$$Q_u = (1,35G + R_{AU}) = (1,35 \times 1,5 + 44,63) = 46,65\text{KN/ml}$$

3) Calcul des efforts interne:

$$\text{Réactions d'appuis : } R_A = R_B = \frac{q_l l}{2} = 74,64\text{KN}$$

Efforts tranchant:

$$T(x) = 74,64 - 46,65x \quad \text{Pour : } \begin{cases} x = 0 : T = 74,64\text{KN} \\ x = 3,20 : T = -74,64\text{KN} \end{cases}$$

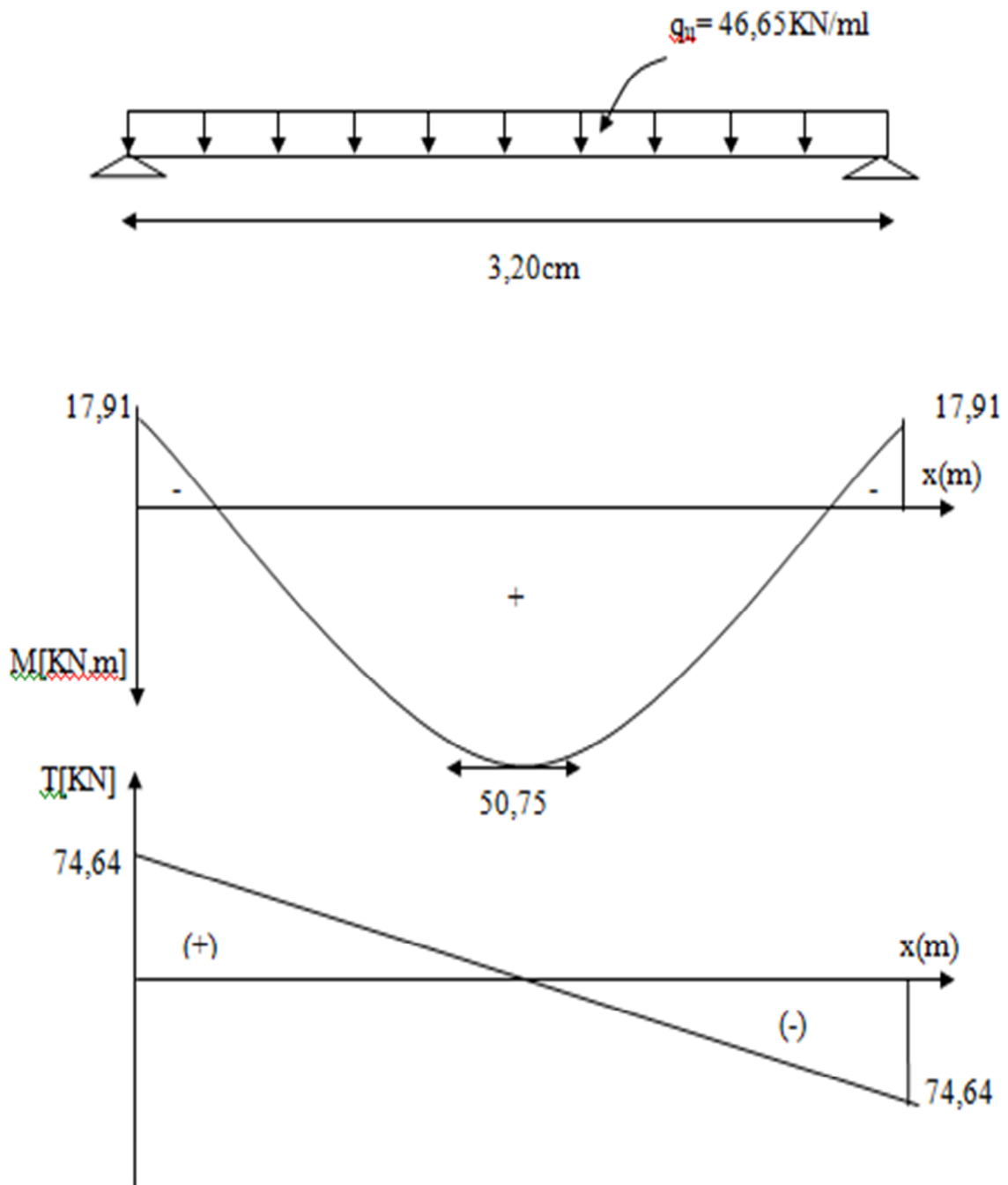
Moment fléchissant :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = 59,71 \text{KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travée et aux appuis sont corrigée :

$$M_t = 0,85M_0 = 50,75 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0,3M_0 = 17,91 \text{KN.m}$$



4) Calcul des armatures :

On a: $b = 20 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $d = 28 \text{ cm}$

➤ Armatures longitudinales:**• Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17,91 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,080$$

$$\mu_b = 0,080 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{S. S. A.}$$

$$\mu_b = 0,080 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,958$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,91 \times 10^3}{0,958 \times 28 \times 348} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

• En travée:

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{50,75 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,228$$

$$\mu_b = 0,228 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{S. S. A.}$$

$$\mu_b = 0,228 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,869$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{50,75 \times 10^3}{0,869 \times 28 \times 348} = 5,99 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$

Le RPA exige que :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section, donc :

$$2,01 + 6,79 = 8,80 \text{ cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = 3,00 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} \quad \Longrightarrow \quad \phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; \frac{20}{10}; 1,2 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{0,857; 2; 1,2\} \quad \Longrightarrow \quad \phi_t = 0,857 \text{ cm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{0,9 \times 28; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{25,2; 40\text{cm}\} = 25,2\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 20} = 100,5\text{cm} \text{ avec } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{74,64 \times 10^3}{200 \times 280} = 1,33\text{Mpa}$$

$$S_t \leq \frac{0,8A_t f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})} \text{ avec : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{74,64 \times 10^3}{200 \times 280} = 1,33\text{Mpa}$$

$$S_t \leq \frac{0,8A_t f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})} = \frac{0,8 \times 2,01 \times 400}{20(1,33 - 0,3 \times 2,1)} = 45,94\text{cm}$$

$$S_t = \min\{25,2; 100,5; 45,94\} \implies S_t = 25\text{cm}$$

Selon le RPA 99 version 2003 :

Appuis :

$$\phi_l \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} \implies \phi_l \leq \min\left\{\frac{30}{4}; 12 \times 1,2\right\} \phi_l \leq \min\{7,5; 14,4\}$$

$$\phi_l \leq \min\{7,5; 14,4\} = 7,5\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 7\text{cm}$$

En travée :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

Quantité d'armature transversale :

$$A_{min} = 0,003S_t b = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_{min} = 0,9\text{cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

5) Vérification à E.L.U :

a) Condition de non fragilité (Art.4 .2.1, BAEL91 mod99) :

$$A_S \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,67\text{cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 6,79\text{cm}^2 > 0,67\text{cm}^2 \\ A_a = 2,01\text{cm}^2 > 0,67\text{cm}^2 \end{array} \right\} \implies \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (Art.5 .1.21, BAEL91 mod99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{74,64 \times 10^3}{200 \times 280} = 1,33\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{2,5 ; 4\text{Mpa}\} = 2,5\text{Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \implies \tau_u = 1,33\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement.

c) Vérification des contraintes d'adhérences:

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_e \text{ avec } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les haut adhérences.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_e = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \text{ avec : } \sum U_i = n\pi\phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \tau_{se} = \frac{74,64 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 226,08} = 1,31\text{Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,31\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{Mpa} \implies \text{condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (ArtA5.1.21/BAEL 91 mod 99)

$$\bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9bd \implies \bar{V}_u = 0,4 \frac{2,5}{1,5} 0,9 \times 20 \times 28 = 336\text{KN}$$

$$\bar{V}_u = 74,64\text{KN} < 336\text{KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

e) Ancrage des barres : (ArtA6.1.23/BAEL91 mod 99) :

$$\tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{Mpa}$$

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,32\text{cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets. Vu que la longueur de scellement est importante.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochet est :

$$L_a = 0,4 \times L_s = 16,92\text{cm}$$

6) Calcul à l'ELS :

$$q_s = G + \frac{2R_s}{L} = 1,5 + \frac{2 \times 32,38}{3,2} = 21,73\text{Kn/m}$$

1) Calcul des efforts interne:

Réactions d'appuis : $R_A = R_B = \frac{ql}{2} = 34,76 \text{ KN}$

Efforts tranchant:

$$T(x) = 34,76 - 21,73 x \text{ Pour : } \begin{cases} x = 0 : T = 34,76 \text{ KN} \\ x = 3,20 : T = -34,76 \text{ KN} \end{cases}$$

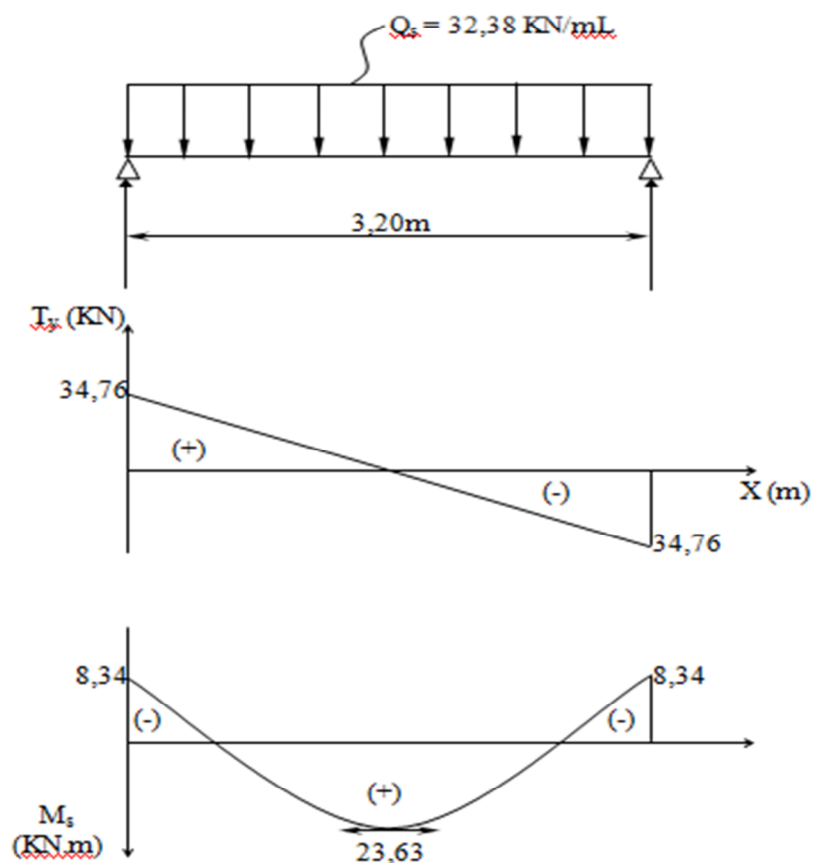
Moment fléchissant :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = 27,81 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travée et aux appuis sont corrigée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 23,63 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,3 M_0 = -8,34 \text{ KN.m}$$



2) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

a) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$; $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

❖ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{20 \times 28} = 0,358$$

$$\rho_1 = 0,358 \implies \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,907 \\ K = 0,025 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{8,34 \times 10^3}{0,907 \times 2,01 \times 10^2 \times 0,28} = 163,38 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,025 \times 163,38 = 4,08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,08 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

❖ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6,79}{20 \times 28} = 1,212$$

$$\rho_1 = 1,212 \implies \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,8505 \\ K = 0,054 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{23,63 \times 10^3}{0,8505 \times 6,79 \times 10^2 \times 0,28} = 146,13 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,054 \times 146,13 = 7,89 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,89 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est à effectuer.

3) Vérification de la flèche :

Les règles (Art B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{30}{320} = 0,09375 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} = \frac{30}{320} = 0,09375 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{23,63}{10 \times 27,81} = 0,084 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A_t}{b \times d} = \frac{6,79}{20 \times 28} = 0,0121 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

On a la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on calcul de flèche.

4) Calcul de la flèche Art B 6.5.2/BAEL91/99

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$Q_s = 32,38 \text{ Kn}$$

E_v : Module de déformation différé : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

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

I : moment d'inertie de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$\text{On a : } V_1 = \frac{S_{xxl}}{b_0} \quad ; \text{ et } V_2 = h - V_1$$

S_{xxl} : moment statique de la section homogène

$$S_{xxl} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{20 \times 30^2}{2} + 15 \times 6,79 \times 28 = 11851,8 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 20 \times 30 + 15 \times 6,79 = 701,85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xxl}}{b_0} = \frac{11851,8}{701,85} = 16,88 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 16,88 = 13,12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{20}{3} (16,88^3 + 13,12^3) + 15 \times 6,79 (13,12 - 2)^2 = 48253,21 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} = \frac{5}{384} \frac{32,38 \times 10^3 \times 3,2^4}{10818,86 \times 48253,21} = 0,000085 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{320}{500} = 0,64 \text{ cm}$$

$$f \leq \bar{f} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-7- La Charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une couverture en tuiles mécaniques. Elle présente deux versants inclinés à 19.7° et 24.37° et reposant de part et d'autre sur des murs de pignons. Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes, chevrons et liteaux) puis vérifier leurs résistances sous différentes sollicitations.

1) Les différents éléments de la charpente :

- Tuiles
- liteaux
- chevrons
- pannes sablières, pannes ventrières ou intermédiaire et pannes faîtière.
- murs pignons.

Cet ensemble a pour fonction l'étanchéité de la structure.

2) Détermination des charges :

- **Charge permanente:**

Poids des tuiles (liteau compris) = 0.40 KN/m^2

Poids des pannes et des chevrons = 0.12 KN/m^2

$$G_1 = 0.52 \text{ KN/m}^2$$

- **Charge d'exploitation**

Poids de la neige $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

3) Combinaisons des charges :**1) Etat limites ultime : (q_u)**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(0.52) + 1.5(1) \quad \Rightarrow \quad q_u = 2.202 \text{ KN/m}^2$$

2) Etat limites de services : (q_s)

$$q_s = G + Q = (0.52) + (1) \quad \Rightarrow \quad q_s = 1,52 \text{ KN/m}^2$$

4) Dimensionnement des différents éléments**1. Les pannes :**

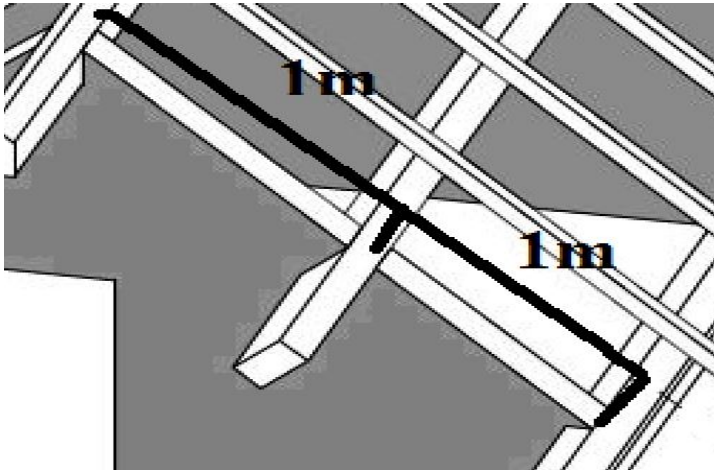
La panne est considérée comme poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p .

La plus grande portée des pannes est $L_p = 4\text{m}$.

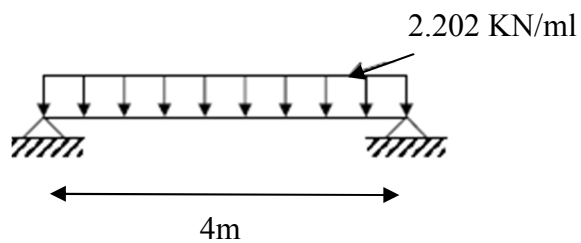
a) L'espace des pannes

$$80\text{ cm} \leq e_p \leq 180\text{ cm}$$

On prend $e_p = 100\text{cm}$



$$q_p = q_u \times e_p = 2.202 \times 1 = 2.202\text{ KN/ml}$$



b- Effort revenants aux chevrons :

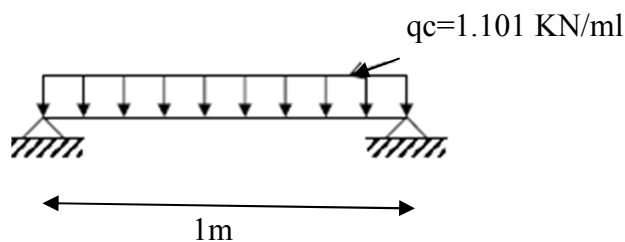
- Espacement des chevrons : $0,2\text{m} \leq e \leq 0,6\text{m}$

On prend $e_c = 0,5\text{m}$

- Portée des chevrons : $l_c = 1\text{m}$

$$q_c = q_u \times e_c$$

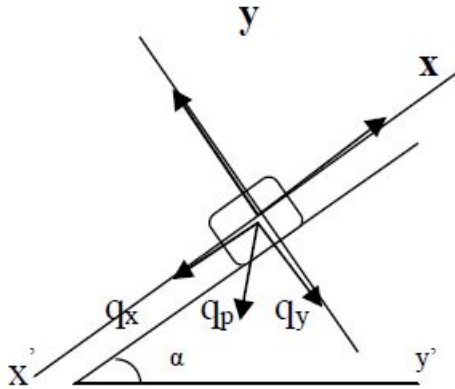
$$q_c = 2.202 \times 0,5 = 1.101\text{KN/ml}$$



5) Détermination des sections : yx

5.1) Calcul des pannes :

Le calcul des pannes se fera en flexion déviée :



➤ versant $\alpha = 19.7^\circ$

Suivant l'axe (x, x) : $q_x = q_p \cdot \sin\alpha = 2.202 \times 0.337 = 0.742 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (y, y) : $q_y = q_p \cdot \cos\alpha = 2.202 \times 0.941 = 2.072 \text{ KN/ml}$

➤ versant $\alpha = 24.37^\circ$

Suivant l'axe (x, x) : $q_x = q_p \cdot \sin\alpha = 2.202 \times 0.413 = 0.91 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (y, y) : $q_y = q_p \cdot \cos\alpha = 2.202 \times 0.998 = 2.197 \text{ KN/ml}$

➤ Vérification des contraintes :

Le bois utilisé est le bois sapin de catégorie « I » de contrainte admissible σ

$$\sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = \sigma_{fx} + \sigma_{fy} \leq \bar{\sigma}_f \Leftrightarrow \frac{M_{fx}}{I_{xx}} + \frac{M_{fy}}{I_{yy}} \leq \bar{\sigma}_f$$

1) Moments de flexions

➤ versant $\alpha = 19.7^\circ$

$$\text{suivant l'axe (x, x')} : M_{fy} = q_x \frac{L_p^2}{8} = \frac{4^2 \times 0.742}{8} = 1.484 \Leftrightarrow M_{fy} = 1.484 \text{ KN.m}$$

$$\text{suivant l'axe (y, y')} : M_{fx} = q_y \frac{L_p^2}{8} = \frac{4^2 \times 2.072}{8} = 4.144 \Leftrightarrow M_{fx} = 4.144 \text{ KN.m}$$

• Choix de la section des pannes :

Soit une section de (10,5x22,5) cm²

• Module de résistance :

$$W_{xx'} = \frac{I_{xx}}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = 885.94 \text{ cm}^3$$

$$W_{yy'} = \frac{I_{yy}}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = 413.44 \text{ cm}^3$$

Donc :

$$\sigma_f = \frac{4.144 \times 10^4}{885.94} + \frac{1.484 \times 10^4}{413.44} = 82.67 \text{ daN/cm}^2$$

Sachant que le bois utilisé est de catégorie I, avec $\sigma = 142 \text{ daN/cm}^2$ (Art 3.12 CB71)

$\sigma_f < \sigma = 142 \text{ daN/cm}^2 \Rightarrow$ la section choisie est bonne.

➤ **versant $\alpha = 24.37^\circ$**

suitant l'axe (x,x') : $M_{fy} = q_x \frac{L_p^2}{8} = \frac{4^2 \times 0.91}{8} = 1.82 \Leftrightarrow M_{fy} = 1.82 \text{ KN.m}$

suitant l'axe (y,y') : $M_{fx} = q_y \frac{L_p^2}{8} = \frac{4^2 \times 2.197}{8} = 4.39 \Leftrightarrow M_{fx} = 4.39 \text{ KN.m}$

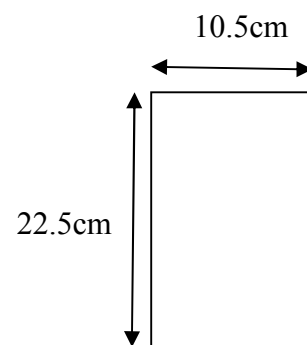
• **Choix de la section des pannes :**

Soit une section de (10,5x22,5) cm²

• **Module de résistance :**

$$W_{XX'} = \frac{I_{XX'}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = 885.94 \text{ cm}^3$$

$$W_{YY'} = \frac{I_{YY'}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = 413.44 \text{ cm}^3$$



Donc :

$$\sigma_f = \frac{4.39 \times 10^4}{885.94} + \frac{1.82 \times 10^4}{413.44} = 93.57 \text{ daN/cm}^2$$

Sachant que le bois utilisé est de catégorie I, avec $\sigma = 142 \text{ daN/cm}^2$ (Art 3.12 CB71)

$\sigma_f < \sigma = 142 \text{ daN/cm}^2 \Rightarrow$ la section choisie est bonne.

❖ **Vérification de la flèche pour les pannes : (Art 4.962 CB71)**

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G+Q

$$q_p = q_s \cdot e_p = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

✓ **Versant $\alpha = 19.7^\circ$**

Suitant l'axe (x,x') : $q_x = 1.5 \times 0.337 = 0.505 \text{ KN/ml}$

Suitant l'axe (y,y') : $q_y = 1.5 \times 0.941 = 1.41 \text{ KN/ml}$

La flèche admissible :

$$f = \frac{L}{300} \quad \text{avec } L : \text{ la portée de la panne}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par (Art 4.011 CB71)

$$f = \frac{5\sigma_f L_p}{48E_f \frac{h}{2}} \leq f = \frac{L_p}{300} = \frac{400}{300}$$

Avec : $E = 11000\sqrt{\sigma} = 11000\sqrt{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2$

$$f = \frac{5 \times 82.67 \times 400^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{22.5}{2}} = 0.93 \leq 1.33 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

✓ **Versant $\alpha = 24.37^\circ$**

Suivant l'axe (x,x') : $q_x = 1.5 \times 0.413 = 0.62 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (y,y') : $q_y = 1.5 \times 0.998 = 1.5 \text{ KN/ml}$

La flèche admissible :

$$f = \frac{L}{300} \quad \text{avec } L : \text{ la portée de la panne}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par (**Art 4.011 CB71**)

$$f = \frac{5\sigma_f L_p}{48E_f \frac{h}{2}} \leq f = \frac{L_p}{300} = \frac{400}{300}$$

Avec : $E = 11000\sqrt{\sigma} = 11000\sqrt{142} = 131080.128 \text{ daN/cm}^2$

$$f = \frac{5 \times 93.57 \times 400^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{22.5}{2}} = 1.057 \leq 1.33 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

5.2) Calcul des chevrons

D'après les règles CBA-71, le calcul se fera en flexion simple sous q_c pour une poutre continue de section $(5 \times 7) \text{ cm}^2$.

