

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme De Master professionnel en Génie Civil

Option : Construction civile et industrielle (C.C.I.)

Etude d'un bâtiment (R+8) à ossature mixte contreventé par voiles avec l'application du (Logiciel ETABS)



Présenté par :

M^{elle} : AIT CHEKDHIDH El Djouher

M^{elle} : AIT MAAMAR Fahima

Dirigé par :

M^r : BOUAFIA.Y.

Promotion 2013-2014

Remerciements

Nous remercions le Bon Dieu de nous avoir donné la force, le courage, la santé et la patience pour pouvoir arriver au terme de ce travail.

*Nos vifs remerciements s'adressent d'abord à notre promoteur **Mr BOUAFIA.Y** professeur de recherche à l'université Mouloud Mammeri, d'avoir accepté de diriger ce travail. Pour ses encouragements et conseils si précieux, pour sa présence tout au long de ce travail.*

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

*Nos vifs remerciements, accompagnés de toute notre gratitude au personnel du CTC de TIZI-OUZOU, **Mr BELKACEM, Mr DOUFENE ET Mr abdenour** pour leur soutien et leur aide si gracieuse pendant la réalisation de ce mémoire.*

A tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Enfin, nous tenons à remercier tous nos ami(e)s ainsi que toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



Je dédie ce modeste travail à

**Mes très chers parents, pour leurs précieux conseils,
encouragements et sacrifices;**

**Mes très chères sœurs : Nadia, Sekoura et ses enfants adorables,
Samia et son fils Vanis et ma petite Lyna.**

Zohra et Chahinez.

Mes très chers frères : Samir, Yacine et Farid

Mes grands parents

Mes Oncles et tantes

Mes Cousins et cousines

Ma binôme El djouher et toutes sa famille ;

Tous mes amis (es) en particulier la promotion Génie Civil 2013-2014

**Toutes les personnes qui ont fait de mon passage à l'université un vrai
bonheur.**

Fahima



Je dédie ce modeste travail à :

**Mes très chers parents, pour leurs précieux conseils,
encouragements et sacrifices ;**

Mes très chères sœurs : Tidia, Milia et Mériem ;

Lynda et son Mari Jugurtha ;

Dahia et son Mari Mbarek et leur adorable garçon Youcef azizen ;

Mon très cher et unique frère : Md Amoukrane

Mes grands parents

Mes Oncles et tantes

Mes Cousins et cousines

Ma binôme Fahima et toutes sa famille ;

Tous mes amis (es) en particulier la promotion Génie Civil 2013-2014

**Toutes les personnes qui ont fait de mon passage à l'université un vrai
bonheur.**

Et Djouher

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I-1 Description de l'ouvrage	01
I-2 Nature de l'ouvrage.....	01
I-3 Caractéristiques géométriques.....	01
I-4 Éléments de l'ouvrage.....	01
I-5-Caractéristiques des matériaux.....	02

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II-1- Pré-dimensionnement des Planchers.....	08
II-2- Pré-dimensionnement des poutres.....	09
II-3- Pré-dimensionnement des voiles.....	10
II.4.pré dimensionnement des poteaux.....	12
II.5.Charges et surcharge revenant au poteau le plus sollicité.....	17
II.6.Descente de charges.....	20

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Plancher à corps creux.....	21
III.2. Escalier	40
III.3 .Calcul de la poutre palière.....	52
III.4.Calcul des balcons.....	60
III.5.Calcul de l'acrotère.....	65
III.6.Calcul de la dalle plane (hall d'assesseur).....	72

Chapitre IV : Modélisation et vérification au RPA

IV. 1 Introduction	79
IV-2- Choix de la méthode de calcul	81
IV-3- modélisation et introduction des données.....	82
IV-4- Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003).....	83

Chapitre V : Détermination des efforts et ferrailage des éléments

V.1 Introduction.....	91
V.2 Les poutres.....	91
V.3 Les poteaux.....	101
V.4 Les voiles.....	116

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VII-1- Introduction.....	134
VII-2-Choix du type de fondation.....	134
VII -3- Calcul du radier général.....	140
VII –4- Ferrailage du radier.....	147
VII –5- Ferrailage des nervures.....	150
 Conclusion générale.....	 164

Introduction générale

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs.

En effet, les tremblements de terres ont souvent été meurtriers, les sources historiques et l'actualité en témoignent.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments neufs et le confortement préventif concernant les constructions existantes.