✓ Calcul du moment isostatique

$$M_0 = \frac{q_c \times L_c^2}{8} \quad \longrightarrow \quad M_0 = \frac{1.101 \times 1}{8}$$

$$\longrightarrow M_0 = 0.138 \text{ KN.m}$$

Moment en travée et aux appuis

La valeur des moments aux appuis est :

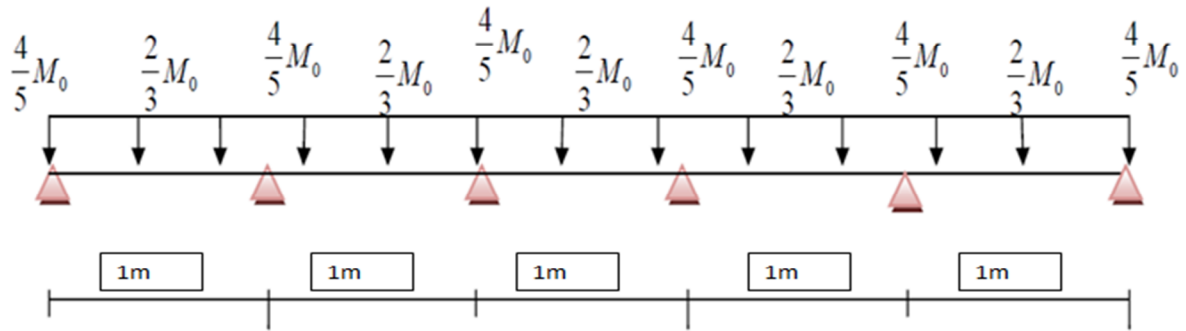
$$M = \frac{4}{5} M_0 \quad \longrightarrow \quad M = 0.11 \text{ KN.m}$$

la valeur des moments en travées est :

$$M = \frac{2}{3} M_0 \quad \longrightarrow \quad M = 0.092 \text{ KN.m}$$

Aux appuis : $M_a = 0.11 \text{ KN.m}$

En Travée : $M_t = 0.092 \text{ KN.m}$



➤ Vérification des contraintes

A- Aux appuis

$$\sigma_f = \frac{M_a}{\frac{I}{v}} = \frac{0.11 \times 10^4}{\frac{5 \times 7^2}{9}} \rightarrow \sigma_f = 40.41 \text{ daN/cm}^2 < 142.08 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

B- En travée

$$\sigma_f = \frac{M_t}{\frac{I}{v}} = \frac{0.092 \times 10^4}{\frac{5 \times 7^2}{9}} \rightarrow \sigma_f = 33.79 \text{ daN/cm}^2 < 142.08 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

Vérification de la flèche admissible pour les chevrons :

Selon les règlements (CBA-71) la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux...) est

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} \quad \text{avec } L_c : \text{ la portée de la pièce (chevrons).}$$

$$\bar{f} = \frac{100}{200} = 0.5 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est : $f = \frac{5\sigma_f L_c^2}{48E_f \frac{h}{2}} \leq \bar{f} = \frac{L_c}{200}$

A- Aux appuis

$$\bar{f} = \frac{5 \times 40.41 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{7}{2}} \rightarrow \bar{f} = 0.092 \text{ cm}$$

$$0.092 < 0.5 \rightarrow f < \bar{f} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

B- En travée :

$$\bar{f} = \frac{5 \times 33.79 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{7}{2}} \rightarrow \bar{f} = 0.077 \text{ cm}$$

$$0.077 < 0.5 \rightarrow f < \bar{f} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

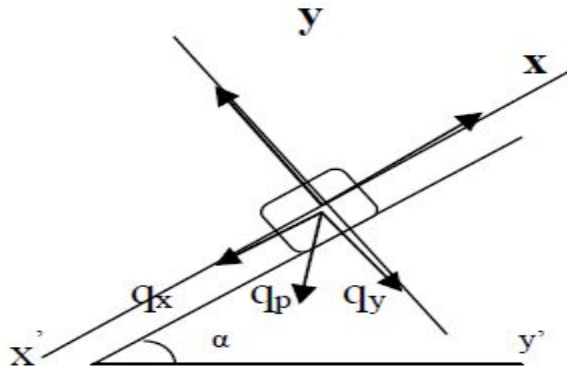
Les vérifications étant satisfaites, on maintient la section choisie, soit (5x7) cm².

5.3) Calcul des liteaux

L'étude des liteaux se fera de la même manière que l'étude des pannes. $e_l = 0.3\text{m}$.

La portée des liteaux égal à l'espacement des cheverons $L = 0,5\text{m}$.

$$: q_l = 2.202 \times 0.3 = 0,661\text{kn/ml}$$



Vérification des contraintes

$$\sigma_f = \sigma_{fx} + \sigma_{fy} \leq \bar{\sigma}_f \Leftrightarrow \frac{M_{fx}}{I_{xx}} + \frac{M_{fy}}{I_{yy}} \leq \bar{\sigma}_f$$

✓ Versant $\alpha = 19.7^\circ$

Suivant l'axe (x, x') : $q_x = 0.661 \times 0.337 = 0.223\text{KN/ml}$

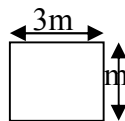
Suivant l'axe (y, y') : $q_y = 0.661 \times 0.941 = 0.622\text{KN/ml}$

$$\text{suivant l'axe } (x, x') : M_{fy} = q_x \frac{L^2}{8} = \frac{(0.5)^2 \times 0.223}{8} = 0.0069 \Leftrightarrow M_{fy} = 0.0069\text{Kn.m}$$

$$\text{suivant l'axe } (y, y') : M_{fx} = q_y \frac{L^2}{8} = \frac{(0.5)^2 \times 0.622}{8} = 0.0194 \Leftrightarrow M_{fx} = 0.0194\text{Kn.m}$$

Choix de la section des liteaux

Soit une section de $(3 \times 3)\text{ cm}^2$



Module de résistance

$$W_1 = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = 4.5\text{cm}^3$$

$$W_1 = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = 4.5\text{cm}^3$$

Donc :

$$\sigma_f = \frac{0.0194 \times 10^4}{4.5} + \frac{0.0069 \times 10^4}{4.5} = 58.44\text{ KN/cm}^2$$

$\sigma_f < \bar{\sigma}_f = 142\text{daN/cm}^2 \Rightarrow$ la section choisie est bonne.

Calcul du moment isostatique

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} = \frac{0.661 \times (0.5)^2}{8} = 0.0206 \text{ KN.m}$$

Moment en travée et aux appuis

La valeur des moments aux appuis est :

$$M = \frac{4}{5} M_0 \longrightarrow M = 0.0165 \text{ KN.m}$$

la valeur des moments en travées est :

$$M = \frac{2}{3} M_0 \longrightarrow M = 0.0137 \text{ KN.m}$$

Aux appuis : $M_a = 0.0165 \text{ KNm}$

En Travée : $M_t = 0.0137 \text{ KNm}$

Vérification des contraintes**C- Aux appuis**

$$\sigma_f = \frac{M_a}{\frac{I}{V}} = \frac{0.0165 \times 10^4}{4.5} \longrightarrow \sigma_f = 36.67 \text{ daN/cm}^2 < 142.08 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

D- En travée

$$\sigma_f = \frac{M_t}{\frac{I}{V}} = \frac{0.0137 \times 10^4}{4.5} \longrightarrow \sigma_f = 30.44 \text{ daN/cm}^2 < 142.08 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

Vérification de la flèche admissible pour le linteaux :

Selon les règlements (CBA-71) la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, linteaux...) est

$$\bar{f} = \frac{L_1}{200} \quad \text{avec } L_1 : \text{ la portée de linteaux.}$$

$$\bar{f} = \frac{50}{200} = 0.25 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est : $f = \frac{5\sigma_f L_1}{48E_f h} \leq f = \frac{L_1}{200}$

C- Aux appuis

$$f = \frac{5 \times 36.67 \times (50)^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{3}{2}} \longrightarrow f = 0.0485 \text{ cm}$$

$$0.0485 < 0.5 \longrightarrow f < \bar{f} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

Les vérifications étant satisfaites, on maintient la section choisie, soit $(3 \times 3) \text{ cm}^2$.

5.4) Assemblage de la charpente

Pour l'assemblage de notre charpente on a opté pour un assemblage avec cloue.

C'est un assemblage qui est à la fois pratique et facile à réaliser, utilise principalement pour les charpentes traditionnelles, ce type d'assemblage garantie une très bonne transmission des efforts.

Le choix du diamètre des clous est conditionne par : (Art 4,62-12 C.B/71/Juin 84)

- Épaisseur de la pièce la plus mince.
- Humidité du bois au moment de la fabrication.
- Dureté du bois en œuvre.

Soit :

e : épaisseur de la pièce (litageux)

d : diamètre des clous

Sachant que la pièce la plus mince (litageux) à une épaisseur de 3 cm est le bois mise en œuvre est un bois sec et durs alors :

$$d \leq \frac{e}{9} = \frac{30}{9} \quad d \leq 3,33 \text{ mm}$$

Remarque : L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par gouttières qui seront prévues sur les rives de bâtiment.

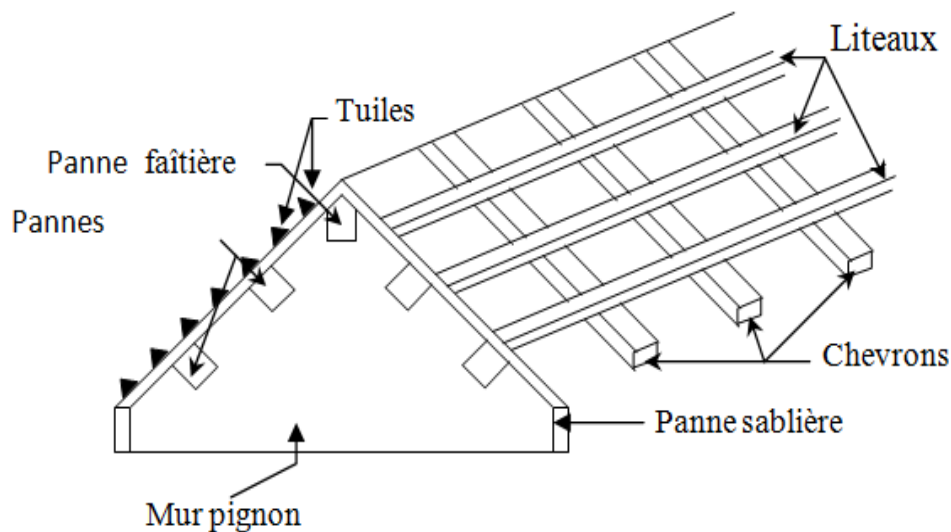


Schéma descriptif de la toiture

5.5) Etude au vent :

Cette étude consiste à déterminer la pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j . cette pression est calculée d'une manière générale par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times W_{(z_j)} \quad [N/m^2]$$

Avec :

C_d : coefficient dynamique de la construction.

$W_{(zj)}$: pression exercée sur l'élément de surface, calculée à une hauteur donnée.

La valeur de $W_{(zj)}$ est obtenue à l'aide des formules données en fonction des conditions donnée dans le D.T.R.

On a :

$$W_{(zj)} = q_{dyn}(zj) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

Sachant que notre bâtiment est de catégorie I situé en zone I sur un site plat, il comporte des cloisons intérieures et l'indice de perméabilité μ_p étant différent de zéro.

$C_{pi} = -0.6$: coefficient de pression intérieure.

C_{pe} : coefficient de pression extérieure.

$C_t = 1$: coefficient de topographique.

$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$: pression dynamique de référence.

$K_T = 0.24$: facteur de terrain.

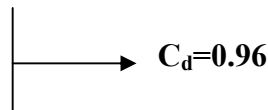
$q_{dyn}(zj)$: la pression dynamique.

Détermination du coefficient dynamique C_d :

La structure de notre bâtiment étant en BA, on utilise l'abaque donné dans le D.T.R (C2-47) pour la lecture de la valeur de C_d .

-La largeur du bâtiment $b = 16.25 \text{ m}$

-La hauteur du bâtiment $h = 33.94 \text{ m}$



Le facteur de réduction moyen C_{red} vaut environ $0.8b/h = 0.4$

Détermination de la pression dynamique : q_{dyn}

La structure est de hauteur totale $> 10 \text{ m}$, il ya donc lieu de subdivise le maitre-couple.

On calculera donc la pression dynamique à $h = 33.94 \text{ m}$ pour la toiture.

$$q_{dyn}(33.94) = q_{ref} \cdot C_e(33.94)$$

q_{ref} : pression dynamique de référence.

C_e : coefficient d'exposition.

Détermination du coefficient d'exposition :

Le coefficient d'exposition C_e est calculé conformément à la formule suivant :

$$C_e = C_r^2 \times C_t^2 \left[1 + \frac{7K_T}{C_r \times C_t} \right]$$

C_r : coefficient de rugosité.

C_t : coefficient de topographie.

K_T : facteur de terrain.

On a :

$$C_r = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.24 \times \ln\left(\frac{33.94}{1}\right) = 0.846$$

D'où :

$$C_e = 0.846^2 \times 1^2 \left[1 + \frac{7 \times 0.24}{0.846 \times 1}\right] = 2.137$$

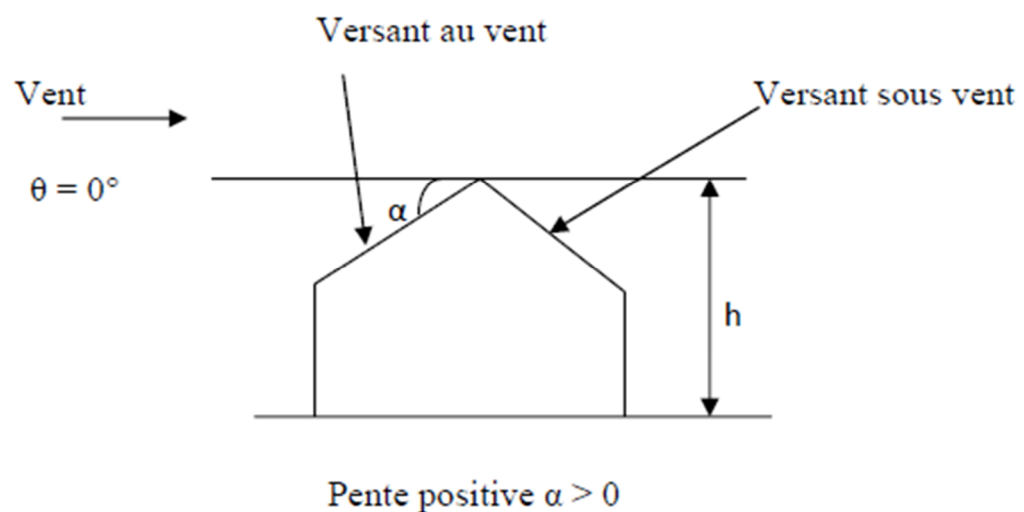
Donc on a :

$$q_{\text{dyn}} = 375 \times 2.137 = 801.375 \text{ N/m}^2$$

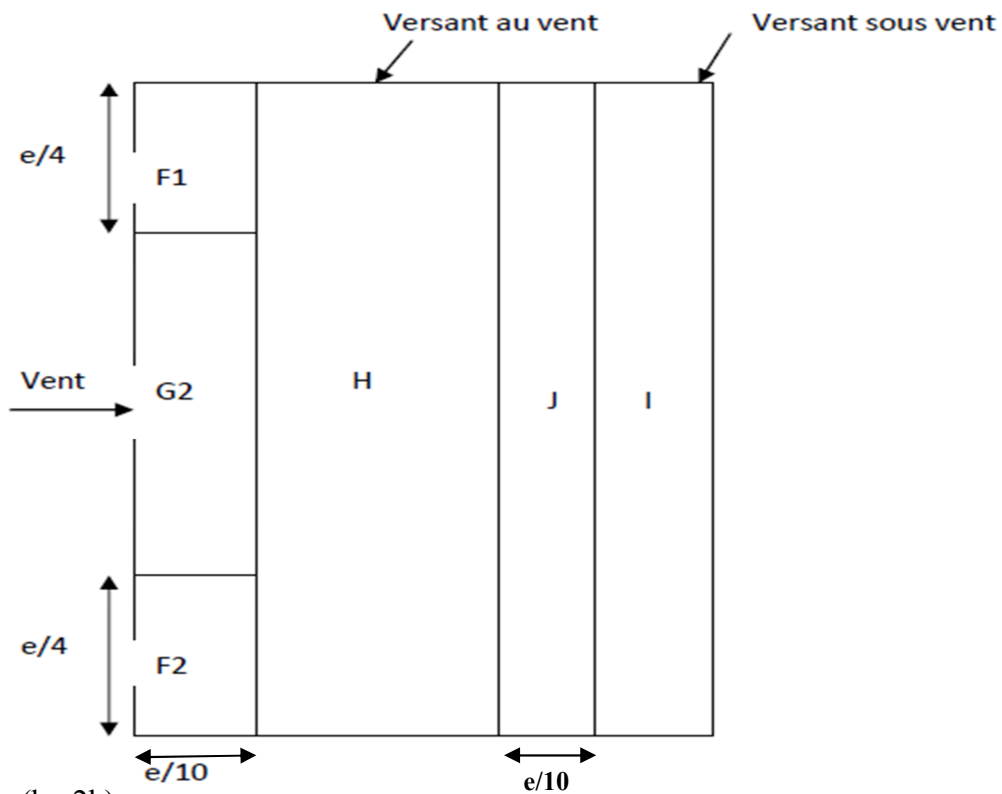
Détermination du coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Il convient de diviser la toiture conformément aux règles annoncées dans le D.T.R (C2-47).

- **La direction du vent est perpendiculaire aux génératrices et frappant la rive basse de la toiture :**

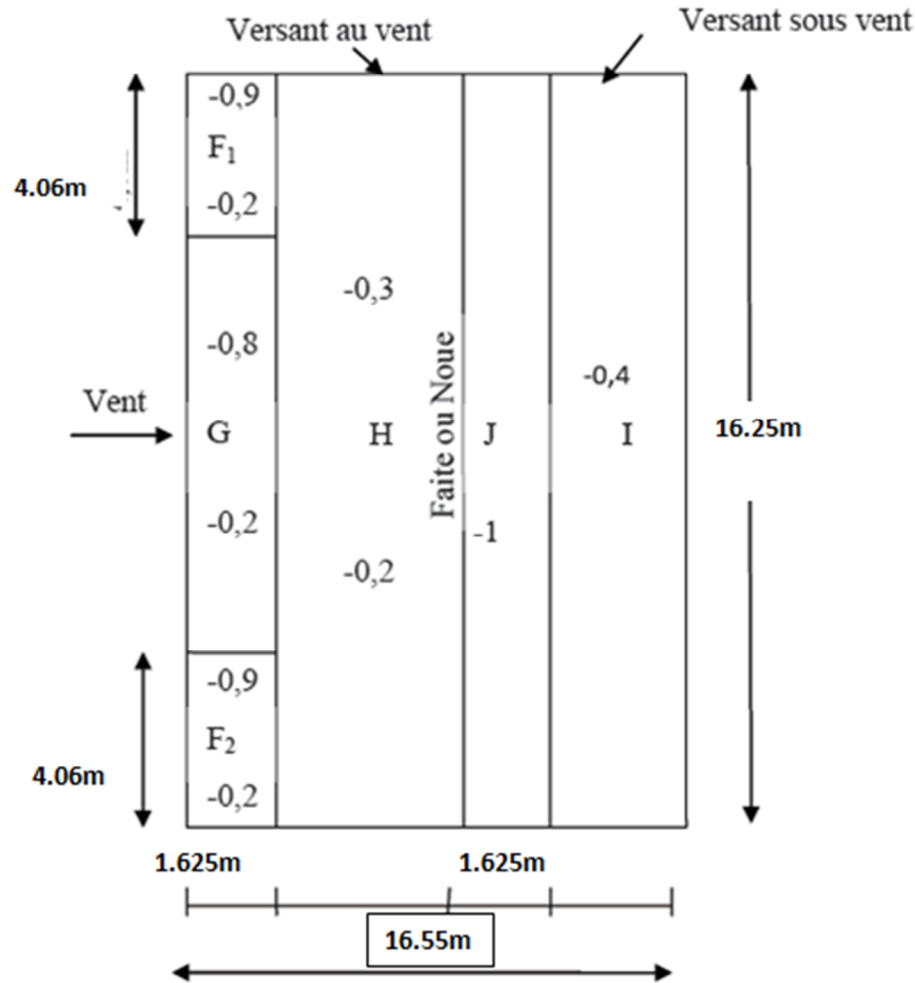


Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante : **Répartition des zones**



$$e = \min(b ; 2h)$$

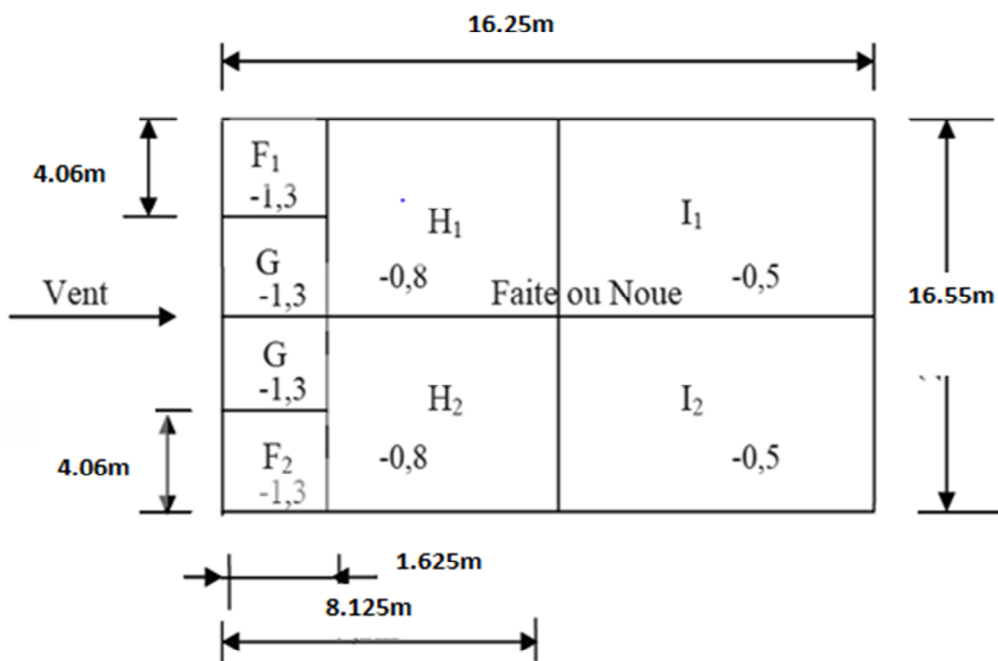
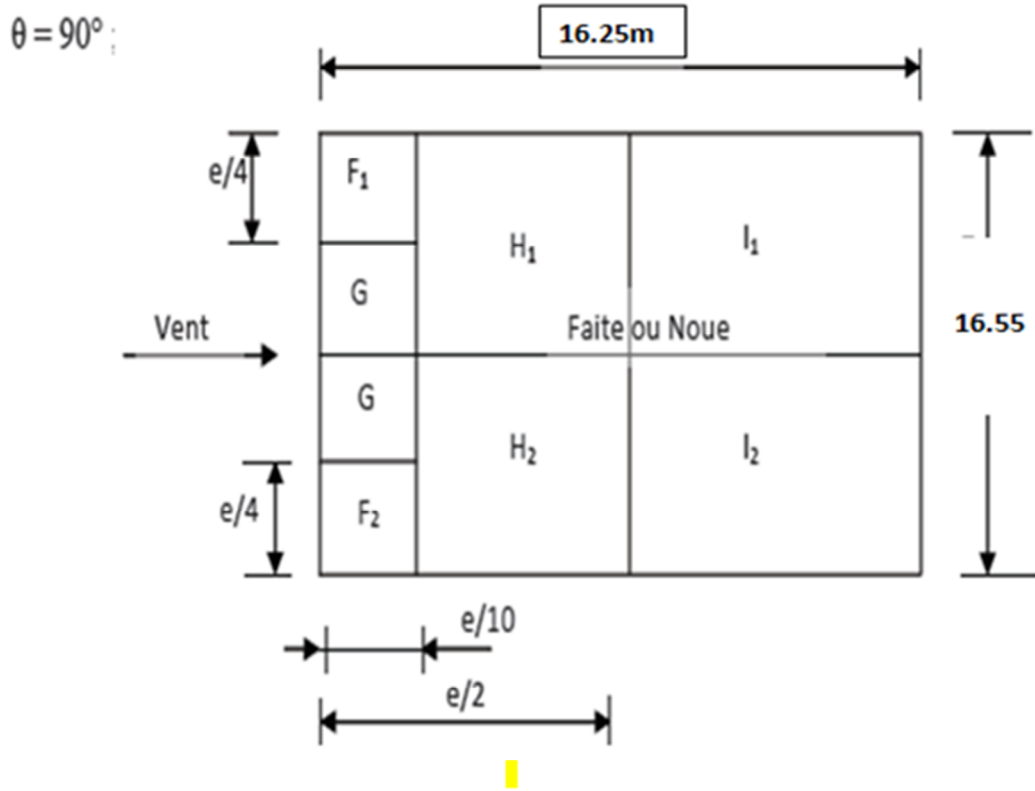
$$e = \min(16.25 ; 2 \times 33.94) = 16.25 \text{ m}$$



Répartition des zones

Remarque : La surface chargée étant supérieure à 10m², les coefficients de pression sont ceux correspondant à C_{pe10}.