Cela signifie construire de manière telle que :

- les bâtiments ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : l'explosion, les chocs ou un autre phénomène.
- 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.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays tel que le BAEL91 et le RPA99 modifié 2003.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+8 à usage commerciale et habitation présentant une irrégularité en Plan qu'en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

Pour les calculs, on a divisé principalement notre travail en deux parties :

La première « Etude de la superstructure » consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers.....) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour les quelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile, on a opté pour le logiciel ETAPS version 9.7, qui permet de réduire considérablement le temps de travail et d'aboutir à des résultats satisfaisants.

La deuxième « Etudes de l'infrastructure » consiste à calculer des fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix du radier général est notre cas.

Chapitre I

Présentation et description de l'ouvrage

I-1 Description de l'ouvrage

Ce projet, proposé par le CTC de Tizi-Ouzou, consiste l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage mixte (commerce et habitation), (R+8) contient un entre sol service+RDC à usage commerciale, qui sera implanté à BOUGHNI wilaya de TIZI OUZOU

Données du site

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa). L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2. Le site est considéré comme meuble (S2). Contrainte admissible du sol ; $\overline{\sigma}_s = 2$ bar.

I-2 Nature de l'ouvrage

L'ouvrage est un bâtiment (R+8) comportant :

- 01 RDC commerce,
- 01 entre sol service,
- 08 étages courants,
- 01 cage d'escaliers,
- 01 cage d'ascenseur.

I-3 Caractéristiques géométriques

Longueur totale	22,25 m
Largeur totale	14,80 m
Hauteur totale	32,18m
Hauteur de l'étage courant	03,06m
Hauteur d'entre sol (service).....	03,57m
Hauteur du RDC commerce	04,08m
Hauteur de l'acrotère	00,50m

I-4 Éléments de l'ouvrage

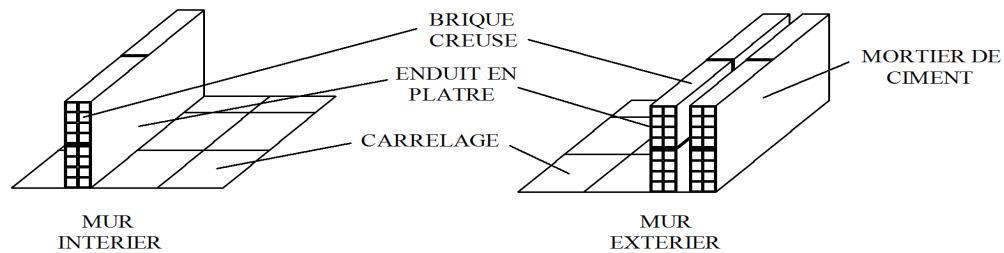
a- Ossature

L'ouvrage est réalisé en ossature mixte (poteaux, poutres + voiles). Son contreventement est assuré par les voiles en béton armé. Il comporte des planchers en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées ainsi que des dalles pleines couvrant la cage d'ascenseur ainsi que les porte- à- faux.

Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité en pente pour faciliter l'écoulement des eaux.

b- Maçonnerie

- **Murs extérieurs :** Ils seront réalisés avec de la brique creuse en double cloisons de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm.
- **Cloisons intérieurs:** ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur

**Figure I-1: La maçonnerie****c- Escalier**

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers assurant l'accès à tous les niveaux, constitués de palier et de paillasse en béton armé coulés sur place.

d- Balcons

Les balcons sont en corps creux.

e- Revêtements ils sont réalisés en :

- Mortier de ciment pour les murs de façade, et les salles d'eau ;
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds;
- Carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- Céramique pour les cuisines et les salles d'eau avec étanchéité.

I-5-Caractéristiques des matériaux**I-5-1- Béton**

Le rôle fondamental du Béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

a- Résistance à la compression

Le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (noté f_{c28}). Elle est déterminée par un essai axial sur éprouvettes normalisées.