➤ La direction du vent est parallèle à la génératrice :



L'ensemble des résultats est synthétisé dans les tableaux suivants :

1^{er} cas : la direction du vent est perpendiculaire à la génératrice.

Tableau I :

Zone	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_i (N/m^2)$
F ₁ et F ₂	0.96	801.375	-0.9	-0.6	-230.796
			-0.2		+307.728
G	0.96	801.375	-0.8	-0.6	-307.728
			-0.2		+307.728
H	0.96	801.375	-0.3	-0.6	+230.796
			-0.2		+307.728
I	0.96	801.375	-0.4	-0.6	+153.864
J	0.96	801.375	-1	-0.6	-307.864

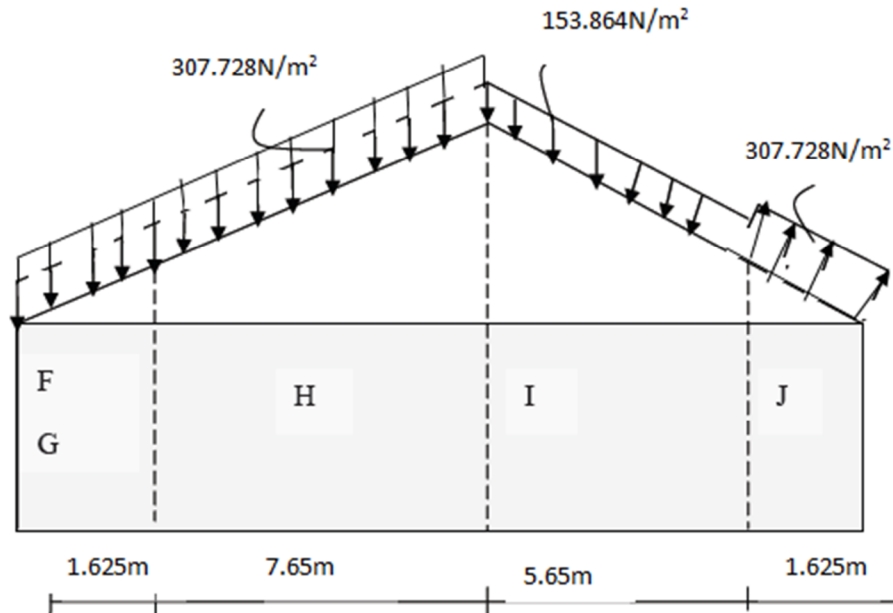
2^{ème} cas : direction du vent est parallèle à la génératrice.

Tableau 2 :

Zone	C_d	$q_{dyn} (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$q_i (N/m^2)$
F ₁ et F ₂	0.96	801.375	-1.2	-0.6	-461.592
G ₁ et G ₂	0.96	801.375	-1.2	-0.6	-461.592
H ₁ et H ₂	0.96	801.375	-0.8	-0.6	-160.275
I ₁ et I ₂	0.96	801.375	-0.5	-0.6	+76.932

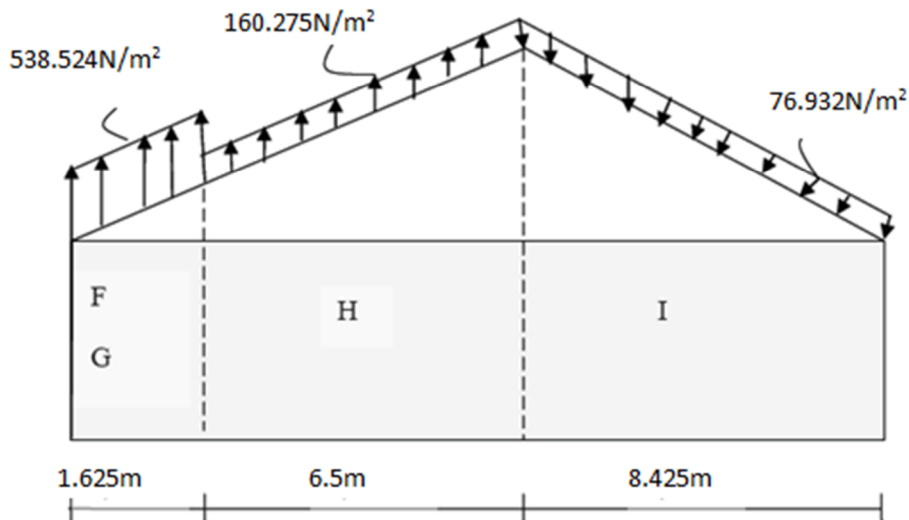
Répartition des pressions dans les différentes zones :

❖ la direction du vent est perpendiculaire à la génératrice.



Répartition des pressions dans les zones F₁, F₂, G, H, J, I

❖ direction du vent est parallèle à la génératrice.

Répartition des pressions dans les zones F₁, F₂, G, H, I**Vérification au soulèvement du vent :**

On doit vérifier que :

$$U = q_j \leq G$$

U : l'action du vent qui produit un effort de soulèvement.

G : poids propre de toiture.

- la direction du vent est perpendiculaire à la génératrice.

$$U = 307.728 \text{ N/m}^2 \leq 520 \text{ N/m}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

- direction du vent est parallèle à la génératrice.

$$U = 461.592 \text{ N/m}^2 \leq 520 \text{ N/m}^2 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Conclusion :

Les conditions étant vérifiées nous pouvons conclure que la toiture présente une bonne résistance au soulèvement du vent.

IV-1 Introduction :

On possède différents programmes de calcul qui nous permettent de résoudre les problèmes de calcul des structures et de les contrôler en peu de temps, comme SAP2000, ROBOTS et ETABS. Dans notre cas on a choisie l'ETABS.

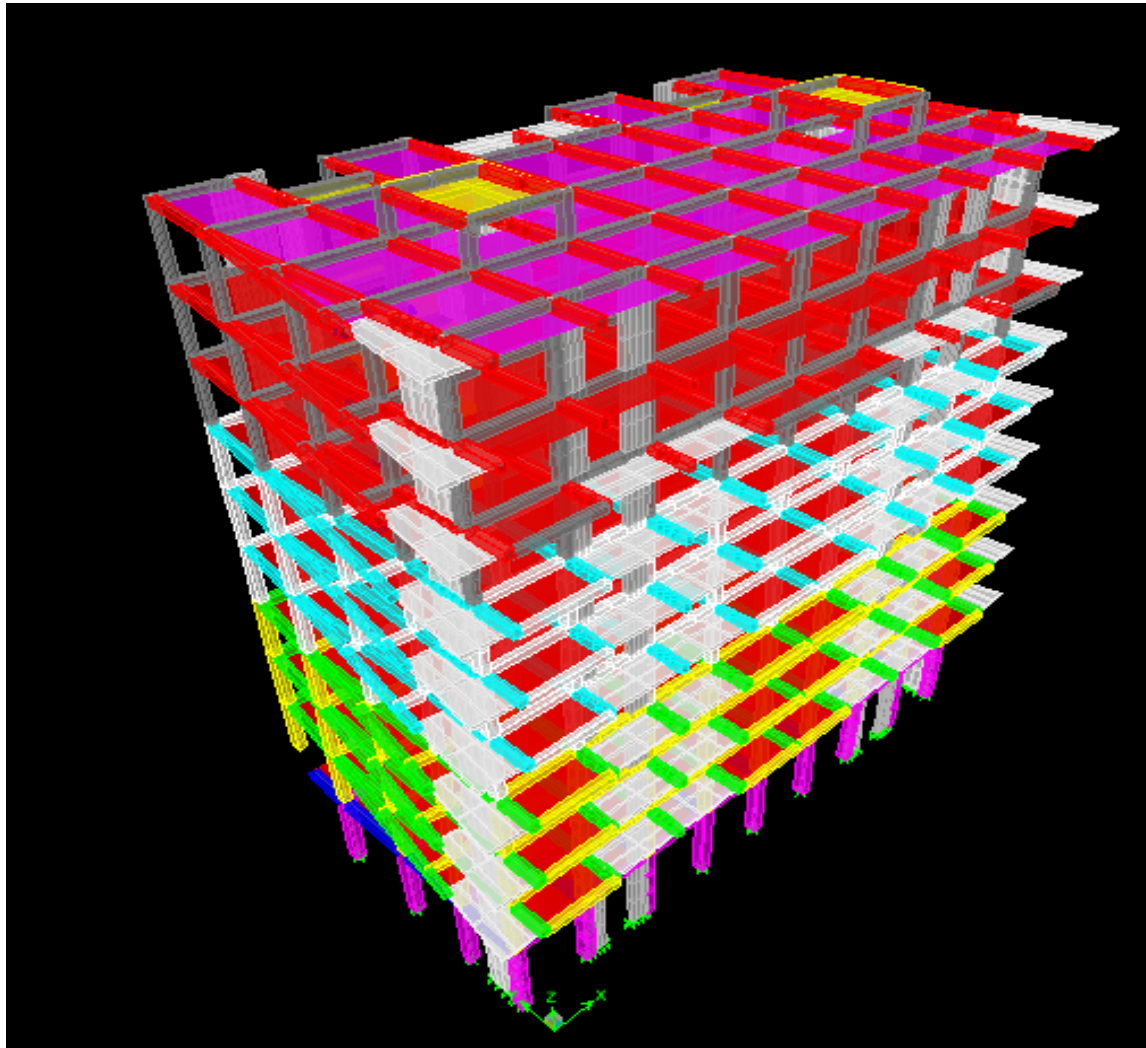
IV-2 Description de l'ETABS:

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux Bâtiments et aux ouvrages de Génie civil. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformation du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

IV-3 Les étapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1)-Introduction de la géométrie du modèle.
- 2)-Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3)-Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- 4)-Définition des charges (G, Q)
- 5)-Introduction du spectre de réponse (E), selon le RPA99/version 2003.
- 6)-Définition du séisme.
- 7)-Introduction des combinaisons d'actions.
- 8)-Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 9)-Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.



La structure en trois dimensions

Définition du spectre de réponse :

Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un éventuel séisme.

➤ **Caractéristiques du spectre de réponse : (RPA 99/ VERSION 2003)**

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

- Coefficient d'accélération de zone $A=0.15$ (Tableau 4-1)
- Coefficient de comportement $R=5$ (Tableau 4-3)
- Facteur de qualité $Q=1.1$ (Tableau 4-4)
- Coefficient d'amorcement $\xi=10$ (Tableau 4-2)
- Catégorie de site S2 (Tableau 4-7)

Coefficients Dynamiques :

Coefficient d'accélération de zone A	A	0.15
Coef de comportement de la structure R	R	5
Facteur de qualité Q	Q	1,1
Coefficient d'amortissement (%)	ξ	10
Catégorie du Site (1/2/3/4)		2
Temps maximal de calcul (secondes)		2
Increment de Calcul (secondes)		0.1
Nom du Fichier Résultats	EXE1	

T	Sa/g
0	0,1875
0,1	0,1102
0,2	0,0716
0,3	0,0716
0,4	0,0716
0,5	0,0617
0,6	0,0546
0,7	0,0493
0,8	0,0451
0,9	0,0417
1	0,0388
1,1	0,0364
1,2	0,0344
1,3	0,0326
1,4	0,031
1,5	0,0296
1,6	0,0284
1,7	0,0272

OK

Réponse de spectre

IV-4 Vérification des Exigences du RPA :

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

- Estimation de la période fondamentale.
- Nombre de modes à considérer dans les calculs.
- Le type de contreventement.
- Vérification de la participation de la masse modale.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification du déplacement seconde ordre (l'effet P- Δ)

IV-4-1 La période :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,699064	69,8749	0,0000	0,0000	69,8749	0,0000	0,0000
2	0,405316	0,0000	74,4224	0,0000	69,8749	74,4224	0,0000
3	0,398337	0,4488	0,0003	0,0000	70,3238	74,4227	0,0000
4	0,224345	12,7772	0,0000	0,0000	83,1009	74,4227	0,0000
5	0,140980	0,0000	10,3505	0,0000	83,1009	84,7732	0,0000
6	0,138072	0,0238	0,0000	0,0000	83,1248	84,7732	0,0000
7	0,120058	5,3093	0,0000	0,0000	88,4341	84,7732	0,0000
8	0,094653	0,0004	0,0000	0,0000	88,4345	84,7732	0,0000
9	0,094639	0,0000	0,2766	0,0000	88,4345	85,0498	0,0000
10	0,085797	0,0000	4,6391	0,0000	88,4345	89,6889	0,0000
11	0,083792	0,0319	0,0000	0,0000	88,4664	89,6889	0,0000
12	0,079117	2,5345	0,0000	0,0000	91,0009	89,6889	0,0000
13	0,076167	0,0000	0,0000	0,0000	91,0009	89,6889	0,0000
14	0,076160	0,0000	0,0000	0,0000	91,0010	89,6889	0,0000
15	0,073686	0,0001	0,0000	0,0000	91,0010	89,6889	0,0000
16	0,073378	0,0000	0,0000	0,0000	91,0010	89,6889	0,0000
17	0,069627	0,0109	0,0000	0,0000	91,0119	89,6889	0,0000
18	0,069529	0,0000	0,0007	0,0000	91,0119	89,6896	0,0000
19	0,066250	0,0000	0,1844	0,0000	91,0119	89,8740	0,0000
20	0,066008	0,0011	0,0000	0,0000	91,0130	89,8740	0,0000
21	0,065498	0,7145	0,0000	0,0000	91,7275	89,8740	0,0000
22	0,065036	0,0000	0,0000	0,0000	91,7276	89,8740	0,0000
23	0,065025	0,0000	0,0000	0,0000	91,7276	89,8741	0,0000
24	0,064935	0,0001	0,0000	0,0000	91,7277	89,8741	0,0000
25	0,064848	0,0000	0,0562	0,0000	91,7277	89,9302	0,0000
26	0,059969	0,0000	1,5747	0,0000	91,7277	91,5050	0,0000
27	0,059271	0,0100	0,0000	0,0000	91,7376	91,5050	0,0000
28	0,053501	1,6063	0,0000	0,0000	93,3439	91,5050	0,0000
29	0,052152	0,0212	0,0001	0,0000	93,3651	91,5051	0,0000
30	0,052056	0,0000	1,5906	0,0000	93,3651	93,0956	0,0000

Période et participation massique

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,65s \text{ (Art 4-6 RPA99/ Version 2003)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage donné par (Tableau 4-6/RPA99, version 2003), avec $C_T = 0.05$

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

$$T \text{ analytique} = 0,699\text{sec}$$

La première formule empirique donne :

$$T \text{ empirique} = 0.05 \times (30,94)^{3/4} = 0.65 \text{ sec}$$

$T \text{ empirique} < T \text{ analytique}$ Condition vérifiée

IV-4 -2 Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Le mode fondamental est une translation suivant x avec une mobilisation de masse de 69,87%
une translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 74,42%.

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au vingt sixième (26) mode, d'où la **condition du RPA est vérifiée.**

IV-4 -3Vérification de l'effort tranchant à la base :

$$V_{dyn}^{xx} > 0,8V_{MSE}^x \quad \text{Avec : } V_{MSE} = \frac{AD_x Q_w}{R}$$

$$V_{dyn}^{yy} > 0,8V_{MSE}^y \quad \text{Avec : } V_{MSE} = \frac{AD_y Q_w}{R}$$

Selon logiciel d'ETABS on peut vérifier de plusieurs méthodes,

En premier lieu on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **Display** on clique sur **show tables** et on clique sur **select cases/combo** on sélectionne la combinaison **Ex** puis on clique sur **Building out put** et on sélectionne **Table : story shears .OK**

De tableau on extraire V_X et V_Y

$$\mathbf{E_x : } \begin{cases} V_X=203,94 \\ V_Y=0,01 \end{cases} \quad V_Y \lllll V_X \quad \text{condition vérifiée.}$$

La même chose pour la combinaison E_Y :

$$\mathbf{E_Y : } \begin{cases} V_X=0,01 \\ V_Y=266.81 \end{cases} \quad V_X \lllll V_Y \quad \text{condition vérifiée.}$$

IV-4-4 Calcul du pourcentage de participation des voiles

Les efforts horizontaux repris par les portiques et les voiles sont tirés par le logiciel ETABS à l'aide de l'option « section cut »

➤ **Suivant xx :**

Efforts repris par l'ensemble : 199,591KN

Efforts repris par les portiques : 27,407KN

Efforts repris par les voiles : 177,463KN

Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : 13,73%

Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : 88,91%

➤ **Suivant yy :**

Efforts repris par l'ensemble : 238,556KN

Efforts repris par les portiques : 26,060KN

Efforts repris par les voiles : 212,496KN

Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : 10,92%

Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : 89,07%

L'effet repris par les voiles est plus importants que celui repris par les portiques et cela dans les deux sens les voiles reprendre plus de 80% des sollicitations dues aux charges horizontales D'après le RPA99modifier 2003 le système de contreventement est de type 4_b : système de contreventement assuré par des voiles, donc les portiques ne reprendront que les efforts verticaux

Dans notre cas l'étude est faite avec logiciel ETABS, ce dernier va répartir les efforts sur les poteaux et les voiles. Donc les portiques seront aussi calculés sous les efforts horizontaux.

IV-4 -5 Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (Additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (**L** étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré en suivant chaque direction.

C_M: centre de masse

C_R: centre de rigidité

➤ **Suivant le sens X-X :** On doit vérifier que : $|X_{CM}-X_{CR}| \leq 5\%L_X$

Story	Diaphragme	XCM	XCR	XCM-XCR	5% LX	Condition
RDC	D1	12,8	12,80	0	1,48	CONDITION VERIFIEE
ETAGE1	D2	12,8	12,8	0	1,48	CONDITION VERIFIEE
ETAGE2	D3	12,8	12,8	0	1,48	CONDITION VERIFIEE
ETAGE3	D4	12,8	12,8	0	1,48	CONDITION VERIFIEE
ETAGE4	D5	12,8	12,8	0	1,48	CONDITION VERIFIEE
ETAGE5	D6	12,8	12,8	0	1,48	CONDITION VERIFIEE
ETAGE6	D7	12,798	12,8	0,002	1,48	CONDITION VERIFIEE
ETAGE7	D8	12,798	12,8	0,002	1,48	CONDITION VERIFIEE
ETAGE8	D9	12,8	12,8	0	1,48	CONDITION VERIFIEE
COMBLE	D10	12,8	12,8	0	1,48	CONDITION VERIFIEE
ETAGE11	D11	12,8	12,8	0	1,48	CONDITION VERIFIEE

Dans le sens x on prend l'excentricité égale à 5% L_x : e_x=1,48m

➤ **Suivant le sens Y-Y :** On doit vérifier que : $|Y_{CM}-Y_{CR}| \leq 5\%L_y$

Story	Diaphragme	YCM	YCR	YCM-YCR	5% LY	Condition
RDC	D1	7,953	7,983	0,13	0,8125	CONDITION VERIFIEE
ETAGE1	D2	7,711	7,846	0,135	0,8125	CONDITION VERIFIEE
ETAGE2	D3	7,711	8,577	0,866	0,8125	CONDITION NON VERIFIEE
ETAGE3	D4	7,700	8,855	1,155	0,8125	CONDITION NON VERIFIEE
ETAGE4	D5	7,670	9,011	1,341	0,8125	CONDITION NON VERIFIEE
ETAGE5	D6	7,665	9,117	1,45	0,8125	CONDITION NON VERIFIEE
ETAGE6	D7	7,655	9,204	1,549	0,8125	CONDITION NON VERIFIEE
ETAGE7	D8	7,644	9,259	1,615	0,8125	CONDITION NON VERIFIEE
ETAGE8	D9	7,716	9,269	1,553	0,8125	CONDITION NON VERIFIEE
COMBLE	D10	7,585	8,894	1,309	0,8125	CONDITION NON VERIFIEE
ETAGE11	D11	6,500	7,723	1,223	0,8125	CONDITION NON VERIFIEE

Pour le sens y l'excentricité égal à la grande valeur de l'excentricité calculer : $e_y=1,615m$

IV-4-6 Justification vis à vis des déformations:

➤ **Sens xx :**

story	U_x	$\delta_K - \delta_{K-1}$	Hauteur d'étage	1% h_e	condition
comble	0,118283	0,011984	3,06	3,06	Condition vérifiée
Etage8	0,106299	0,011166	2,89	2,89	Condition vérifiée
Etage7	0,095133	0,012065	2,89	2,89	Condition vérifiée
Etage6	0,083068	0,012859	2,89	2,89	Condition vérifiée
Etage5	0,070209	0,013883	2,89	2,89	Condition vérifiée
Etage4	0,056326	0,015521	3,06	3,06	Condition vérifiée
Etage3	0,040805	0,014879	3,06	3,06	Condition vérifiée
Etage2	0,025926	0,013856	3,06	3,06	Condition vérifiée
Etage1	0,012070	0,010302	3,06	3,06	Condition vérifiée
RDC	0,001768	0,001768	4,08	4,08	Condition vérifiée

➤ Sens yy :

story	U_Y	$\delta_K - \delta_{K-1}$	Hauteur d'étage	1% h_e	condition
comble	0,051201	0,002108	3,06	3,06	Condition vérifiée
Etage8	0,046170	0,005031	2,89	2,89	Condition vérifiée
Etage7	0,042460	0,003710	2,89	2,89	Condition vérifiée
Etage6	0,038256	0,004204	2,89	2,89	Condition vérifiée
Etage5	0,033378	0,004878	2,89	2,89	Condition vérifiée
Etage4	0,027736	0,006769	3,06	3,06	Condition vérifiée
Etage3	0,020967	0,009333	3,06	3,06	Condition vérifiée
Etage2	0,014034	0,006861	3,06	3,06	Condition vérifiée
Etage1	0,007173	0,005458	3,06	3,06	Condition vérifiée
RDC	0,001715	0,001715	4,08	4,08	Condition vérifiée

La condition dans les deux sens est vérifiée donc la structure est rigide.