Pour notre étude on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Pour $j < 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit:

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{(4.46+0.83j)} f_{c28} \\ f_{cj} &= \frac{j}{(1.4+.95j)} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad \text{(BAEL91/Art2.1, 11)}$$

b- Résistance à la traction

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} ; \text{ avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(BAEL91/Art2.1, 12)}$$

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

c- Modules de déformations longitudinales

• Module de déformation instantané

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots \text{(BAEL 91/Art2.1, 21)}$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$$

• Module de déformation différée

Le cas de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots \text{(BAEL 91/ Art 2.1.22)}$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa.}$$

• Module de déformation transversale

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

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

d- coefficient de poisson: (BAEL/Art 2.1.3)

Le coefficient de poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton. Il sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU.
- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

e- Etats limites

Un état limite est une situation au- delà de la quelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu, on distingue deux catégories d'états limites :

•Etat limite ultime (ELU)

Il se produit par la perte d'équilibre, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage)

•Etat limite de service (ELS)

C'est l'état au delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites.

f- Contraintes limites**• Contrainte limite de compression**

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \text{ MPa } \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifier 99/Art4.3, 41})$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.50 \text{ Pour une situation courante.} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ Pour une situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1.00 \text{ Si la durée d'adaptation des actions est } > 24\text{h} ; \\ \theta = 0.90 \text{ Si la durée d'adaptation des actions est entre } 1\text{h et } 24\text{h} ; \\ \theta = 0.85 \text{ Si la durée d'adaptation est } < 1\text{h.} \end{array} \right.$$

• **Contrainte limite ultime de cisaillement (BAEL 91/Art5.1, 1)**

- $\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}] = 3.33\text{MPa}$ fissuration peu nuisible.
- $\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}] = 2.5\text{MPa}$ fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

• **Contrainte de service à la compression (BAEL 91/Art 4.5.2.)**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,60f_{c28} \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

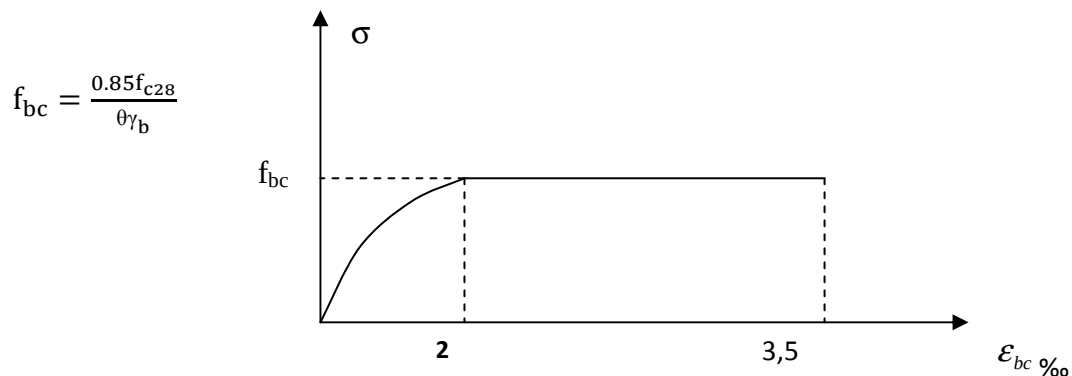


Figure I-2: Diagramme contrainte- déformation du béton

I-5-2-Les aciers

En général les aciers utilisés sont de trois types :

- Acier à haute adhérence (HA) : (F_eE 400, F_e E 500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400 MPa et de 500MPa.
- Acier rond lisse (RL) : (FeE215, FeE235) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 215 MPa et de 235MPa.
- Treillis soudés de type 520MPa.

a- Module d'élasticité longitudinal (BAEL/Art4.3.2)

Le module d'élasticité longitudinale (Es) de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

b- Contrainte limite

• **Contrainte limite ultime (ELU) : (BAEL 91 /Art4.3.2)**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec: γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{Situation durable.} \\ \gamma_s = 1 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

• **Contrainte limite de service (ELS):** les vérifications à effectuer vis-à-vis de l'ouverture des fissures sont : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

- **Fissuration peu nuisible :** cas des éléments intérieurs aucune vérification n'est nécessaire.

- **Fissuration préjudiciable :** c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{tj}} \right\} \dots\dots\dots \text{BAEL 91/Art4.5, 32)}$$

- **Fissuration très préjudiciable :** c'est le cas des milieux agressifs.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91/Art4.5, 34})$$

Avec : η : Coefficient de fissuration :

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{: pour les aciers ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1,6 & \text{: pour les aciers hautes adhérences (HA)} \end{cases}$$

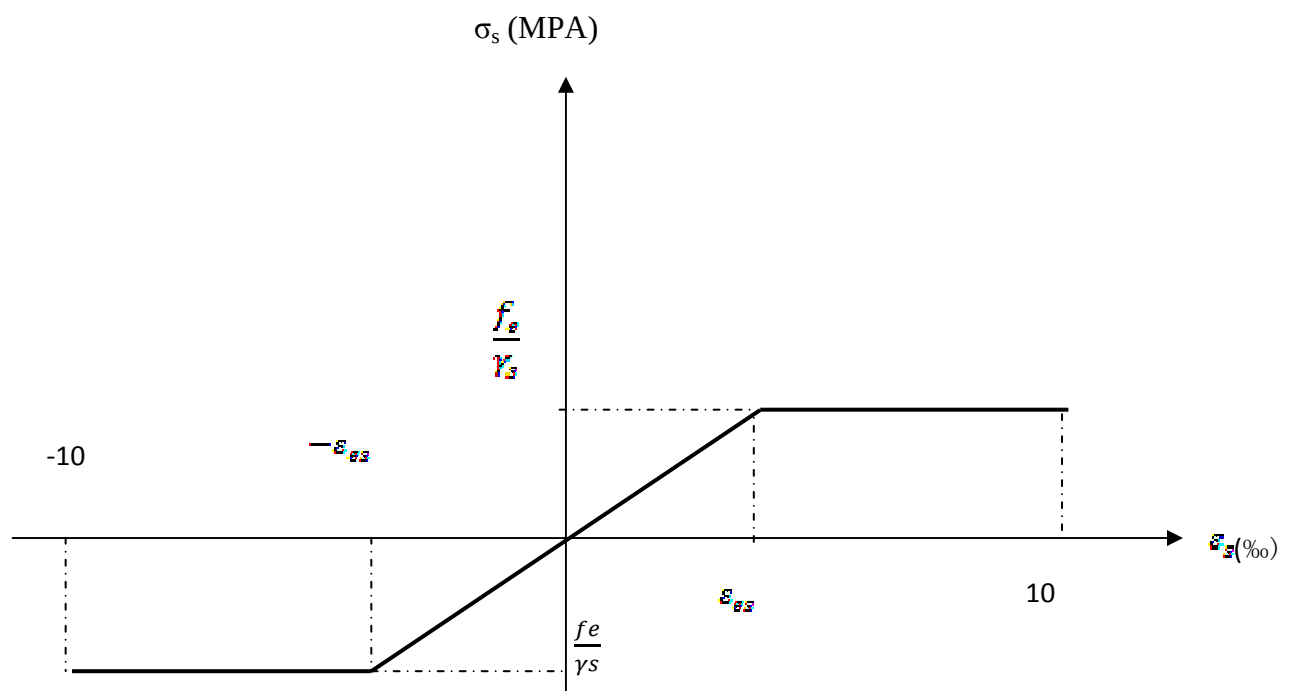


Figure I-3: Diagramme contrainte déformation pour les aciers.

c- Protection des armatures : (BAEL91.Art A.7.1)

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

- $c \geq 1$ cm : si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.
- $c \geq 3$ cm : si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- $c \geq 5$ cm : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer ...).

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II-1-Introduction

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure on doit pré dimensionner les éléments et cela en se basant sur les règles du RPA 99 version 2003, CBA et BAEL.

Il a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

II-2-Pré-dimensionnement des éléments

II-2-1- Les planchers

Les planchers constituent les éléments de séparation entre étages, ils assurent essentiellement la résistance mécanique, l'isolation thermique et acoustique. Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans horizontaux. Dans notre bâtiment, on distingue deux types de planchers :

a- Plancher à corps creux

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

La hauteur totale du plancher, notée « h_{tp} » est calculé comme suit :

$$h_{tp} \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{B.A.E.L91 version 99 art E4.8.5})$$

L : longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles

Dans notre cas : $L = 400 - 30 = 370 \text{ m}$

h_{tp} : hauteur totale du plancher. Ce qui nous donne : $h_{tp} \geq 370/22,5 = 16,44 \text{ (cm)}$