IV-4-7 Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{ht}{500} = \frac{3094}{500} = 6,188$$

t: la flèche admissible.

h_t : la hauteur totale du bâtiment.

➤ Sens longitudinale :

$$\delta_{\max} = 0.118 \leq f = \frac{ht}{500} = \frac{3094}{500} = 6,188 \implies \text{condition vérifier}$$

➤ Sens transversal :

$$\delta_{\max} = 0.512 \leq f = \frac{ht}{500} = \frac{3094}{500} = 6,188 \implies \text{condition vérifier}$$

IV-4-8 Vérifications de l'effet P-Delta : L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_K}{V_K h_K}$$

$\theta_k < 0,1 \implies$ Effets P-Delta peut être négligé.

$0,1 \leq \theta_k \leq 0,2 \implies$ Amplifiant les effets de l'action sismique par $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

$\theta_k > 0,2 \implies$ Structure instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation de la charge associées au dessus du niveau K.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau K.

h_k : Hauteur de l'étage K.

NIV	P _k (KN)	H _K (m)	Sens-x			Sens-y		
			Δ_{Kx} (cm)	V _X (KN)	θ_x	Δ_{Ky} (cm)	V _y (KN)	θ_y
comble	3495,21	3,06	0,0119	33,53	0,0040	0,0050	40,43	0,0014
8	4229,91	2,89	0,0111	32,52	0,0049	0,0037	40,05	0,0013
7	4278,58	2,89	0,0120	29,25	0,0060	0,0042	37,84	0,0016
6	4390,15	2,89	0,0128	25,33	0,0076	0,0048	34,07	0,0021
5	4390,16	2,89	0,0138	22,23	0,0094	0,0056	29,86	0,0028
4	4440,26	3,06	0,0155	18,40	0,0122	0,0067	25,88	0,0037
3	4774,80	3,06	0,0148	15,38	0,0150	0,0069	21,37	0,0050
2	4774,48	3,06	0,0138	11,35	0,0189	0,0068	16,14	0,0065
1	4732,85	3,06	0,0103	07,90	0,0201	0,0054	10,45	0,0079
RDC	4594,58	4,08	0,0017	01,80	0,0106	0,0017	02,94	0,0065

On a $\theta_k < 0,1$ dans les deux sens donc l'effet P-Delta est négligeable

IV-4-9 Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations de l'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec : Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton Nd=1626,35KN

Bc : l'aire (section brute) de la section de béton Bc = (45x50) cm²

La résistance caractéristique du béton f_{c28} =25Mpa

$$\frac{1626,3510^3}{45 \times 50 \times 10^2 \times 25} = 0,28 \leq 0,3 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les conditions exigées par le règlement parasismique algérien sont toutes vérifiées.

V) Ferrailage des poteaux :**V-1) Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

ELU	$1.35 G + 1.5 Q$
ELS	$G + Q$
RPA2003	$G + Q \pm E$
	$0.8 G \pm E$

Et en procédant à des vérifications à l'ELS.

V-2) Recommandations du RPA2003 :**➤ Les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Le pourcentage minimal sera de 0.8% de la section du poteau (Zone IIa).

Poteau (45×50).....	$A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 50 = 18 \text{ cm}^2$
Poteau (40×45).....	$A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 45 = 14.4 \text{ cm}^2$
Poteau (35×40).....	$A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 40 = 11.2 \text{ cm}^2$
Poteau (30×35).....	$A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 35 = 8.4 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de 4% (Zone IIa).

Poteau (45×50).....	$A_{\min} = 0.04 \times 45 \times 45 = 90 \text{ cm}^2$
Poteau (40×45).....	$A_{\min} = 0.04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2$
Poteau (35×40).....	$A_{\min} = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$
Poteau (30×35).....	$A_{\min} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6% (Zone IIa).

Poteau (45×50).....	$A_{\min} = 0.06 \times 45 \times 50 = 135 \text{ cm}^2$
Poteau (40×45).....	$A_{\min} = 0.06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2$
Poteau (35×40).....	$A_{\min} = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$
Poteau (30×35).....	$A_{\min} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

✓ Le diamètre minimal est de $\Phi 12$.

✓ La longueur du recouvrement minimale est de $L_r = 40 \Phi$ (Zone IIa).

- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
L = 25 cm (Zone IIa).
- ✓ les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique)

➤ **Les armatures transversales :**

- ✓ les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{où} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

λ_g : l'élancement géométrique du poteau.

I_f : la longueur du flambement du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de section droite du poteau.

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\Phi_l; 15cm) & \text{en zone nodale.} \\ S_t \geq \min 15\Phi_l & \text{en zone courante.} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- ✓ La quantité minimale des armatures transversales $\frac{A_t}{b S_t}$ en% est donnée comme suite :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\%$$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminés en nombres et diamètre suffisant ($\Phi > 12$ mm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_{\min}$.

V-3) Calcul du ferrailage :

V-3-1) Calcul à l'ELU :

➤ Les armatures longitudinales :

Etat de calcul en flexion composée :

Si : $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée.

Si : $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d-c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h} \right) b h^2 f_{bc} \quad \rightarrow \quad (A)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$ (M_f : Moment fictif).

- Si l'inégalité, est vérifiée alors la section est partiellement comprimée le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1$ la section est simplement armée

Si : $\mu \geq \mu_1$ la section est doublement armée, il faut calculer A_1 et A_1'

$$\mu_1 = 0.392.$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armatures est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

- Si l'inégalité (A) est vérifiée, donc la section est entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d-c) - M_f > (0.5h - c) b \cdot h \cdot f_{bc} \quad \rightarrow \quad (B)$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A' = \frac{N_u - (d - 0.5h)bf_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

➤ Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section à besoin d'armatures inférieurs.

$$A'_s = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et} \quad A_s = 0 \quad , \quad \psi = \frac{0.357 - \frac{N_u(d - c') - M}{b \cdot h \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c}{h}}$$

V-3-2) Ferrailage des poteaux à l'ELU :

Le ferrailage des poteaux se fait par zone tel que :

ZONE II : RDC

ZONE II : 1er au 3ème étage

ZONE III : 4ème au 6ème étage

ZONE IV : 7ème au 9ème étage

❖ **Tableaux récapitulatifs de ferrailage de poteaux par niveaux :**

Sens longitudinal :

Zone	Sollicitations	N (KN)	Mx	Adoptée (cm2)	Ferrailage (KN)
Zone I 45*50	Nmax-Mcorr	-2223,74	0,197	24,13	12HA16
	Nmin-Mcorr	-1051,35	0,024		
	Ncorr-Mmax	-736,61	-13,6		
Zone II 40*45	Nmax-Mcorr	-1973,72	-0,202	18,47	12HA14
	Nmin-Mcorr	-680,56	-2,758		
	Ncorr-Mmax	-22,3	-24,18		
Zone III 35*40	Nmax-Mcorr	-1166,76	0,398	13,57	12HA12
	Nmin-Mcorr	-354,99	-22,842		
	Ncorr-Mmax	-753,33	-48,284		
Zone IV 30*35	Nmax-Mcorr	-553,89	1,802	9,05	8HA12
	Nmin-Mcorr	-47,17	-0,57		
	Ncorr-Mmax	-213,44	-23,936		

- Sens transversal :

Zone	Sollicitations	N (KN)	My	Adoptée (cm ²)	Ferrailage (KN)
Zone I 45*50	Nmax-Mcorr	-2223,74	-5,887	24,13	12HA16
	Nmin-Mcorr	-1051,35	-2,02		
	Ncorr-Mmax	-709,84	-14,356		
Zone II 40*45	Nmax-Mcorr	-1973,72	-45,083	18,47	12HA14
	Nmin-Mcorr	-680,56	-44,425		
	Ncorr-Mmax	-37,43	-163,11		
Zone III 35*40	Nmax-Mcorr	-1166,76	-57,616	13,57	12HA12
	Nmin-Mcorr	-354,99	-1,048		
	Ncorr-Mmax	-90,55	-59,744		
Zone IV 30*35	Nmax-Mcorr	-553,89	-33,363	9,05	8HA12
	Nmin-Mcorr	-47,17	-4,172		
	Ncorr-Mmax	-178,12	-36,294		

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe Longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une Ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures Longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures Longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} , \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Adopter des cadres de section : $A_t = 6\text{HA}8 = 3,02 \text{ cm}^2$

1) Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(10\Phi_l^{\min}, 15\text{cm} \right) = \min(10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_1^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

2) Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

$$\ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 12 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4 \left(0.6 \times 1.5^2 \times 210 \right)} = 42.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 14 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4 \left(0.6 \times 1.5^2 \times 210 \right)} = 49.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour les HA 16 : } \ell_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4 \left(0.6 \times 1.5^2 \times 210 \right)} = 56.44 \text{ cm}^2$$

3) Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \phi$

Pour les **HA12** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

Pour les **HA14** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les **HA16** : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

4) Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \quad l_f = 0.7 h_e$$

➤ Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.856}{0.45} = 6.35$$

- **En zone nodale :**

$$A_{t\min} = 0.3\% \times St \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante :**

$$A_{\min} = 0,3\% \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 2,025 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V-4) Vérification a L'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{[BAEL 91A.4.5.2]}$$

➤ Si $\frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6}$ → la section est entièrement comprimée.

➤ Si $\frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6}$ → la section est partiellement comprimée.

A. Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \quad \text{avec} \quad I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \left[A_s (d-y)^2 + A'_s (y-c')^2 \right]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

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

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

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

C : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

$$c = \frac{h}{2} - e$$

B) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s (0.5h - d') - A_s (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15[A'_s (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} (e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} (e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

En fin ; on vérifie : $\max(\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

→ Les résultats seront donnés par le tableau suivant :

1) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 f_{t28} e_s - 0,455d}{f_e e_s - 0,185d} b$$

Sens longitudinal :

Zone	Sollicitations	N (KN)	Mx	e _s	Amin (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	
Zone I 45*50	Nmax-Mcorr	-1619,37	0,139	0,0001	6,28	24,13	vérifiée
	Nmin-Mcorr	/	/	/	/		vérifiée
	Ncorr-Mmax	-517,15	-10,444	0,02	5,58		vérifiée
Zone II 40*45	Nmax-Mcorr	-1433,17	-0,191	0,00013	4,99	18,47	vérifiée
	Nmin-Mcorr	-1036,94	-0,513	0,0005	5		vérifiée
	Ncorr-Mmax	-17,6	-16,276	0,9	1,29		vérifiée
Zone III 35*40	Nmax-Mcorr	-846,53	0,195	0,00023	3,85	13,57	vérifiée
	Nmin-Mcorr	-546,31	1,377	0,0025	3,877		vérifiée
	Ncorr-Mmax	-313,75	-18,993	0,06	4,94		vérifiée
Zone IV 30*35	Nmax-Mcorr	-401,5	1,225	0,003	2,87	9,05	vérifiée
	Nmin-Mcorr	-61,94	0,255	0,004	2,88		vérifiée
	Ncorr-Mmax	-186,51	-17,353	0,093	4,56		vérifiée

- Sens transversal :

Zone	Sollicitations	N (KN)	My	e _s	Amin (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	
Zone I 45*50	Nmax-Mcorr	-1619,37	-4,139	0,0026	6,33	24,13	vérifiée
	Nmin-Mcorr	/	/	/	/		vérifiée
	Ncorr-Mmax	-536,55	-9,895	0,018	6,68		vérifiée
Zone II 40*45	Nmax-Mcorr	-1433,17	-32,523	0,023	3,98	18,47	vérifiée
	Nmin-Mcorr	-1036,94	-67,205	0,065	6,59		vérifiée
	Ncorr-Mmax	-27,06	118,808	4,39	1,89		vérifiée
Zone III 35*40	Nmax-Mcorr	-846,53	-41,827	0,049	0,88	13,57	vérifiée
	Nmin-Mcorr	-546,31	-35,022	0,064	5,05		vérifiée
	Ncorr-Mmax	-65,55	-43,554	0,66	0,67		vérifiée
Zone IV 30*35	Nmax-Mcorr	-401,5	-24,194	0,06	3,66	9,05	vérifiée
	Nmin-Mcorr	-61,94	-6,481	0,1	4,84		vérifiée
	Ncorr-Mmax	-401,5	24,194	0,06	3,66		vérifiée

2) Vérification des contraintes.

Sens longitudinal : les sections entièrement comprimées.

Zone	Sollicitations	N (KN)	e_s	$A_s=A_s'$ (cm ²)	S (cm ²)	X_G (cm)	I (cm ⁴)	σ_{sup} Mpa	σ_{inf} Mpa	
Zone I 45*50	Nmax-Mcorr	-1619,37	0,0001	24,13	2973,9	-5,35	633491,31	9,6	2,12	CV
	Nmin-Mcorr	//	//					//	//	//
	Ncorr-Mmax	-517,15	0,02					3,56	1,59	CV
Zone II 40*45	Nmax-Mcorr	-1433,17	0,00013	18,47	2354,1	-4,58	464853,72	9,92	3,55	CV
	Nmin-Mcorr	-1036,94	0,0005					7,2	2,55	CV
	Ncorr-Mmax	-17,6	0,9							
Zone III 35*40	Nmax-Mcorr	-846,53	0,00023	13,57	1807,1	-3,82	262732,98	7,6	2,7	CV
	Nmin-Mcorr	-546,31	0,0025					5,04	1,65	CV
	Ncorr-Mmax	-313,75	0,06					4,53	-0,16	
Zone IV 30*35	Nmax-Mcorr	-401,5	0,003	9,05	1321,5	-2,97	152542,89	4,8	1,8	CV
	Nmin-Mcorr	-61,94	0,004					0,75	0,26	CV
	Ncorr-Mmax	-186,51	0,093					4,48	-0,77	

Sens longitudinal : les sections partiellement comprimées.

Zone	Sollicitations	Mx	e _s	A _s =A _s ' (cm ²)	C	P	q	Δ	Y ₂	Y ₁ (m ²)	I	σ Mpa	
Zone II 40*45	Ncorr-Mmax	-16,276	0,9	18,47	-0,675	-0,7	-0,35	0,48	1,09	0,415	0,015	4,5	CV
Zone III 35*40	Ncorr-Mmax	-18,993	0,06	13,57	0,14	-0,022	0,004	0,0005	0,47	0,61	0,038	0,3	CV
Zone IV 30*35	Ncorr-Mmax	-17,353	0,093	9,05	0,082	0,029	0,011	0,0008	0,05	0,132	0,001	0,13	CV

Sens transversal : les sections entièrement comprimées.

Zone	Sollicitations	N (KN)	e_s (m)	$A_s=A_s'$ (cm ²)	S (cm ²)	X_G (cm)	I (cm ⁴)	σ_{sup}	σ_{inf}	
Zone I 45*50	Nmax-Mcorr	-1619,37	0,0026	24,13	2973,9	-5,35	633491,31	9,54	2,62	CV
	Nmin-Mcorr	/	/					/	/	//
	Ncorr-Mmax	-517,15	0,018					3,40	0,59	CV
Zone II 40*45	Nmax-Mcorr	-1433,17	0,023	18,47	2354,1	-4,58	464853,72	11,83	2,28	CV
	Nmin-Mcorr	-1036,94	0,065					11,09	-0,024	
	Ncorr-Mmax	-17,6	4,39							
Zone III 35*40	Nmax-Mcorr	-846,53	0,049	13,57	1807,1	-3,82	262853,98	11,37	0,14	CV
	Nmin-Mcorr	-546,31	0,064					8,08	-0,41	
	Ncorr-Mmax	-313,75	0,66							
Zone IV 30*35	Nmax-Mcorr	-401,5	0,06	9,05	1321,5	-2,97	152542,89	7,87	-0,39	
	Nmin-Mcorr	-61,94	0,1					1,54	-0,29	
	Ncorr-Mmax	-186,51	0,06					3,65	-0,18	

Sens transversal : les sections partiellement comprimées.

Zone	Sollicitations	M (KN)	e_s (m)	$A_s=A_s'$ (cm ²)	C(m)	P(m)	q (m)	Δ (m)	Y_2 (m)	Y_1 (m)	I (m ⁴)	σ (MPa)	
Zone II 40*45	Nmin-Mcorr	67,205	0,065	18,47	0,16	-0,0227	0,0128	0,00016	-0,2213	-0,062	0,0066	-0,631	CV
	Ncorr-Mmax	118,808	4,39		8,31	4,145	11,53	0,043	CV				
					-4,38	-8,545	-89,32	0,011	CV				
					-3,93	-8,095	-75,73	0,012	CV				
Zone III 35*40	Nmin-Mcorr	35,022	0,064	13,57	0,136	-0,0108	0,0101	0,00010	0,061	0,197	0,00206	3,349	CV
	Ncorr-Mmax	43,554	0,66		-0,46	-0,1741	-0,2665	0,07024	0,733	0,273	0,00376	3,162	CV
Zone IV 30*35	Nmax-Mcorr	24,194	0,06	9,05	0,115	-0,0070	0,0064	0,00004	-0,341	0,226	0,00179	2,775	CV
	Nmin-Mcorr	6,481	0,1		0,075	0,374	0,0149	0,00797	-0,041	0,034	0,00111	0,198	CV
	Ncorr-Mmax	24,194	0,06		0,115	-0,0070	0,0064	0,00004	-0,103	0,012	0,00129	0,225	CV

Introduction :

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU) puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Les aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront donnés par les différentes combinaisons d'actions respectivement en travées et en appuis.

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

$0.8G \pm E$ } (RPA 99 /2003)

$G+Q \pm E$ }

Nota : En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments de la situation courante et ceux de la situation accidentelle.

MELU : moments maximums à l'ELU.

MSa: moments maximums dus aux combinaisons accidentelles.

VI 1- Les recommandations du RPA :**1.1 Les armatures longitudinales :**

- Pourcentage minimal des armatures sur toute la longueur de la poutre :

$A_{min}=0,5\%(b.h)$

➤ **Poutres principales :**

Section (30x35) : $0.005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{cm}^2$

➤ **Poutres secondaires :**

Section (25x30) : $0.005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{cm}^2$.

- Pourcentage maximum d'aciers longitudinaux :

- 4% b. h en zone courante.

- 6% b. h en zone de recouvrement.

➤ **Poutres principales :**

En zones courantes: Section (30x35) : $0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{cm}^2$

En zones de recouvrement: Section (30x35) : $0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{cm}^2$

➤ **Poutres secondaires :**

En zones courantes : Section (25x30) : $0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{cm}^2$.

En zones de recouvrement : Section (25x30) : $0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{cm}^2$.

- La longueur minimal de recouvrement est de:

40Φ (zone I et IIa).

50Φ (zone IIb et III).

Dans notre cas la longueur de recouvrement est de 40Φ

Les armatures longitudinales sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{MPa}$ et $\gamma_b = 1.5$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA) ; la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule : $A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) ; dans ce cas nous allons procéder comme suit :

Calcul de M_ℓ ; $M_\ell = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$ et $\Delta M = M_u - M_\ell$

Avec M_u : moment sollicitant.

M_ℓ : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_\ell}{\beta_\ell d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ (en traction)}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ (en compression) et } \sigma_{st} = fe/\gamma$$

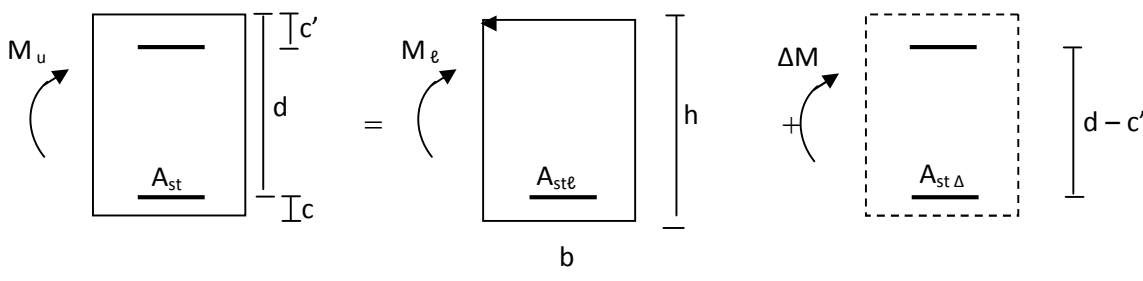


Schéma de calcul en flexion simple

1.2 Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$
- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi \right) \text{ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

Avec : Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- $A \frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $A \frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

Zone I : RDC

Zone II : 1^{er} au 3^{eme} étage.

Zone III : 4^{er} au 6^{eme} étage.

Zone IV : 7^{er} au 9^{eme} étage.

a. Les poutres principales :

- **En travée :**

Niveau	M _u (KNm)	μ	obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferraillage	A _s adoptée
ZoneIV	62,17	0,142	SSA	0,923	6,04	5,25	6HA12	6,79
ZoneIII	83,956	0,192	SSA	0,892	8,45	5,25	6HA16	12,06
ZoneII	101,3	0,232	SSA	0,866	10,50	5,25	6HA16	12,06
ZoneI	49,817	0,114	SSA	0,939	4,76	5,25	6HA12	6,79

Ferraillage des poutres principales à l'ELU (en travée)

➤ En appuis :

Niveau	M _u (KNm)	μ	obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferraillage	A _s adopté e
Zone IV	105,694	0,242	SSA	0,859	11,04	5,25	8HA14	12,32
Zone III	125,915	0,288	SSA	0,826	13,68	5,25	6HA16+2HA12	14,32
Zone II	139,42	0,319	SSA	0,801	15,63	5,25	8HA16	16,08
Zone I	93,788	0,214	SSA	0,878	9,59	5,25	8HA14	12,32

Ferraillage des poutres principales à l'ELU (en appuis)

b. Les poutres secondaires :

➤ En travée :

Niveaux	M _u	μ	obs	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferraillage	A _s adoptée
Zone IV	33,004	0,103	SSA	0,9455	3,72	3,75	3HA14	4,62
Zone III	23,458	0,073		0,9625	2,6	3,75	3HA14	4,62
Zone II	27,397	0,086		0,955	3,05	3,75	3HA14	4,62
Zone I	8,585	0,027		0,9865	0,93	3,75	3HA14	4,62

Ferraillage des poutres secondaires à l'ELU (en travée)

➤ En appuis :

Niveaux	M _u	μ	obs	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferraillage	A _s adoptée
Zone IV	35,614	0,111	SSA	0,941	4,03	3,75	3HA14	4,62
Zone III	35,111	0,110		0,942	3,97	3,75	3HA14	4,62
Zone II	43,566	0,136		0,927	5	3,75	3HA16	6,03
Zone I	15,061	0,047		0,9755	1,64	3,75	3HA14	4,62

Ferraillage des poutres secondaires à l'ELU (en appuis)

VI.2 Vérifications à L'ELU :

1. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principales de (30×35) cm²: $A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.15 < 6,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ vérifiée

Poutres secondaires de (25×30) cm²: $A_{min} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0,81 < 4,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ vérifiée

2. Justification de l'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

- Poutres principales $\tau_u = \frac{220,27 \times 10^3}{300 \times 320} = 2,29 \text{MPa}$.

- Poutres secondaires $\tau_u = \frac{52,69 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,78 \text{MPa}$.

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\bar{\tau}_u \geq \tau_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times 25 / 1.5; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

- Poutres principales $\tau_u = 2,29 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa}$ condition vérifiée.

- Poutres secondaires $\tau_u = 0,78 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa}$ condition vérifiée.

2.1 Influence de l'effort tranchant aux niveaux des appuis: (BAEL91.art A.5.1.321)

Il faut vérifier : $T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0,4 b 0,9 d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutre principale : $\bar{T}_u = 0,4 \times 0,3 \times 0,9 \times 0,32 \frac{25}{1,5} 10^3 = 576 \text{KN}$

$T_u^{max} = 52,69 \text{KN} \leq \bar{T}_u = 576 \text{KN} \implies$ Condition vérifiée

Poutre secondaire : $\bar{T}_u = 0,4 \times 0,25 \times 0,9 \times 0,27 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 405 \text{KN}$

$T_u^{max} = 220,27 \text{KN} \leq \bar{T}_u = 405 \text{KN} \implies$ Condition vérifiée

2.2 Influence sur les armatures :

Il faut vérifier que :

$$A_s \geq \frac{\gamma_b}{f_e} \left(T_u^{max} - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Si : $\left(T_u^{max} - \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0 \implies$ La vérification n'est pas nécessaire.

Poutre principale : $\left(T_u^{max} - \frac{M_u}{0,9d} \right) = 220,27 - \frac{230,316}{0,9 \times 0,32} = -579,43 \text{KN} < 0$

Poutre secondaire : $\left(T_u^{max} - \frac{M_u}{0,9d} \right) = 52,69 - \frac{32,386}{0,9 \times 0,27} = -80,58 \text{KN} < 0$

Donc aucune vérification n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

3. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :(BAEL91ArtA.6.1.3)

3.1 Vérification de la contrainte d'adhérence acier – béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \Psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U_i = n\pi\phi : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

Poutres principales : $\sum U_i = n \pi \phi = 8 \times \pi \times 16 = 401,92\text{mm}$

- Poutres secondaires $\sum U_i = n \pi \phi = 3 \times \pi \times 16 = 150,7\text{mm}$

$$\text{- Poutres principales : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{220,27 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 401,92} = 1.90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{- Poutres secondaires : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{52,69 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 150,7} = 1.43 \text{ MPa}$$

3.2 Ancrage des barres : (Art : A. 6.1.2) /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutre principale : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm}$$

$$\text{Poutre secondaire : } l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm}$$

Les règles du (BAEL 91 Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, Au moins égale à 0.4 LS pour les aciers H.A.

Poutre principale : $La = 28.21 \text{ cm.}$

Poutre secondaire : $La = 22,57 \text{ cm.}$

4. Calcul des armatures transversales :

D'après le (BAEL 91.art .A.7.2.12) le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{19}, \frac{h}{35}, \varphi_t \right\}$$

$$\text{Poutre secondaire : } \varphi_t \leq \min \{13,15; 8,57; 14\}$$

$$\varphi_t \leq \min \{13,15; 8,57; 14\}$$

φ_t : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Soit : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

$$\text{Poutre principales : } \varphi_t \leq \min \{15,78; 10; 12\}$$

Soit : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

La section des armatures transversales On choisira un cadre et un étrier : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

4.1 Calcul des espacements

5. Zone nodale (appui):

Poutres secondaires : $S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\varphi_t\right\}$ $S_t \leq \min\{7,5; 16,8\}$

Soit $S_t=7\text{cm}$

Poutres principales : $S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\varphi_t\right\}$ $S_t \leq \min\{8,75; 14,4\}$

Soit $S_t=8\text{cm}$

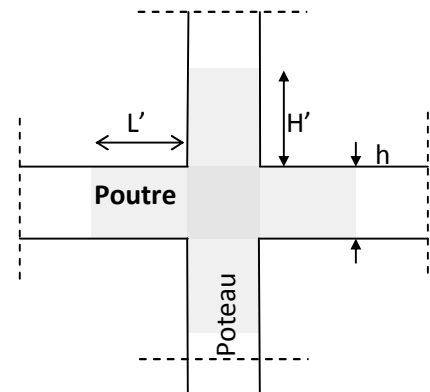
6. Zone courante (travée) :

Poutres secondaires: $S'_t \leq \frac{h}{2}$ $S'_t \leq \frac{30}{2} = 15\text{cm}$

Soit : $S'_t = 15\text{cm}$

Poutres principales: $S'_t \leq \frac{h}{2}$ $S'_t \leq \frac{35}{2} = 17,5\text{cm}$

Soit : $S'_t = 15\text{cm}$



4.2 Délimitation de la zone nodale :

Poutres secondaires : $L' = 2 \times h = 2 \times 30 = 60\text{cm}$

Poutres principales: $L' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70\text{cm}$

Avec : **h** : hauteur de la poutre.

4.3 Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 8 \times 25 = 0,60\text{cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{min}=0,60$ on prend **(1cadre + 1étrier)**.

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

VI.3. Vérification à l'ELS :

3.1. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

3.2. Etat limite de compression du béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul : $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ **Poutres principales :**

En travée :

Niv	M_s	A_s adopté e	ρ_1	β	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
Zone IV	33,004	12,32	0,707	0,8775	25,815	173,10	6,70	15	Vérifier
Zone III	61,708	14,32	1,256	0,8485	18,00	127,30	7,07	15	Vérifier
Zone II	74,282	16,08	1,256	0,8485	18,00	226,84	12,60	15	Vérifier
Zone I	36,111	12,32	0,707	0,8775	25,815	189,39	7,33	15	Vérifier

Vérification du ferraillage des poutres principales en travée à l'ELS

En appui :

Niv	M_s	A_s adopté e	ρ_1	β	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
Zone IV	35,614	13,85	1,283	0,848	17,89	106,52	5,95	15	Vérifier
Zone III	91,412	13,85	1,491	0,839	16,06	237,76	14,80	15	Vérifier
Zone II	82,212	18,10	1,675	0,833	14,94	191,80	12,83	15	Vérifier
Zone I	66,984	10,18	1,283	0,848	17,89	200,36	11,19	15	Vérifier

Vérification du ferraillage des poutres principales en appuis à l'ELS

➤ **Poutres secondaires :**

En travée :

Niv	M_s	A_s adoptée	ρ_1	β	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
Zone IV	23,86	4,62	0,684	0,879	26,32	279,6	10,62	15	Vérifier
Zone III	16,916	4,62	0,684	0,879	26,32	198,2	7,53	15	Vérifier
Zone II	19,904	4,62	0,684	0,879	26,32	233,2	8,86	15	Vérifier
Zone I	6,198	4,62	0,684	0,879	26,32	72,6	2,75	15	Vérifier

Vérification du ferraillage des poutres secondaires en travée à l'ELS

En appui :

Niv	M_s	A_s adoptée	ρ_1	β	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
Zone IV	25,882	4,62	0,684	0,879	26,32	236	8,96	15	Vérifier
Zone III	25,629	4,62	0,684	0,879	26,32	233,7	8,87	15	Vérifier
Zone II	31,702	6,03	0,893	0,866	22,315	224,8	10,07	15	Vérifier
Zone I	10,881	4,62	0,684	0,879	26,32	99,2	3,76	15	Vérifier

Vérification du ferraillage des poutres secondaires en appuis à l'ELS

3.3. Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

➤ **Calcul de la flèche**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

Sens longitudinal, la flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3200}{500} = 6,4\text{mm}$

Sens transversal, la flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8\text{mm}$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$

Avec : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,87\text{MPa}$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée : $I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda \times \mu)}$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

La contrainte dans les aciers tendus : σ_s est calculée précédemment

$$\lambda = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \rho} \quad \mu = \max \left[1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho f_{t28} + f_{t28}}; 0 \right]$$

➤ **Vérification de la flèche dans les poutres secondaires :**

Niveaux	Ms (KN,m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	As (cm²)	ρ	λ _v	σ _s (Mpa)	μ	I ₀ (cm⁴)	I _{fv} (cm⁴)	f(mm)
Zone IV	23,86	3200	10818,87	30	4,62	0,006	1,4	279,6	0	66229,2	72852,12	3,09
Zone III	16,916	3200	10818,87	30	4,62	0,006	1,4	198,2	0	66229,2	72852,12	2,19
Zone II	19,904	3200	10818,87	30	4,62	0,006	1,4	233,2	0	66229,2	72852,12	2,58
Zone I	6,198	3200	10818,87	30	4,62	0,006	1,4	72,6	0	66229,2	72852,12	0,80

➤ **Vérification de la flèche dans les poutres principales:**

Niveaux	Ms (KN,m)	L (mm)	Ev (Mpa)	h (cm)	As (cm²)	ρ	λ _v	σ _s (Mpa)	μ	I ₀ (cm⁴)	I _{fv} (cm⁴)	f(mm)
Zone IV	33,004	4000	10818,87	35	6,79	0,007	1,2	173,10	0	128601,46	141461,60	3,45
Zone III	61,708	4000	10818,87	35	12,06	0,012	0,7	127,30	0	145221,72	159743,89	5,71
Zone II	74,282	4000	10818,87	35	12,06	0,012	0,7	226,84	0	145221,72	159743,89	6,87
Zone I	36,111	4000	10818,87	35	6,79	0,007	1,2	189,39	0	128601,46	141461,60	3,77

Conclusion : Toutes les conditions de RPA sont vérifiées.

VII) Ferrailage des voiles

VII-1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et des forces horizontales dues au séisme.

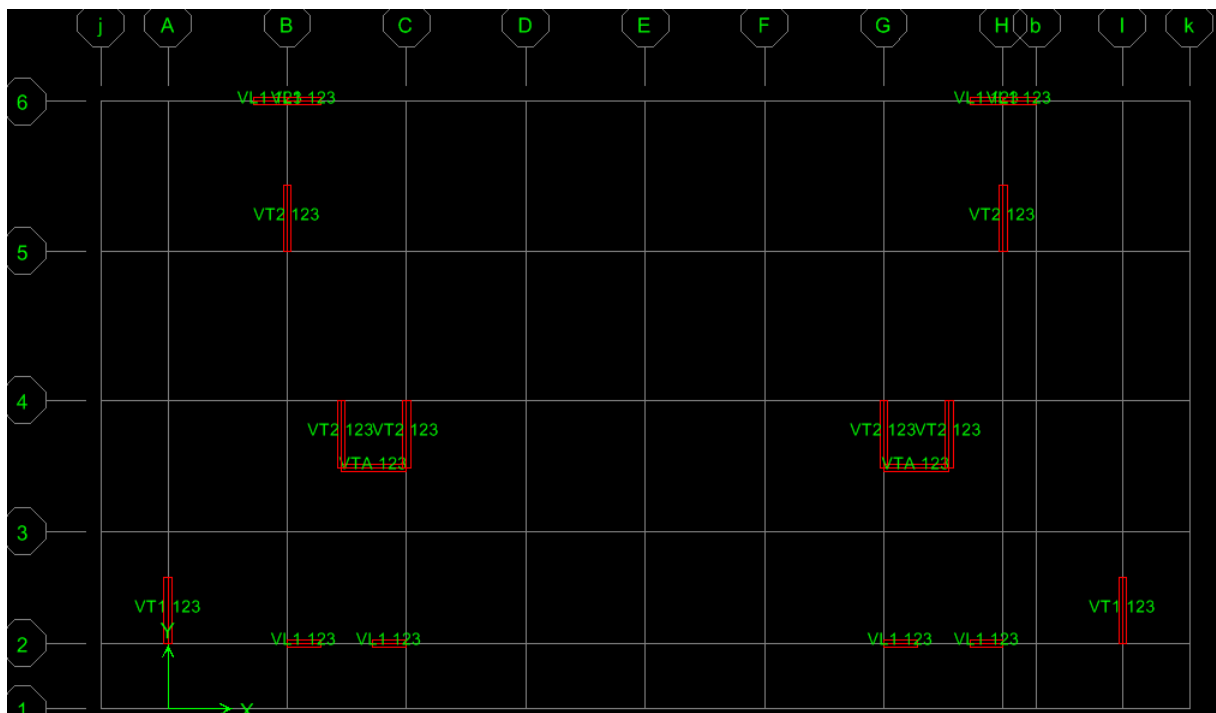
Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures horizontales.
- Armatures verticales.
- Armatures transversales.

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux. Pour cela nous ferrailons nos voiles par zones :

- Zone I : RDC
- Zone II : du 1^{er} au 3^{ème} niveau
- Zone III : du 4^{ème} au 6^{ème} niveau
- Zone IV : du 7^{ème} au 9^{ème} niveau



• Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celles des deux charges verticales à prendre sont données ci-dessus :

Selon le BAEL 91 :

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

Selon le RPA 99 révisé 2003 :

- $G + Q + E$
- $0.8 G + E$

- **Comportement d'un voile :**

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base ; il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

VII-2) Ferrailage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

- **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier, sachant que $V = V' = \frac{L}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par la formule suivante :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

L_t : longueur tendue $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

❖ Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

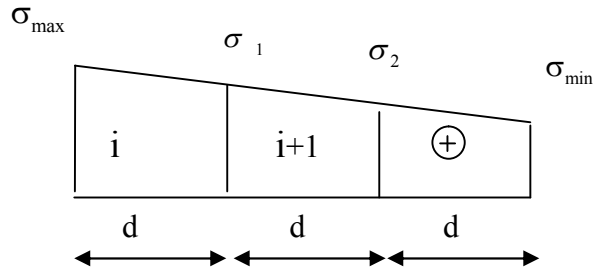


Figure IX.1 : Diagramme d'une section entièrement Comprimée

❖ Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

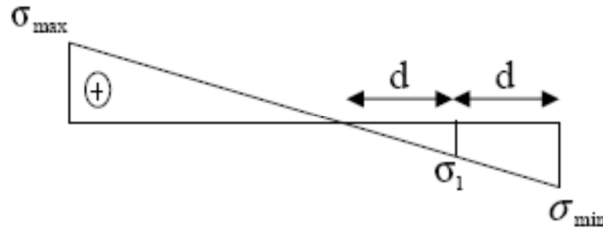


Figure IX.2 : Diagramme d'une section partiellement Comprimée

❖ Section entièrement tendue :

$$N' = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d \times e$$

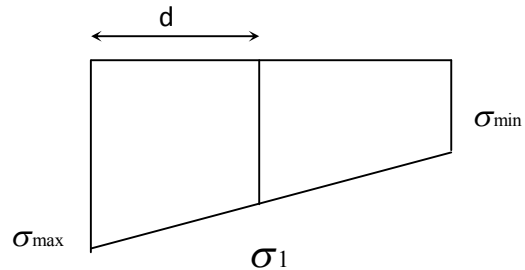


Figure IX.3 : Diagramme d'une section entièrement tendue

1) Armatures verticales :**a) Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement tendue :**A l'ELU :**

$$A_v \geq \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Contrainte de l'acier} = 348 \text{ MPa.}$$

A l'ELS :

$$A_v \geq \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_s \geq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad \text{pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_s \geq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad \text{Pour une fissuration très préjudiciable.}$$

$\eta = 1.6$ pour les barres de HA de diamètre au moins gal à 6mm.

c) Section entièrement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

2) Armatures minimales :**➤ Compression du béton :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 \quad \text{Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.}$$

$$0.2 \% \leq A_{\min} / B \leq 0.5 \% \quad \text{Avec B:section du béton comprimé.}$$

➤ **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91 modifié en 99}).$$

B : Section du béton tendu.

Le pourcentage minimal des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $\Phi 10$.

D'après le BAEL91
$$A_H \geq \frac{A_V}{4}$$

D'après RPA2003
$$A_H \geq 0.15\% B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

3) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 99 modifié 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré de surface.

4) Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec $T = 1.4 V_u$

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Espacement :**

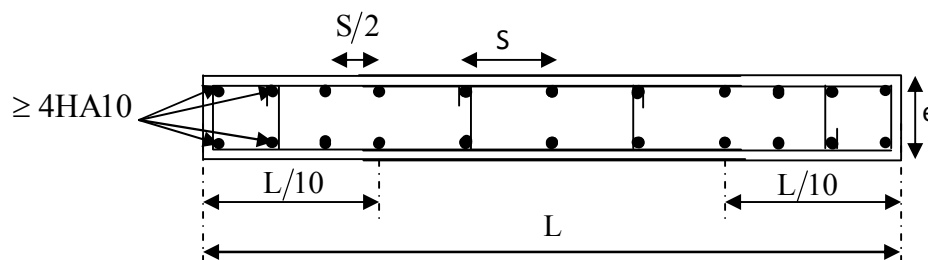
D'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 modifié 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

Avec (e) l'épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm



- **Longueur de recouvrement :**

D'après l'article (7.7.4.3 RPA99 / version 2003) :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimale :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

5) Armatures pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4\text{HA}10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

VII-3) Vérifications :**1) Vérification à l'ELS :**

Pour cet état, il considère :

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

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

✓ **D'après le RPA99 version 2003 :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad V = 1.4 V_{u, \text{calcul}}$$

Avec :

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

✓ **D'après le BAEL 91 modifié 99 :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec } \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Les efforts internes et les contraintes obtenues dans les voiles sont présentés dans les tableaux qui suivent :

Tableau1 : Efforts internes dans le voile longitudinal VL1.

VL 1	B (m ²)	σ_{\max} (KN/m ²)	σ_{\min} (KN/m ²)
Zone I	0,16	198,92	-5061,88
Zone II	0,16	6081,94	-6629,44
Zone III	0,16	3482,71	-5663,99
Zone IV	0,16	2949,4	-4515,25

Tableau2 : Efforts internes dans le voile longitudinal VTA.

VTA	B (m ²)	σ_{\max} (KN/m ²)	σ_{\min} (KN/m ²)
Zone I	0,34	201,92	-4213,9
Zone II	0,34	460,45	-4622,86
Zone III	0,34	213,91	-3984,02
Zone IV	0,34	1855,33	-3250,26

Tableau3 : Efforts internes dans le voile transversal VT1.

VT1	B (m ²)	σ_{\max} (KN/m ²)	σ_{\min} (KN/m ²)
Zone I	0,3	180,62	-4718,37
Zone II	0,3	392,49	-6258,97
Zone III	0,3	336,79	-4303,62
Zone IV	0,3	1536,45	-3564,93

Tableau4 : Efforts internes dans le voile transversal VT2.

VT2	B (m ²)	σ_{\max} (KN/m ²)	σ_{\min} (KN/m ²)
Zone I	0,34	902,54	-7680,92
Zone II	0,34	1310,41	-17053
Zone III	0,34	4312,07	-11142,35
Zone IV	0,34	5954,21	-9065,38

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux qui suivent :

VL1	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
L(m)	0,8	0,8	0,8	0,8
d(m)	0,385	0,21	0,5	0,48
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
σ_1 (KN/m ²)	2530,94	3314,72	2831,9	2257,6
N ₁ (KN)	292,32	208,83	424,78	325,1
N ₂ (KN)	97,4	69,6	141,6	108,36
Av1 (cm ²)	8,4	6	12,2	9,34
Av2 (cm ²)	3	2	4,06	3,11
Amin (cm ²)	3,2	3,2	3,2	3,2
Avj (cm ²)	1	5,8	1,6	1,05
A1=Av1+Avj /4 (cm ²)	8,65	7,45	12,6	9,6
A2=Av2+Avj /4 (cm ²)	3,25	3,45	4,46	3,37
Ferrailage A1/bande	10HA14	10HA14	10HA14	10HA14
Ferrailage A2/bande	4HA16	4HA16	4HA16	4HA16
A ₁ adoptee	15,39	15,39	15,39	15,39
A ₂ adoptee	6,16	6,16	6,16	6,16
Espacement (cm) A ₁	14	14	14	14
Espacement (cm) A ₂	8	8	8	8
Ah (cm ²)/nappe	2,9	2,7	4,26	3,24
Ferrailage	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
A _n adoptee	4,52	4,52	4,52	4,52
Espacement (cm)	25	25	25	25
Armatures transversales	4épingles de HA8/m ²			
Vérification des contraintes				
τ_u (MPa)	0,177	1,044	0,28	0,17
τ_b (MPa)	0,248	1,46	0,397	0,239
N _s (KN)	2865,65	2577,47	2538,56	1733,08
σ_b (MPa)	14,9	13,4	13,19	9,01
	Condition Vérifiée			

Tableau 5 : Ferrailage du voile longitudinal VL1.