On optera pour un plancher de (16+4) $\longrightarrow h_{tp} = 20 \text{ [cm]}$

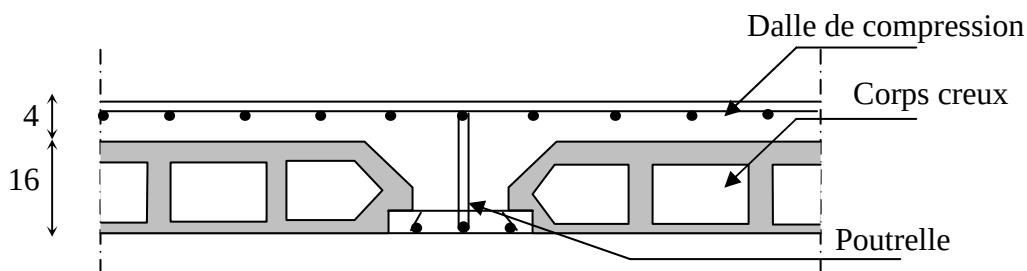


Figure II-1: Schéma descriptif d'un plancher courant.

- **Balcons** : les balcons seront en corps creux (16+4) coulée sur place muni d'une poutre de chaînage.

b- Dalle pleine :

- **Dalle pleine de la cage d'ascenseur** : elle est située dans la cage d'ascenseur.

$$\rho_x = l_x/l_y = 140/130 = 1,07$$

$\rho \geq 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans deux sens donc l'épaisseur de la dalle pleine est déterminée à partir de la condition suivante :

$$e \geq l_x/30 \Rightarrow e \geq 3,67\text{cm.}$$

• **Caractéristiques d'une dalle pleine :**

- Résistance au feu :
- Isolation acoustique :

Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15cm**.

II-2-2- Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place. Elles doivent respecter les dimensions ci-après exigées par le RPA 99 VS 2003 en zone IIa

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

Et en distingue deux types :

Les poutres principales ; **Avec :** $\begin{cases} b : \text{largeur de la poutre.} \\ h : \text{hauteur de la poutre.} \end{cases}$
 Les poutres secondaires ;

Pour dimensionner la poutre, sa hauteur et sa largeur (h_t , b) doivent répondre aux conditions suivantes:

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \end{cases}$$

Avec :

L : la portée libre de la plus grande travée considérée

a- Poutres principales $L = 400 - 30 = 370\text{cm}$.

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \rightarrow 24.66 \leq h \leq 37 \text{ On prend : } \mathbf{h=35cm}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 16 \leq b \leq 28 \text{ On prend : } \mathbf{b=30cm}$$

Et cela et due pour des raisons de dispositions d'aciers, d'enrobage et de mise en œuvre du béton.

b- Poutres secondaires: $L = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$.

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \rightarrow 21.33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm On prend: } \mathbf{h=30cm}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } b=25\text{cm}$$

• **Vérifications relatives aux exigences du RPA :**

D'après l'article 7.5.1 du RPA99 les conditions suivantes doivent être respectées.

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

Conclusion :

Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit

- Les poutres principales **:(30×35) cm**
- Les poutres secondaires **:(25×30) cm**

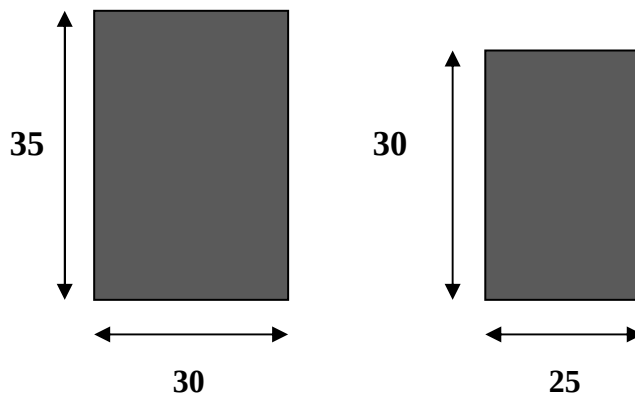


Figure II-2: Dimensions de la poutre principale et secondaire

II-2-3- Les Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils ont pour fonction principales d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous les charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

D'après (RPA99 modifié en 2003 /Art 7.7.1) le pré dimensionnement doit satisfaire la condition suivante : $L \geq 4e$