VT1	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
L(m)	1,50	1,50	1,50	1,50
d(m)	0,69	0,7	0,69	0,52
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
Nature de la section	SPC	SPC	SEC	SEC
σ_1 (KN/m ²)	2359,18	3129,48	2151,81	1782,46
N ₁ (KN)	488,35	657,19	445,49	278,06
N ₂ (KN)	162,78	219,06	148,47	92,68
Av1 (cm ²)	14,03	18,88	12,80	7,99
Av2 (cm ²)	4,67	6,29	4,26	2,66
Amin (cm ²)	6	6	6	6
Avj (cm ²)	1,29	5,98	1,28	4,38
A1=Av1+ Avj /4 (cm ²)	14,35	20,37	13,12	9,08
A2=Av2+ Avj /4 (cm ²)	4,99	7,78	4,58	3,75
Ferrailage A1	14HA14	14HA14	10HA14	10HA14
Ferrailage A2	6HA14	6HA14	6HA12	6HA12
A ₁ adoptée	21,55	21,55	15,39	15,39
A ₂ adoptée	9,24	9,24	6,79	6,79
Espacement (cm)	19	18	25	25
Espacement (cm)	7	8	12	12
Ah (cm ²)	4,83	7,03	4,5	4,5
Ferrailage	4HA16	4HA16	4HA16	4HA16
A _h adoptée	8,04	8,04	8,04	8,04
Espacement (cm)	25	25	25	25
Armatures transversales	4épingles de HA8/m ²			
Vérification des contraintes				
τ_u (MPa)	0,124	0,575	0,123	0,421
τ_b (MPa)	0,174	0,805	1,173	0,589
N _s (KN)	3466,43	3241,27	2156,95	1030
σ_b (MPa)	10,01	9,36	6,47	3,09
Condition Vérifiée				

Tableaux 6 : Ferrailage du voile transversale VT1.

VTA	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
L(m)	1,70	1,70	1,70	1,70
d(m)	0,81	0,77	0,82	0,54
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
σ_1 (KN/m ²)	2106,95	2311,43	1992,01	1625,13
N ₁ (KN)	511,98	533,94	490,03	263,27
N ₂ (KN)	170,66	177,98	163,34	87,75
A _{v1} (cm ²)	14,71	15,34	14,08	7,56
A _{v2} (cm ²)	4,90	5,11	4,69	2,52
A _{min} (cm ²)	6,8	6,8	6,8	6,8
A _{vj} (cm ²)	1,29	0,68	0,43	0,39
A1= A _{v1} + A _{vj} /4 (cm ²)	15,03	15,51	14,18	7,65
A2= A _{v2} + A _{vj} /4 (cm ²)	5,22	5,28	4,79	2,61
Ferrailage A1	14HA12	14HA12	14HA12	14HA12
Ferrailage A2	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
A ₁ adoptee	15,83	15,83	15,83	15,83
A ₂ adoptee	6,79	6,79	6,79	6,79
Espacement (cm)	22	18	18	18
Espacement (cm)	8	8	8	8
A _h (cm ²)	5,1	5,19	5,1	5,1
Ferrailage	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
A _h adoptee	6,79	6,79	6,79	6,79
Espacement (cm)	25	25	25	25
Armatures transversales	4épingles de HA8/m ²			
Vérification des contraintes				
τ_u (MPa)	0,110	0,058	0,037	0,033
τ_b (MPa)	0,154	0,081	0,515	0,047
N _s (KN)	3001,1	1436,25	1281,14	645,62
σ_b (MPa)	8,02	3,84	3,42	1,72

Tableau 7 : Ferrailage du voile longitudinal VTA.

VT2	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
L(m)	1,7	1,7	1,7	1,7
d(m)	0,76	0,79	0,615	0,515
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
σ_1 (KN/m ²)	3840,46	8526,5	5571,17	4532,69
N ₁ (KN)	875,6	2020,78	1027,9	700,3
N ₂ (KN)	291,9	673,6	342,6	233,43
A _{v1} (cm ²)	25,16	58	29,5	20
A _{v2} (cm ²)	8,39	19,36	9,84	6,7
A _{vj} (cm ²)	11,87	15,87	22,54	29,37
A1=A _{v1} + A _{vj} /4(cm ²)	28,13	61,96	35,13	27,34
A2=A _{v2} + A _{vj} /4 (cm ²)	11,35	23,33	15,47	14,04
A _{min} (cm ²)	6,8	6,8	6,8	6,8
Ferrailage A1/bande	2x10HA20	2x10HA20	12HA20	12HA20
Ferrailage A2/bande	2x6HA16	2x6HA16	14HA12	14HA12
A ₁ adoptee	62,84	62,84	37,7	37,7
A ₂ adoptee	24,12	24,12	15,83	15,83
Espacement (cm)	8	8	8	8
Espacement (cm)	9	9	10	10
A _h (cm ²)	9,87	21,32	12,65	10,34
Ferrailage	7HA20	7HA20	7HA20	7HA20
A _h adoptee	21,99	21,99	21,99	21,99
Espacement (cm)	14	14	14	14
Armatures transversales	4 épingles HA8/m ²			
Vérification des contraintes				
τ_u (MPa)	1,00	1,34	1,91	2,49
τ_b (MPa)	1,41	1,88	2,67	3,49
N _s (KN)	6846,32	7053,6	4095,8	3358,79
σ_b (MPa)	14,55	14,99	9,74	7,99

Tableau 8 : Ferrailage du voile longitudinal VT2.

VIII-1) Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol) ;
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire ;
- Les caractéristiques du sol support ;
- La nature et l'homogénéité du béton sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La charge totale transmise au sol ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- Le type de la structure.

VIII-2) Choix du type de fondations :

Le type de fondations est choisi essentiellement selon les paramètres suivants :

- La résistance du sol ;
- Le tassement du sol ;
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité);
- Facilité d'exécution (coffrage);
- Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

VIII-3) Etude du sol :

Le choix de types de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol $\sigma_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bars}$.

VIII-4) Dimensionnement :

I) 1^{er} Cas :

A) Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

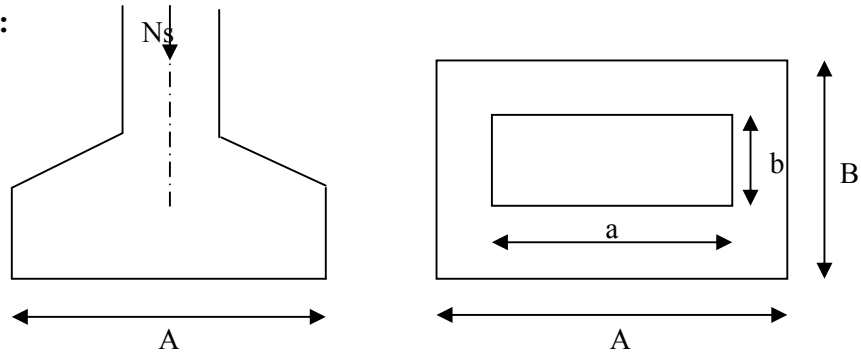


Figure 1 : Dimensions d'une fondation

Exemple de calcul:

$$N_{ser} = 1631,96 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2,7 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad A = 2,43 \text{ m}$$

Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

B) Semelles filantes :

1) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 0,25 \text{ MPa}$)

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal :

Voile	$N_s(G + Q)$ (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
VL1	3000,43	0,7	17,15	12,01
VTA	3001,1	1,5	8	12
Somme				24,01

Tableau 1 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux

➤ Sens transversal :

Voile	$N_s(G + Q)$ (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
VT1	3466,43	1,7	8,16	13,87
VT2	10772,17	1,7	25,35	43,1
Somme				56,97

Tableau 2 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux

$$\Rightarrow S_v = \sum S_i = 80.98 \text{ m}^2$$

2) Semelles filantes sous poteaux :

❖ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Etapas de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

- Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle.
- Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul du moment fléchissant le long de la semelle.
- Calcul de la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissant.
- Calcul la semelle dans le sens transversal.

❖ **Exemple de calcul :**

Poteaux	$N_s = G + Q$ (KN)	e_i (m)	$N \cdot e_i$ (KN.m)	M_{Si} (KN.m)
A	1088,79	-12,8	-13936,5	-2,325
B	1183,76	-9,6	-11364,09	5,977
C	1501,21	-6,4	-9607,7	2,812
D	1596,08	-3,2	-5107,45	-4,104
E	1502,02	0	0	-5,184
F	1619,37	3,2	5181,98	-4,139
G	1496,07	6,4	9574,8	2,833
H	1178,07	9,6	11309,47	5,957
I	1087,16	12,8	13915,6	-2,367
Somme	12252,53	/	-5215,87	-0,54

Tableau 3 : Charges transmises par le portique :

➤ **Détermination des coordonnées de la résultante :**

$$e = \frac{\sum N_{is} \cdot e_i + \sum M_{is}}{R} = -0,426$$

➤ **Distribution de la réaction par mètre linéaire :**

$$e = -0.426 < \frac{L}{6} = \frac{25,6}{6} = 4,267 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{12252,53}{25,6} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,426}{25,6}\right) = 526,40 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\min} = \frac{12252,53}{25,6} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,426}{25,6}\right) = 430,83 \text{ KN / ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{12252,53}{25,6} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,426}{25,6}\right) = 502,51 \text{ KN / ml}$$

Détermination de la longueur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{502,51}{250} = 1,93 \text{ m} \Rightarrow B = 2,01 \text{ m}$$

$$S = B \times L = 2,01 \times 25,6 = 51,46 \text{ m}^2$$

Ainsi, on aura une surface totale de la semelle filante de:

$$S_T = n \times S_s + S_v$$

Avec:

n : nombre de portiques dans le sens transversal.

$$S_T = 4 \times 51,46 + 80,98 = 286,82 \text{ m}^2$$

Remarque :

$$S_{bat} = 423,4 \text{ m}^2.$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{286,82}{423,4} = 0,68$$

⇒ La surface totale des semelles représente 68 % de la surface du bâtiment.

➤ **Conclusion :**

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

II) 2^{ème} Cas :

1) Semelles filantes sous voiles :

Sens longitudinal :

Voile	N _s (G + Q) (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
VL1	2577,47	0,7	14,73	10,31
Somme				10,31

Tableau 4 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux (1^{er} étage)

$$S_v = \sum S_i = 10,31 \text{ m}^2$$

2) Semelles filantes sous poteaux :

Poteaux	N _s = G + Q (KN)	e _i (m)	N.e _i (KN.m)	M _{Si} (KN.m)
A	11,97	-12,8	-153,216	0
B	29,59	-9,6	-284,064	6,591
C	11,97	-6,4	-76,608	0
D	11,97	-3,2	-38,304	0
F	11,97	3,2	38,304	0
G	11,97	6,4	76,608	0
H	29,59	9,6	284,064	6,591
I	11,97	12,8	153,216	0
Somme	131	/	0	13,182

Tableau 5: Charges transmises par le portique :(1^{er} étage)

➤ **Détermination des coordonnées de la résultante :**

$$e = \frac{\sum N_{is} \cdot e_i + \sum M_{is}}{R} = 0,1$$

➤ **Distribution de la réaction par mètre linéaire :**

$$e = 0,1 < \frac{L}{6} = \frac{24,7}{6} = 4,117 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{131}{24,7} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,1}{24,7}\right) = 5,43 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{131}{24,7} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,1}{24,7}\right) = 5,17 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{131}{24,7} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,1}{24,7}\right) = 5,37 \text{ KN/ml}$$

Détermination de la longueur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{5,37}{250} = 0,021 \text{ m En prend } \Rightarrow B = 0,021 \text{ m}$$

$$S = B \times L = 0,021 \times 24,7 = 0,52 \text{ m}^2$$

Ainsi, on aura une surface totale de la semelle filante de:

$$S_T = n \times S_s + S_v$$

Avec:

n : nombre de portiques dans le sens transversal.

$$S_T = 0,52 + 10,31 = 10,83 \text{ m}^2$$

Remarque :

$$S_s = 43,225 \text{ m}^2.$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{10,83}{43,225} = 0,25$$

⇒ La surface totale des semelles représente 25 %.

➤ **Conclusion :**

La surface totale des semelles représente 25%.

(25% < 50 % S_s), ce qui nous ramène à opter pour des semelles filante comme fondations.

VIII-5) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Il est :

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et le ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

1) Pré dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.

b) Selon la condition forfaitaire :

-Sous voile :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier.

L_{max} : distance entre deux voiles successifs.

$$L_{\max} = 12,8 \text{ m} \quad 160\text{cm} \leq h \leq 256\text{cm}$$

On prend : **h = 205 cm**

- Sous poteau

la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{1280}{20} = 64\text{cm}$$

On prend : $h_d = 100\text{cm}$

-La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{1280}{10} = 128\text{cm} \quad \text{Soit : } h_n = 128 \text{ cm}$$

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 140 \leq b_n \leq 0.7 \times 140$$

$$56 \text{ m} \leq b_n \leq 98 \text{ cm}$$

On prend : $b_n = 60 \text{ cm}$

2) Vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec, L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 12,8\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 3,66\text{m} \quad \text{Soit : } h = 400 \text{ cm}$$

Conclusion :

D'après Les calculs précédentes on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 128$ cm (la hauteur de la nervure).

$h_d = 100$ cm (la hauteur de la dalle).

$b_n = 60$ cm (la largeur de la nervure).

3) Détermination des efforts :

Sachant que $S_{bat} = 423,4$ m²

Les charges dues à la superstructure sont :

Charge permanente : $G_{bat} = 85414,97$ KN.

Surcharge d'exploitation : $Q_{bat} = 17953,48$ KN.

ELU : $N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 142240,43$ KN

ELS : $N_s = G + Q = 103368,45$ KN

4) Calcul de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU: } S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{SOL}} = \frac{142240,22}{2 \times 250} = 284,5 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS: } S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{103368,45}{250} = 413,47 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 413,47 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 423,4 \text{ m}^2 > S_{rad} = 413,47 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous impose le BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{128}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 64 \text{ cm} ; \text{ Soit : } L_{déb} = 90 \text{ cm.}$$

➤ **Donc la surface totale du radier :**

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 423,4 + 0,9 (25,6 + 12,75) \times 2 = 492,43 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 492,43 \text{ m}^2.$$

5) Calcul des sollicitations à la base du radier :

❖ **Charges permanentes :**

- **Poids du bâtiment :** $P_{bat} = 85414,97 \text{ KN}$.

- **Poids du radier :**

$P_{rad} =$ Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante.

Poids de la dalle : $g_1 = 492,43 \times 1 \times 25 = 12310,75 \text{ KN}$

Poids des nervures : $g_2 = (1,28 - 1) \times 0,6 \times 25,6 \times 4 \times 25 = 430,08 \text{ KN}$

Poids du TVO : $g_3 = [(1,28 - 1) \times (492,43 - 108,507)] \times 17 = 1827,14 \text{ KN}$

Poids de la dalle flottante : $g_4 = 492,43 \times 0,1 \times 25 = 1231,07 \text{ KN}$

$$P_{rad} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 15799,04 \text{ KN}$$

➤ **Charge permanente apportée sur le radier G_{tot} :**

$$G_{tot} = P_{(superstructure)} + P_{(infrastructure)}$$

$$G_{tot} = 85414,97 + 15799,04 = 101214,01 \text{ KN}$$

❖ **Surcharges d'exploitation :**

Surcharge du bâtiment : $Q_{bat} = 17953,48 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q_{rad} = 1,5 \times 492,43 = 738,645 \text{ KN}$

➤ **Surcharge totale :** $Q_{tot} = 18692,125 \text{ KN}$

6) Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 164677,1 \text{ KN}$

A l'ELS : $N_u = G + Q = 119906,135 \text{ KN}$

1) Détermination de la surface nécessaire du radier :

A l'ELU : $S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{SOL}} = \frac{164677,1}{2 \times 250} = 329,35 \text{ m}^2$

A l'ELS : $S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{119906,135}{250} = 479,62 \text{ m}^2$

$$S_{rad} = 492,43 \text{ m}^2 > \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 479,62 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

7) Vérifications :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

$$b = 1m; \quad d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 1 = 0.9m$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{164677,1 \times 1}{492,43} \times \frac{12,8}{2} = 2140,27KN$$

$$\tau_u = \frac{2140,27 \times 10^{-3}}{0,9 \times 1} = 2,37MPa$$

$$\tau_u = 2,37MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

➤ **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 10 \times 1,28 \times 492,43 = 9454,66KN$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$,

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$),

Z : profondeur de l'infrastructure (h = 1,28 m),

$$P = 164677,1KN > 9454,66KN \quad \Longrightarrow \quad \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12,8m \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6,375m$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 4421,7m^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 17476,27m^4.$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure,

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure,

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

E L U : $\sigma_m \leq 2\sigma_{sol}$

E L S : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad , 2\sigma_{sol} = 500 \text{ KN/m}^2$$

Avec :
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

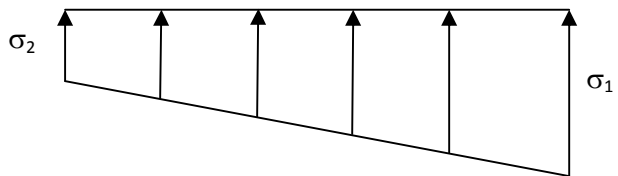


Figure X.3 : Diagramme des contraintes

➤ **Calcul des moments :**

$$M_x = 1791415 + (1693844 \times 1,28) = 3959,535 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1293,902 + (3912,191 \times 1,28) = 6301,506 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens longitudinal :**

A l'ELU: $M_x = 3959,535 \text{ KN.m}$, $N_u = 164677,1 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{164677,1}{492,43} + \frac{3959,535}{17476,27} \times 12,8 = 337,3 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{164677,1}{492,43} - \frac{3959,535}{17476,26} \times 12,8 = 331,5 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 337,3) + 331,5}{4} = 335,85 \text{ KN / m}^2 ;$$

$$\sigma_m = 335,85 \text{ KN / m}^2 < 2\sigma_{sol} = 500 \text{ KN / m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A PELS: $M_x = 3959,53 \text{ KN.m}$, $N_s = 119906,135 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{119906,135}{492,43} + \frac{3959,53}{17476,27} \times 12,8 = 246,4 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{119906,135}{492,43} - \frac{3959,53}{17476,27} \times 12,8 = 240,59 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 246,39) + 240,59}{4} = 244,79 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 244,79 \text{ KN / m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN / m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

A P'ELU: $M_y = 6301,505 \text{ KN.m}$, $N_u = 164677,1 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{164677,1}{492,43} + \frac{6301,505}{4421,7} \times 6,375 = 343,5 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{164677,1}{492,43} - \frac{6301,505}{4421,7} \times 6,375 = 325,33 \text{ KN / m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 343,5) + 325,33}{4} = 338,95 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 338,33 \text{ KN / m}^2 < 2 \cdot \sigma_{sol} = 500 \text{ KN / m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A P'ELS : $M_y = 6301,505 \text{ KN.m}$, $N_s = 119906,135 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{119906,135}{492,43} + \frac{6301,505}{4421,7} \times 6,375 = 252,58 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{119906,135}{492,43} - \frac{6301,505}{4421,7} \times 6,375 = 234,41 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 252,58) + 234,41}{4} = 248,03 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 248,03 \text{ KN / m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN / m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII-6) Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

a) Ferrailage du panneau encastré sur 04 appuis :

On distingue deux cas : selon $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

1^{er} cas :

Si $\alpha \leq 0.4 \implies$ Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} ; \text{ et } M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas :

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \implies$ Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

b) Moments fléchissant :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

c) Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

A l'ELU :
$$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(335,85; 338,95) = 338,85 \text{ KN} / \text{m}^2$$

A l'ELS :
$$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(244,79; 248,03) = 248,03 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

E.L.U :
$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 338,85 - \frac{15799,04}{492,43} = 306,76 \text{ KN} / \text{m}^2$$

E.L.S :
$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 248,03 - \frac{15799,04}{492,43} = 215,94 \text{ KN} / \text{m}^2$$

VIII-7) Ferrailage de la dalle :

a) Identification du panneau le plus sollicité :

Remarque :

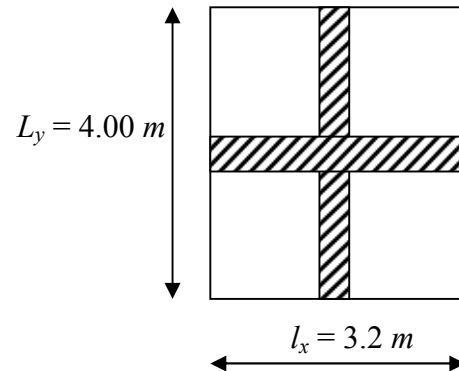
Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $\begin{cases} l_x = 3,20m \\ l_y = 4,00m \end{cases}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,20}{4,00} = 0.8$$

$$0.4 \leq \rho = 0.8 \leq 1$$

La dalle travaille en flexion dans les deux sens.



➤ **Calcul des sollicitations:**

On a : $\rho = 0.8$

$$A \text{ l'ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases} \quad A \text{ l'ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

➤ **Moments fléchissant :**

Suivant (x-x) : $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Suivant (y-y) : $M_y = \mu_y \times M_x$

b) Calcul à l'ELU :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0565 \times 306,76 \times (3,2)^2 = 177,48 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0,595 \times 177,48 = 105,60 \text{KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,85 en travée.

❖ **Moments en travées :**

$$M_{ix} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 177,48 = 150,858 \text{KN.m}$$

$$M_{iy} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 105,60 = 89,76 \text{KN.m}$$

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 177,48 = 88,74 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 105,60 = 52,8 \text{KN.m}$$

c) Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : b = 100 cm ; h = 100 cm ;

➤ **Sections minimales :**

Sens de la petite portée (l_x) :

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \quad \text{Avec :}$$

Pour HA FeE400 : $\omega_0 = 0.8 \text{‰}$

$$A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) bh$$

$$A_x^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 100 \times \frac{3 - 0,8}{2} = 8,8 \text{cm}^2$$

❖ **Sens de la grande portée (l_y) :**

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{\min} \geq \omega_0 bh$$

$$A_y^{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 100 = 8 \text{cm}^2$$

➤ **Ferrailage aux appuis :**

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} \qquad A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{88,74 \times 10^3}{100 \times 97^2 \times 14,2} = 0,006 < 0,392 \qquad \Rightarrow \qquad SSA$$

$$A_x^a = \frac{88,74 \times 10^3}{0,997 \times 97 \times 348} = 2,64 \text{cm}^2$$

Soit : $A_x^a = 6HA14 = 9,24 \text{cm}^2$

Avec un espacement de 17 cm < min {3 h ; 33 cm} \Rightarrow Condition vérifiée.

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} \qquad A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{52,8 \times 10^3}{100 \times 97^2 \times 14,2} = 0,004 < 0,392 \qquad \Longrightarrow \qquad SSA$$

$$A_y^a = \frac{52,8 \times 10^3}{0,998 \times 97 \times 348} = 1,56 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_y^a = 6HA14 = 9,24 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de $17 \text{ cm} < \min \{4 h ; 45 \text{ cm}\} \Longrightarrow$ Vérifiée.

➤ **Ferraillage en travées :**

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} \qquad A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{150,585 \times 10^3}{100 \times 97^2 \times 14,2} = 0,011 < 0,392 \qquad \Longrightarrow \qquad SSA$$

$$A_x^t = \frac{150,585 \times 10^3}{0,9945 \times 97 \times 348} = 4,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^t = 6HA14 = 9,42 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de $17 \text{ cm} < \min \{3 h ; 33 \text{ cm}\} \Longrightarrow$ Vérifiée.

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} \qquad A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{89,76 \times 10^3}{100 \times 97^2 \times 14,2} = 0,008 < 0,392 \qquad \Longrightarrow \qquad SSA$$

$$A_y^t = \frac{89,76 \times 10^3}{0,996 \times 97 \times 348} = 2,67 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_y^t = 6HA14 = 9,42 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de $17 \text{ cm} < \min \{4 h ; 45 \text{ cm}\} \Longrightarrow$ Vérifiée

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{\min}$

Sens			$A_s (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	Observation
X-X	ELU	Appuis	9,42	8,8	Condition vérifiée
		Travée	9,42		Condition vérifiée
Y-Y	ELU	Appuis	9,42	8	Condition vérifiée
		Travée	9,42		Condition vérifiée

Tableau 6 : Vérification de la condition de non fragilité

d) Vérification à l'ELS :

❖ **Evaluation de moments fléchissant $M_x ; M_y$:**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0632 \times 215,94 \times (3,2)^2 = 139,75 KN.m$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.710 \times 139,75 = 99,22 KN.m$$

❖ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 139,75 = 118,79 KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 99,22 = 84,34 KN.m$$

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 139,75 = 69,875 KN.m$$

$$M_{ay} = 0.85 \times M_{0y} = 0.5 \times 99,22 = 49,61 KN.m$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens		M_u	M_s	$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	μ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
X-X	Appuis	88,74	69,875	1,27	0,006	0,0075	0,385	Condition vérifiée
	Travée	150,585	118,79	1,27	0,011	0,0151	0,358	Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	52,8	49,61	1,06	0,004	0,0050	0,28	Condition vérifiée
	Travée	89,76	84,34	1,06	0,008	0,01	0,28	Condition vérifiée

Tableau 7: Vérification des contraintes dans le béton

On remarque que $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ dans les deux sens, donc il est inutile de faire la vérification des contraintes à L'ELS.

VIII-8) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console (console courte) soumise à une charge uniformément répartie ; le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur.

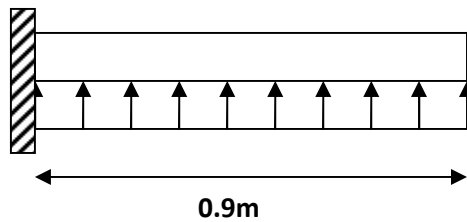


Schéma statique du débord.

1) Sollicitation de calcul :

✓ **A L'ELU**

$$q_u = 306,76 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot xL^2}{2} = -\frac{306,76 \times (0,9)^2}{2} = -124,24 \text{ KNm}$$

✓ **A L'ELS:**

$$P_s = 215,94 \text{ KN/m}^2$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot xL^2}{2} = \frac{215,94 \times (0,9)^2}{2} = -87,45 \text{ KNm}$$

2) Calcul des armatures:

$$B = 100 \text{ cm}, d = 97 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{124,24 \times 10^3}{100 \times 97^2 \times 14,2} = 0,009 < u_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,9955$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{124,24 \times 10^3}{0,9955 \times 97 \times 348} = 3,7 \text{ cm}^2$$

3) Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 97 \times 2,1}{400} = 16,3 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4,03 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 16,3 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on opte pour **4HA20+2HA16=16,59cm²** avec un espacement de **17 [cm]**.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{9,42}{4} = 2,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } \mathbf{4HA10=3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Avec un espacement de **10 (cm)**

4) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{124,24}{87,45} = 1,42 \quad \mu_u = 0,009 \rightarrow \alpha = 0,0113$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,42 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 > \alpha = 0,0113 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

VIII-9) Ferrailage des nervures :

➤ Sens longitudinal (x-x):

Les moments fléchissant max sont :

- **à l'ELU :**

$$M_{ua} = 15,061 \text{ KNm}$$

$$M_{ut} = 8,585 \text{ KNm}$$

- **à l'ELS:**

$$M_{sa} = 10,881 \text{ KNm}$$

$$M_{st} = 6,198 \text{ KNm}$$

❖ Armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera avec les moments max, aux appuis et en travées.

En travées :

$$b = 60 \text{ cm} ; \quad d = 125 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8,585 \times 10^3}{60 \times 125^2 \times 14.2} = 0.001 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.001 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.9995$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_t = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,585 \times 10^3}{0.9995 \times 125 \times 348} = 0,2 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$.

❖ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,061 \times 10^3}{60 \times 125^2 \times 14.2} = 0,0011 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0011 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.9995$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,061 \times 10^3}{0.9995 \times 125 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$.

❖ **Armatures transversales :**

Espacement des barres :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = 4.67 \text{ mm}$$

Soit : $\Phi = 8 \text{ mm}$.

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \{32; 16.8\} = 16.8 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 3,6 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2 \text{ HA } 8 = 3.02 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

❖ **Vérification à l'ELU :**

a. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 9,05 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 9,42 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 9,05 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 9,42 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 9,05 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

On se disposera de cette vérification si cette inéquation est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15,061}{10,881} = 1,384 \Rightarrow \mu = 0,0011 \rightarrow \alpha = 0,00125$$

$$\alpha = 0,00125 < \frac{1,384 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,442 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8,585}{6,198} = 1,385 \Rightarrow \mu = 0,001 \rightarrow \alpha = 0,00125$$

$$\alpha = 0,00125 < \frac{1,385 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4425 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

➤ **Sens transversal (y-y):**

Les moments fléchissant max sont :

• **à l'ELU :**

$$M_{ua} = 93,788 \text{ KNm}$$

$$M_{ut} = 49,81 \text{ KNm}$$

- à l'ELS:

$$M_{Sa} = 66,984 \text{ KNm}$$

$$M_{St} = 36,357 \text{ KNm}$$

❖ **Armatures longitudinales :**

Le ferrailage se fera avec les moments max, aux appuis et en travées.

En travées :

$$b = 60 \text{ cm} ; \quad d = 125 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{49,817 \times 10^3}{60 \times 125^2 \times 14.2} = 0.004 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.004 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.998$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_t = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{49,817 \times 10^3}{0.998 \times 125 \times 348} = 1,15 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$.

❖ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{93,788 \times 10^3}{60 \times 125^2 \times 14.2} = 0,007 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,007 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.9965$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{93,788 \times 10^3}{0.9965 \times 125 \times 348} = 2,16 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$.

❖ **Armatures transversales :**

Espacement des barres :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = 4.67 \text{ mm}$$

Soit : $\Phi = 8 \text{ mm}$.

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \{32; 16.8\} = 16.8 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} \iff S_t = 20\text{cm}$$

Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003S_t b = 2,7\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003S_t b = 3,6\text{cm}^2$$

Soit : $A_t = 2 \text{ HA } 8 = 3.02 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

❖ **Vérification à l'ELU :**

b. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 9,05\text{cm}^2$$

$$A_a = 9,42 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 9,05 \text{ cm}^2. \iff \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 9,42 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 9,05 \text{ cm}^2. \iff \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

On se disposera de cette vérification si cette inéquation est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{93,788}{49,984} = 1,9 \Rightarrow \mu = 0,007 \rightarrow \alpha = 0,00875$$

$$\alpha = 0,00875 < \frac{1,9 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,7 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{49,817}{36,357} = 1,37 \Rightarrow \mu = 0,004 \rightarrow \alpha = 0,0050$$

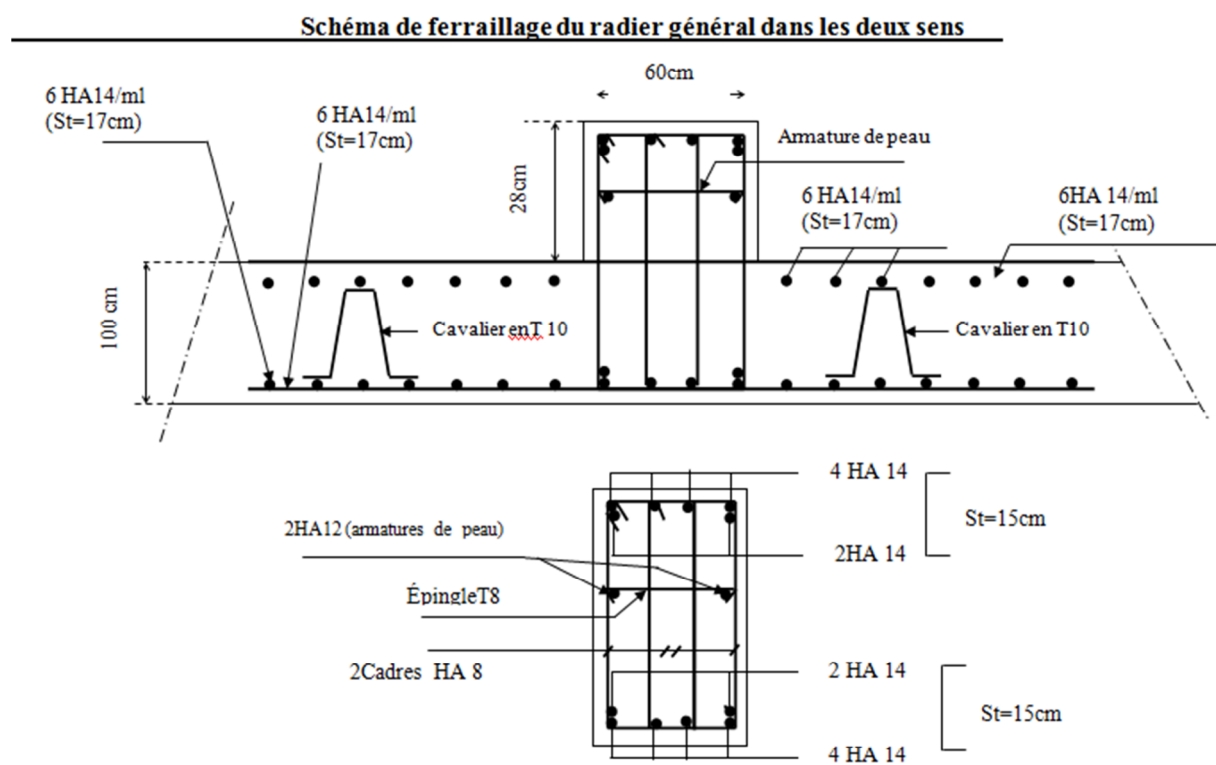
$$\alpha = 0,0050 < \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,434 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

❖ On tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

02 barres de $\Phi 12$ avec des épingles $\Phi 8$ comme le montre le schéma de ferrailage des nervures.



VIII-10) Ferrailage de la semelle :

A. Dimensionnement de la semelle :

$$\text{Hauteur de la semelle : } h_s \geq \frac{B-a}{4} + 5$$

B : Largeur de la semelle(en prend B=90) avec : $\sigma_{(L/4)} = \sigma_{\text{sol}} \times B = 225 \text{KN/ml}$

a : coté du poteau.

$$h_s = \frac{90-20}{4} + 5 = 22,5 \text{cm} \quad \text{et} \quad \frac{B-a}{4} \leq d \leq B-a \Rightarrow 17,5 \leq d \leq 70 \text{cm}$$

Soit les dimensions suivantes :

$$L = 3,2 \text{m}; B = 0,9 \text{m}; h_s = 25 \text{cm}; c = c' = 3 \text{cm}; d_a = 60 \text{cm}$$

B. Ferrailage de la semelle :

$$A_s = \frac{N_u(A-a)}{8d_a\sigma_{st}} = \frac{6770,09 \times 1000 \times (90-20)}{8 \times 60 \times 34800} = 28,37 \text{cm}^2$$

Soit : 10HA20 $\Rightarrow A_s = 31,24 \text{cm}^2$ (e = 10cm)

$A_r = A_s/4 = 28,37/4 = 7,09 \text{cm}^2$ soit : 6HA14 ($A_r = 9,24 \text{cm}^2$) (e = 16cm).

C. Calcul de la poutre de rigidité :

1) Hauteur de la poutre de rigidité :

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 0,35 \leq h_p \leq 0,53 \text{m} \text{ soit } h_p = 53 \text{cm}$$

2) Largeur de la poutre de rigidité :

$$\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \Rightarrow 17,67 \leq b_p \leq 35,33 \text{cm} \text{ soit } b_p = 35 \text{cm}.$$

a) Calcul des moments fléchissant :

$$q = \sigma_{(L/4)} \times B_{\text{semelle}} = 225 \times 0,9 = 202,5 \text{KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{202,5 \times 3,2^2}{8} = 259,2 \text{KNm}$$

b) Calcul du ferrailage :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

➤ **Aux appuis :**

Appuis	M(KNm)	μ	β	$A_{st}(cm^2)$	$A_{\min}(cm^2)$
A	77,76	0,062	0,968	4,61	2,11
B	129,6	0,104	0,9455	7,87	2,11
C	103,68	0,083	0,9565	6,22	2,11
D	103,68	0,083	0,9565	6,22	2,11
E	103,68	0,083	0,9565	6,22	2,11
F	129,6	0,104	0,9455	6,22	2,11
G	77,76	0,062	0,968	4,61	2,11

Tableau 8 : Ferrailages des appuis.

➤ **En travée :**

Travée	M(KNm)	μ	β	$A_{st}(cm^2)$	$A_{\min}(cm^2)$
A-B	220,32	0,177	0,9015	14,04	2,11
B-C					
C-D					
D-E					
E-F					
F-G					

Tableau 9 : Ferrailages de la travée.

c) Armatures adoptées :

➤ **Aux appuis :**

Appuis	$A_s (cm^2)$	$A_{\text{choisis}} (cm^2)$	$A_{\text{adoptées}} (cm^2)$
A	4,61	4HA16	8,04
B	7,87		
C	6,22		
D	6,22		
E	6,22		
F	6,22		
G	4,61		

Tableau 10 : armatures adoptées en appuis.

➤ **En travées :**

Travée	A _s (cm ²)	A _{choisis} (cm ²)	A _{adoptées} (cm ²)
A-B	14,04	8HA16	16,08

Tableau11 : armatures adoptées en travée.

d) Armatures transversales :

$$\Phi = \min\left\{\frac{h_p}{35}; \frac{b_p}{10}; \Phi_1\right\}$$

Soit A_t = 2 cadres HA8 ⇒ A_t = 2.01cm²

D. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} = \min\{2.5; 4\text{Mpa}\} = 2.5\text{MPa}$$

$$V_u = \frac{qL}{2} = \frac{202,5 \times 3.2}{2} = 324\text{KN}$$

τ_u = 1,85Mpa ⇒ condition vérifiée

C. Vérification à l'ELS :

A l'ELS, q_s = σ_{sol} × B_{semelle} = 250 × 0,9 = 225KN/ml

$$M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{225 \times 3.2^2}{8} = 288\text{KNm}$$

➤ **Aux appuis :**

Appuis	Ms (KNm)	As à l'ELU	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc}	obs.
A	86,4	8,04	0,459	0,897	33,54	239,60	7,14	15	CV
B	144					399,34	11,90	15	CV
C	115,2					319,47	9,52	15	CV
D	115,2					319,47	9,52	15	CV
E	115,2					319,47	9,52	15	CV
F	144					399,34	11,90	15	CV
G	86,4					239,60	7,14	15	CV

Tableau 12: des vérifications à l'ELS (aux appuis)

➤ **En travées :**

Ms (KNm)	As à l'ELU	ρ_1	β_1	K_1	σ_s(Mpa)	σ_{bc}(Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
224,8	16,08	0,918	0,865	22,04	323,23	14,66	15	CV

Tableau 13: des vérifications à l'ELS (en travées)

E. Ferrailage des longrines :

Les longrines ont pour rôle : rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer.

Elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

N : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La catégorie du site est : $S_3 \Rightarrow \alpha = 12$ (RPA 2003)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, toujours selon le RPA, (25×30) cm² pour les sites S_2 et S_3

$$F = \frac{6770,09}{12} = 564,17KN$$

$$A_s = \frac{564,17 \times 10^3}{348 \times 100} = 16,21cm^2$$

$$A_{min} = 0.6\%bh = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5cm^2$$

Soit 10HA16 $\Rightarrow A_s = 20,11cm^2$.

Armatures transversales :

$$\Phi = \min \{h/35 ; \Phi_1 ; b/10\}$$

On prend $\Phi = 8\text{mm}$

Soit un cadre HA8 $\Rightarrow A_t = 1.01\text{cm}^2$ et un épingle.

L'espace des cadres doit être : $e \leq \min \{20\text{cm} ; 15\Phi_t\}$; soit $e = 12\text{cm}$

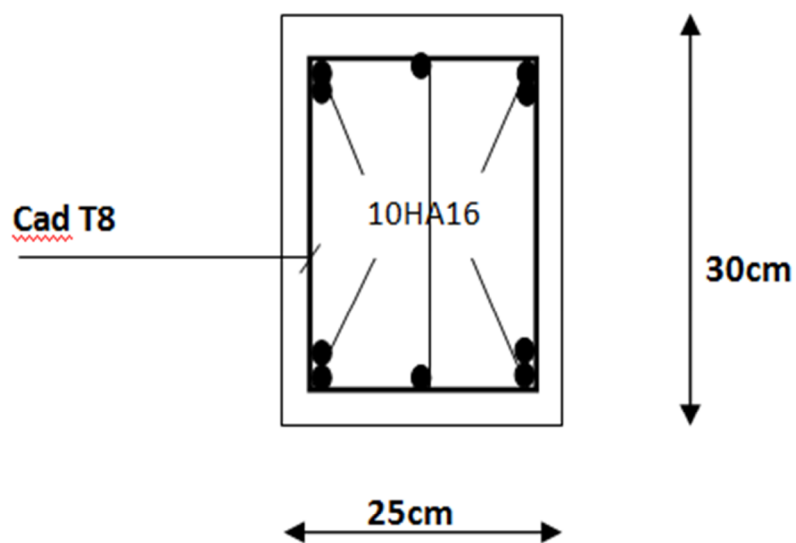


Fig2 : ferrailage des longrines.

IX.1. Introduction :

Le mur plaque forme un caisson rigide et indéformable, il doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

IX.2. Pré dimensionnement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 modifié en 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20cm

IX.3. Détermination des sollicitations

Dans notre cas on a un sol frottant ($\varphi = 0$, $C=0$), notre voile plaque est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres, dont les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

φ : Angle de frottement interne.

3.1. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

La contrainte du Sol : $\sigma_{\text{sol}} = 2,5 \text{ bars}$

Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$

Cohésion : $C = 0$

Calcul de K_0 :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) = 0.50$$

3.2. Calcul des sollicitations:

- **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0(1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$H=0\text{m} \longrightarrow \sigma_H = 7,5\text{KN}/\text{m}^2$$

$$H=4,08\text{m} \longrightarrow \sigma_H = 57,07\text{KN}/\text{m}^2$$

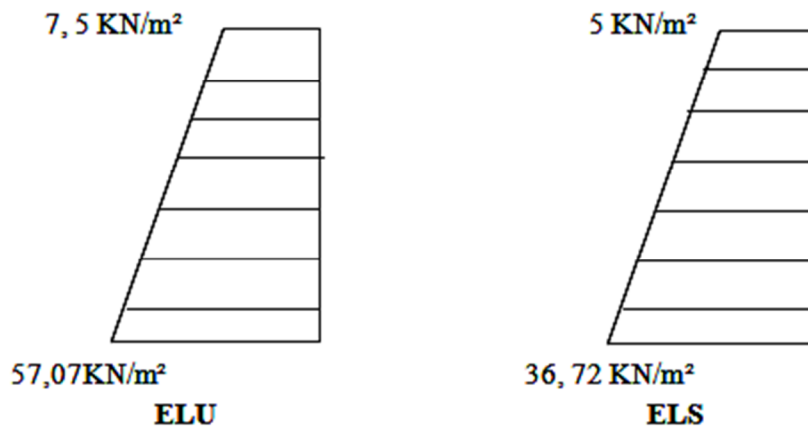
- ELS :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0(\gamma \times h + q)$$

$$H=0\text{m} \longrightarrow \sigma_H = 5\text{KN/m}^2$$

$$H=4,08\text{m} \longrightarrow \sigma_H = 36,72\text{KN/m}^2$$

Diagramme des contraintes :



3.3. Charges moyennes au repos:

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

- ELU : $q_u = \frac{(3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}) \times 1\text{m}}{4} = \frac{3 \times 57,07 + 7,5}{4} \times 1 = 44,67\text{KN/ml}$
- ELS : $q_s = \frac{(3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}) \times 1\text{m}}{4} = \frac{3 \times 36,72 + 5}{4} \times 1 = 28,79\text{KN/ml}$

IX.4. Ferrailage du voile plaque de soutènement :

4.1. Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalle continue encadré d'un côté et simplement appuyé des deux autres

- Encastrement : au niveau de l'infrastructure.
- Simply appuyé : au niveau des poteaux et poutres.

Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres

4.2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encadrés sur 04 appuis

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encadré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :

0.3 : Appuis de rive

0.5 : Autre appuis

4.3. Identification des panneaux :

$$L_x = 3,20\text{m}$$

$$L_y = 4,08\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,20}{4,08} = 0,78$$

$$\rho = 0,78 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0587 \\ \mu_y = 0,559 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0587 \times 44,69 \times 3,2^2 = 26,86\text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,559 \times 26,86 = 15,01\text{KN.m}$$

➤ Correction des moments :

Sens xx:

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,3M_{0x} = 0,3 \times 26,86 = 8,05\text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 26,86 = 22,83\text{KN.m}$$

Sens yy :

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,3M_{0y} = 0,3 \times 15,01 = 4,50\text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 15,01 = 12,75\text{KN.m}$$

à ELS:

$$\rho = 0,78 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0708 \\ \mu_y = 0,683 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_y^2 = 0,0708 \times 28,79 \times 4,08^2 = 33,93\text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,683 \times 33,93 = 23,17\text{KN.m}$$

➤ **Correction des moments :**

Sens xx:

Sur appuis : $M_a = 0,3M_{0x} = 0,3 \times 33,93 = 10,17KN.m$

En travée : $M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 33,93 = 28,84KN.m$

Sens yy :

Sur appuis : $M_a = 0,3M_{0y} = 0,3 \times 23,17 = 6,95KN.m$

En travée : $M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 23,17 = 19,69KN.m$

4.4. Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 ml.

sens	zone	M_u	μ	Obs	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix des barres	A_{adop} (cm^2)	Espacement (cm)
xx	appuis	8,05	0,019	SSA	0,9905	1,37	2	4HA14	6,16	20
	travée	22,83	0,055	SSA	0,971	3,97	2	4HA14	6,16	20
yy	Appuis	4,50	0,010	SSA	0,995	0,76	2	4HA14	6,16	20
	travée	12,75	0,031	SSA	0,984	2,19	2	4HA14	6,16	20

Ferrailage du mur plaque

4.5. Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical) : $A \geq 0,001bh = 2cm^2$

Les deux nappes sont reliées par les épingles/m² de HA8

4.6. Armatures horizontales :

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54cm^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14cm²

IX.5.Vérifications à ELU

5.1. Espacements des armatures :

La fissuration est non préjudiciable.

L'espace entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Direction principale :**

$$St = \min \{2h, 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \leq \min \{40\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Direction secondaire :**

$$St = \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} = 25\text{cm} < \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Diamètre maximal des barres :**

$$\varphi_{\max} \leq h/10 \implies \varphi = 14\text{mm} \leq h/10 = 200/10 = 20\text{mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IX.6. Vérification à l'ELS :

6.1. Vérification de la contrainte dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

sens	zone	M _s	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
xx	Appuis	10,17	0,362	0,907	38,76	107,07	2,76	15
	Travée	28,84	0,362	0,907	38,76	303,63	7,83	15
yy	Appuis	6,95	0,362	0,907	38,76	73,17	1,88	15
	Travée	19,69	0,362	0,907	38,76	207,30	5,34	15

6.2. Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{h}{l_x} = \frac{20}{320} = 0,0625 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_t}{20M_u} \implies \frac{h}{l_x} = \frac{20}{320} = 0,0625 > \frac{M_t}{20M_u} = \frac{22,83}{20 \times 26,86} = 0,0424 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{Af_e}{bd} < 4,2 \implies \frac{Af_e}{bd} = \frac{6,16 \times 2,1}{100 \times 17} = 0,0076 < 4,2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

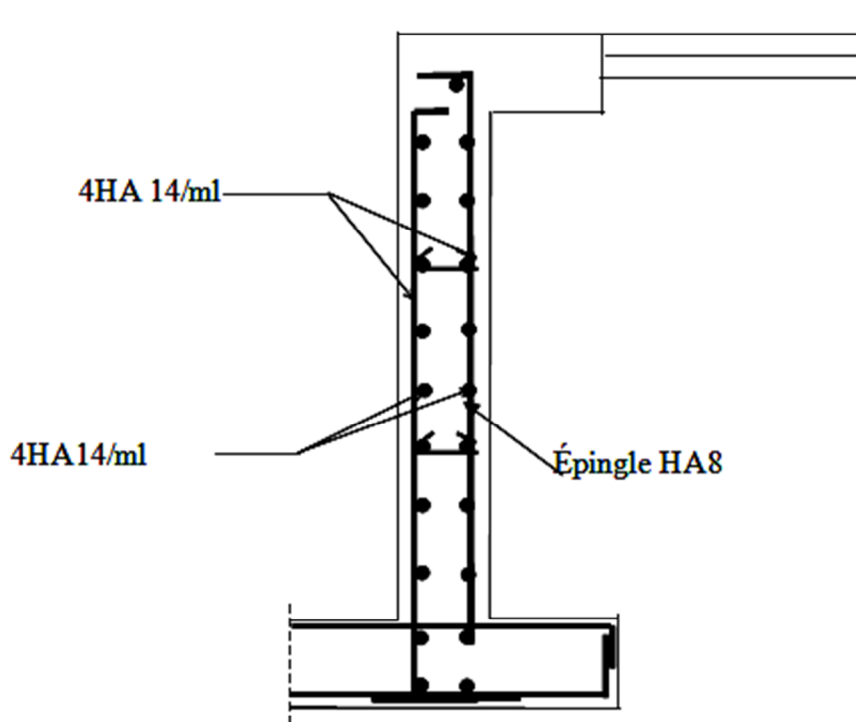
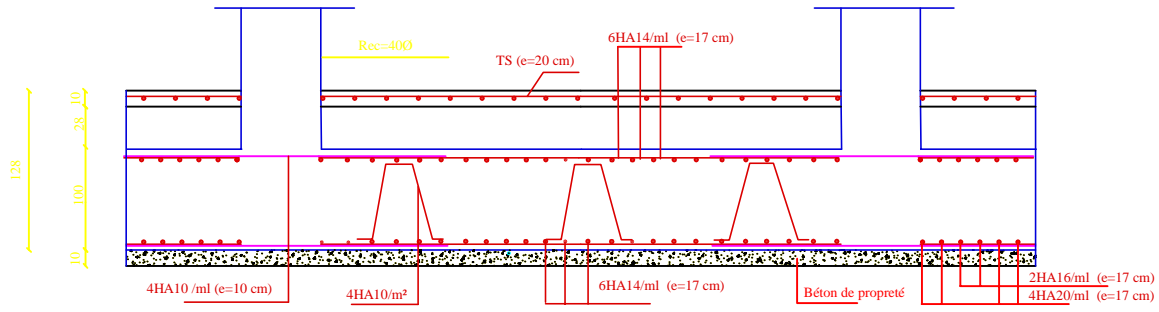


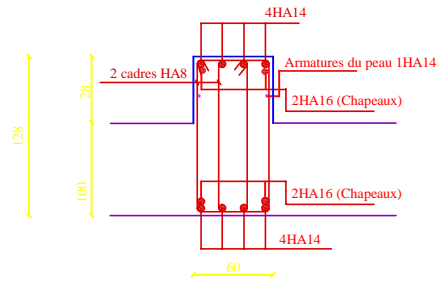
Fig: Plan de ferrailage de mur plaque.

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER ET DE LA DALLE FLOTTANTE

Sens transversal:



FERRAILLAGE DE LA NERVURE:



Aux appuis et En travée

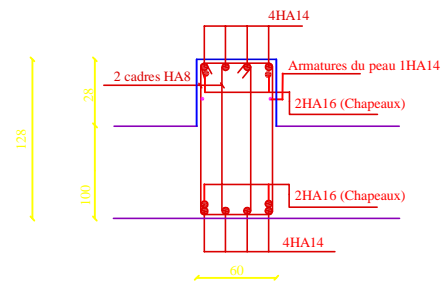
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: M METROUH Nassima M AMRIOUI Lynda DIRIGE PAR: Mme AKMOUSSI	TITRE FERRAILLAGE DU RADIER
PROMOTION 2015/2016	ECHELLE: 1/50

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER ET DE LA DALLE FLOTTANTE

Sens longitudinale:



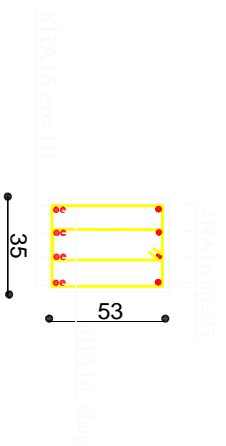
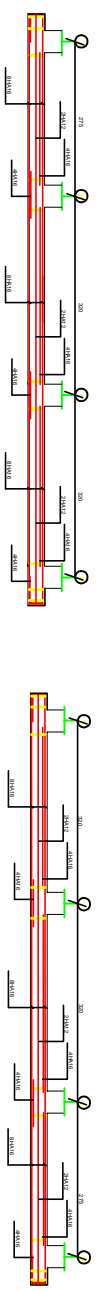
FERRAILLAGE DE LA NERVURE:



Aux appuis et En travée

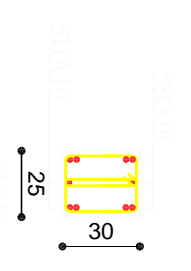
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: M METROUH Nassima M AMRIOUI Lynda DIRIGE PAR: Mme AKMOUSSI	TITRE FERRAILLAGE DU RADIER
PROMOTION 2016	ECHELLE: 1/50

FERRAILLAGE de poutre rigide



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUZ MAMMERI DE TIZOULOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ALUMES : MAMMERI NADIA MAMMERI YOUSSEF MAMMERI YOUSSEF PROMOTION: 2019/2016	TITRE : FERRAILLAGE	PLANCHE N° ECHELLE 1/50

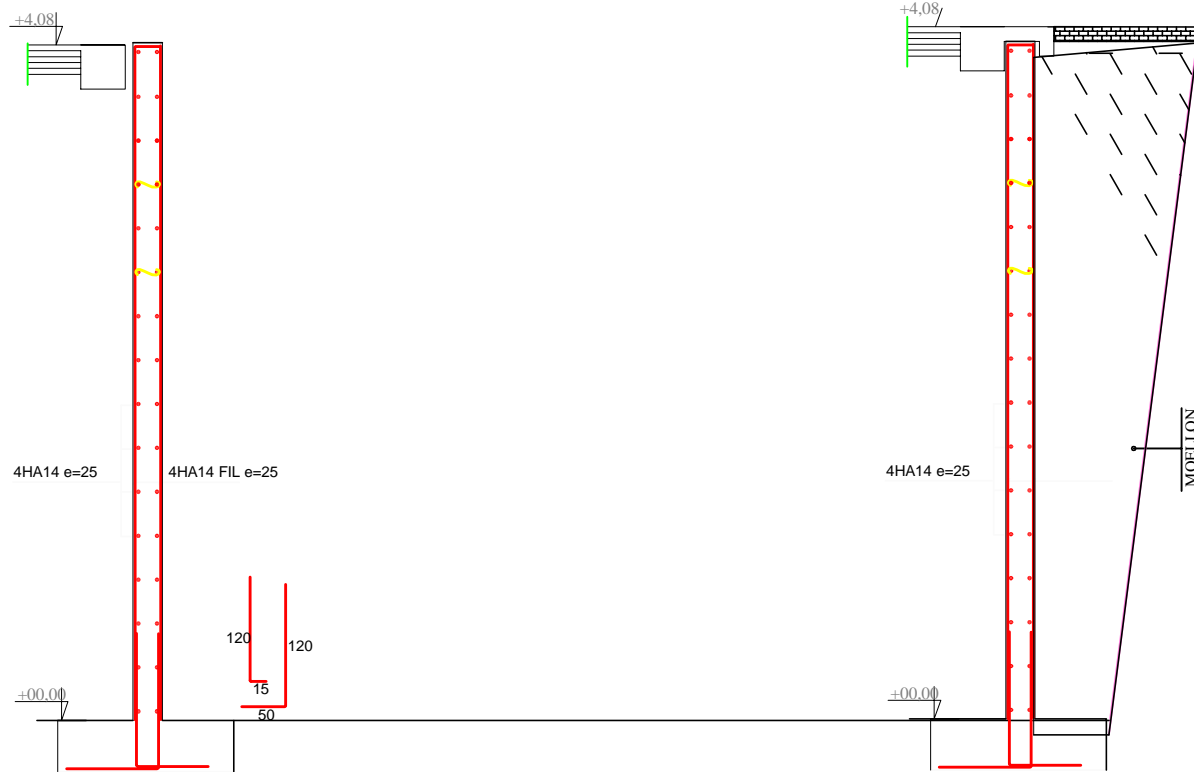
FERRAILLAGE DES LONGRINES



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUZ MAMMERI DE TIZOULOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ALUMES : MAMMERI NADIA MAMMERI YOUSSEF MAMMERI YOUSSEF PROMOTION: 2019/2016	TITRE : FERRAILLAGE DES LONGRINES	PLANCHE N° ECHELLE 1/50

Ferrailage mur plaque

Drainage mur plaque



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Melle METROUH Nassima
 Melle AMRIOUI Lynda

DIRIGE PAR :

Mdme AKMOUSSI

TITRE :

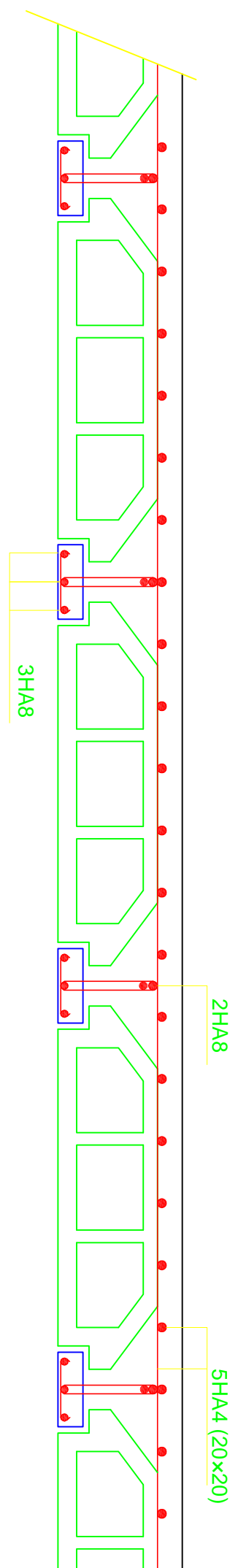
FERRAILAGE ET DRAINAGE DE MUR PLAQUE

PROMOTION 2015/2016

PLANCHE N°

ECHELLE 1/50

- FERRAILLAGE DU PLANCHER-

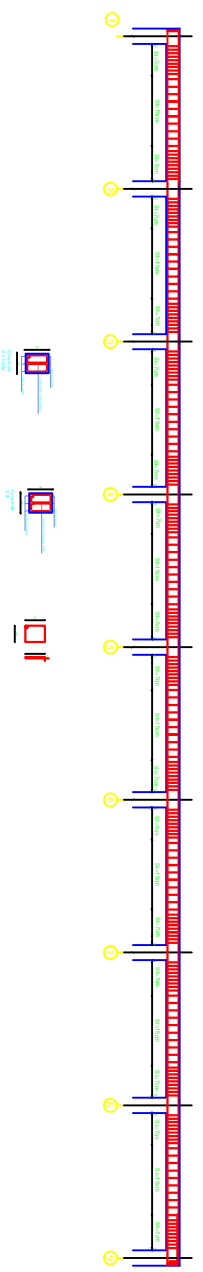


UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

-Coffrage et ferrailage du plancher-

<u>Proposé par:</u>	BET: C.E.A.T	septembre 2016
<u>Présenté par:</u>	Melle: AMRIOUI Lynda Melle: METTROUH Nassima	Plan:
<u>Encadré par:</u>	Mme: AKMOUSSI.	Echelle: 1/50

**-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES-
(25x30)**



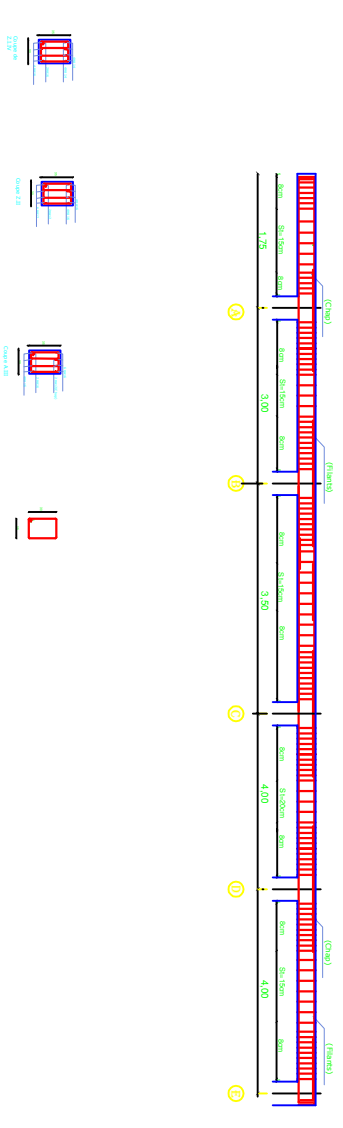
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

-Coffrage et ferrailage poutres secondaires -

Proposé par:	BET: C.E.A.T	Septembre 2016
Présenté par:	Melle: METROUH Nassima Melle: AMRIOUI Lynda	Plan:
Encadré par:	Mdme: AKMOUSSI.	Echelle: 1/50

**-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES-
(30x35)**



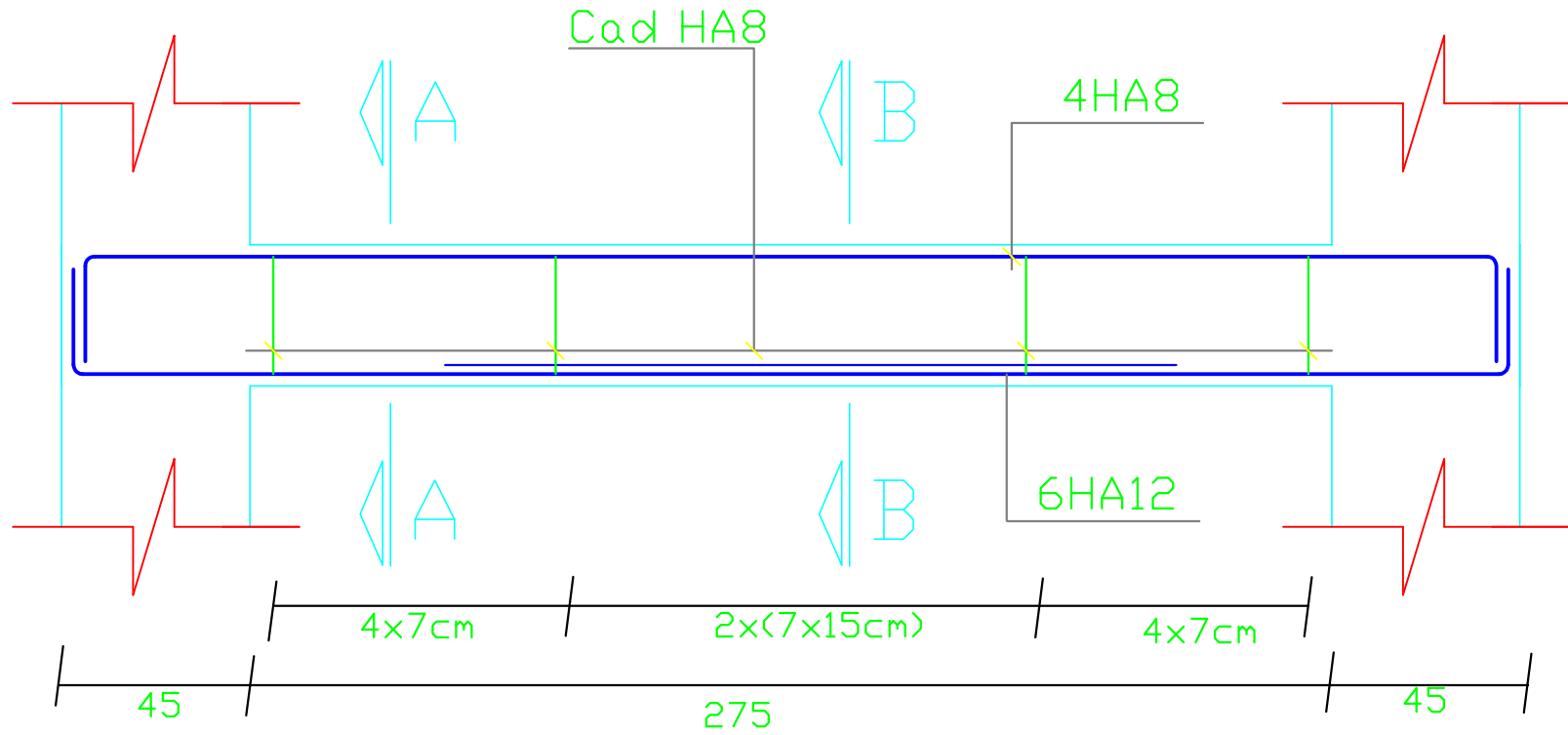
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

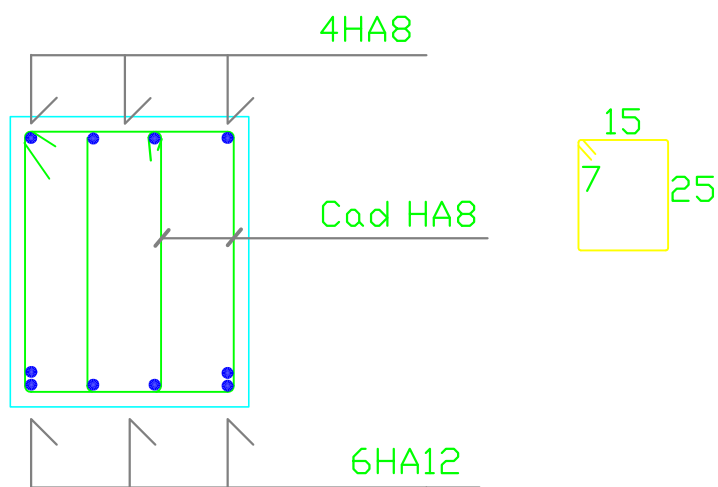
-Coffrage et ferrailage poutres principales -

Proposé par:	BET: C.E.A.T	Septembre 2016
Présenté par:	Melle: AMRIOUI Lynda Melle: METROUH Nassima	Plan:
Encadré par:	Mdme: AKMOUSSI.	Echelle: 1/50

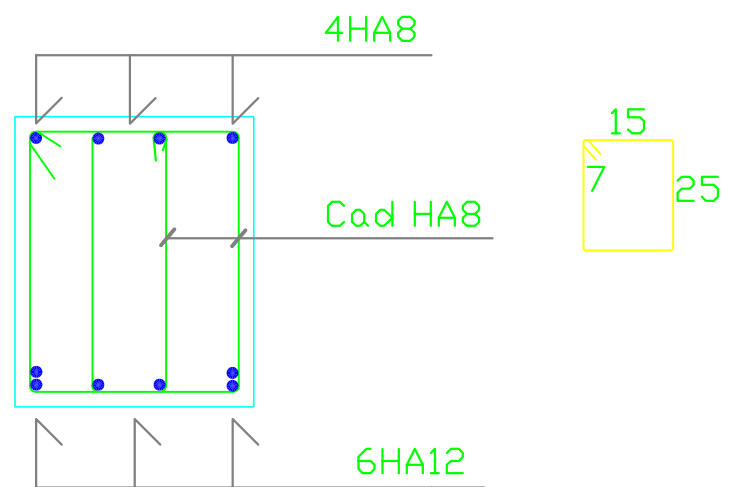
--POUTRE PALIERE:(20x30)--



COUPE A-A



COUPE B-B



REPUBLIQUE ALGERINNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

ETUDIER PAR:
 M MTRUH Nassima
 M AMRIOIU Lynda

**FERRAILLAGE
 POUTRE PALIERE**

DIRIGER PAR:
 Mme AKMOUSSI

Echelle: 1/50

Planche N°:

Promotion: 2015-2016

Conclusion Générale

Le travail que nous avons réalisé consiste à l'étude d'une ossature contreventée par voiles, ceci nous a permis d'étudier les portiques et les voiles, de revoir les détails de calculs de la RDM et du béton, et d'aboutir aux points suivants :

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.

Le travail d'un ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à concordance avec le côté pratique car la bonne étude s'établit sur des critères à savoir : La résistance, L'économie, La durabilité et le confort

En somme, nous espérons que vous êtes convaincus de ce travail et nous espérons aussi qu'il sera bénéfique et pourra offrir un plus aux promotions à venir.

Bibliographie

Règlements :

- *Règles Parasismique Algériennes RPA99 V2003.*
- *Document Technique Réglementaire B.C.2.2.*
- *Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé CBA 93.*
- *Règles béton armé aux états limites 1991 BAEL 91.modifier99.*

Ouvrage:

- *VICTOR DAVIDOVICHI «Formulaire du béton armé 1 »
édition 1996.*
- *HENTY THONIER « Conception et calcul des structures de
bâtiments » 1992.*
- *PIERRE CHARON « Exercice en béton armé selon les règles
BAEL 93 » par édition 1991.*