Avec :

e : épaisseur du voile

L : la portée minimale du voile

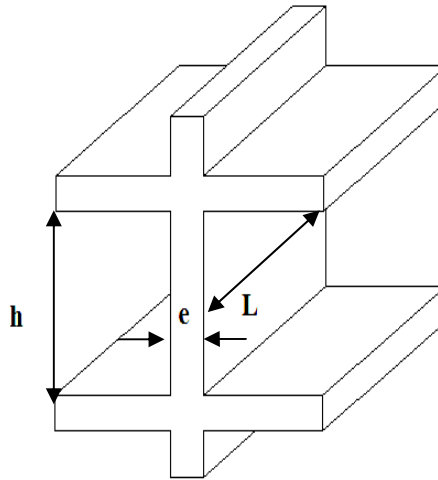


Figure II-3: Coupe d'un voile en élévation

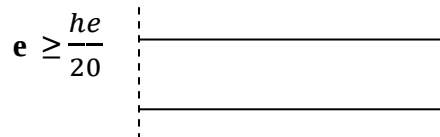


Figure II-4: coupe du voile en plan selon les conditions de rigidité à l'extrémité.

Les voiles de structure étudiée ont la forme représentée ci-dessus tel que :

$$e \geq \max \left[\frac{he}{25}; \frac{he}{22}; \frac{he}{20} \right] = \frac{he}{20}$$

• **Epaisseur du voile (e) :**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (he) et de la condition de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

Pour le RDC :

$$he = h - \text{ép}$$

$$he = 408 - 20$$

$$he = 388 \text{ [cm]}$$

$$e \geq \frac{he}{20} = 19,4 \text{ cm} \implies e = 20 \text{ [cm]}$$

Pour l'entre sol :

$$he = h - e_p$$

$$he = 357 - 20$$

$$he = 337 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{he}{20} = 16,85 \text{ cm} \implies e = 18 \text{ [cm]}$$

Pour l'étage courant:

$$h_e = h - e_p$$

$$h_e = 306 - 20$$

$$h_e = 286 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20} = 14,3 \implies e = 16 \text{ [cm]}$$

On opte pour une épaisseur des voiles : **e = 16; 18; 20 cm**

• Largeur du voile (L) :

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

$$\left. \begin{array}{l} 0,9 \geq 4 \times 16 = 6,4 \text{ m} \\ 0,9 \geq 4 \times 18 = 7,2 \text{ m} \\ 0,9 \geq 4 \times 20 = 0,8 \text{ m} \end{array} \right\} \text{ condition vérifiée}$$

II-2-4-Les poteaux :

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité, en supposant que seul le béton reprend la totalité des charges, tous en vérifiant les conditions exigées par le RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e / 20 \\ 1/4 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq N_s / \sigma_{bc} \text{ Avec } N_s = G + Q$$

Tel que :

N_s : effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes ;

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

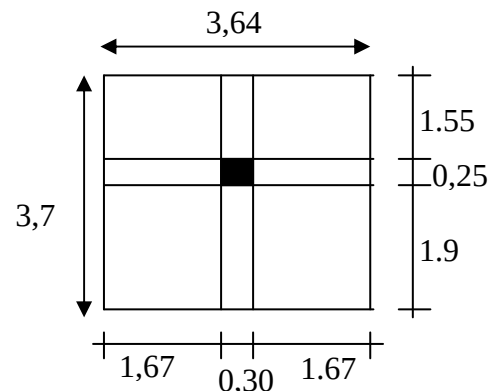
σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton égale à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa ; (} f_{c28} = 25 \text{ MPa)}$$

a- Surface d'influence : Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité.

$$\begin{aligned} \bullet \text{ Section nette : } S' (\text{plancher}) &= (1.9 + 1.55) \times (1.67 + 1.67) \\ &= 11,52 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\bullet \text{ Section brute: } S (\text{plancher}) = 3,7 \times 3,64 = 13,47 \text{ m}^2$$



b- Détermination des charges et surcharges : Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que surcharges d'exploitation sont donnés par le DTR B.C.2.2.

- **Charges permanentes :** Les charges permanentes des différents éléments sont données dans les tableaux suivants (**Planchers terrasse (Inaccessible)**)

Tableau II-1: la valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse inaccessible

Éléments	Poids volumique g [KN/ m ²]	Épaisseur [m]	Charge [KN/m ²]
1. couche de gravillon	17	0.05	0.85
2. Étanchéité multicouche	6.00	0.02	0.12
3. Béton en forme de pente	22.00	0.05	1.1
4. isolation thermique	4.00	0.04	0.16
5. Plancher à corps creux	14.00	0.2	2.8
6. Enduit sous plafond en plâtre	12.00	0.02	0.24
			$G=5.27$ [KN/m²]

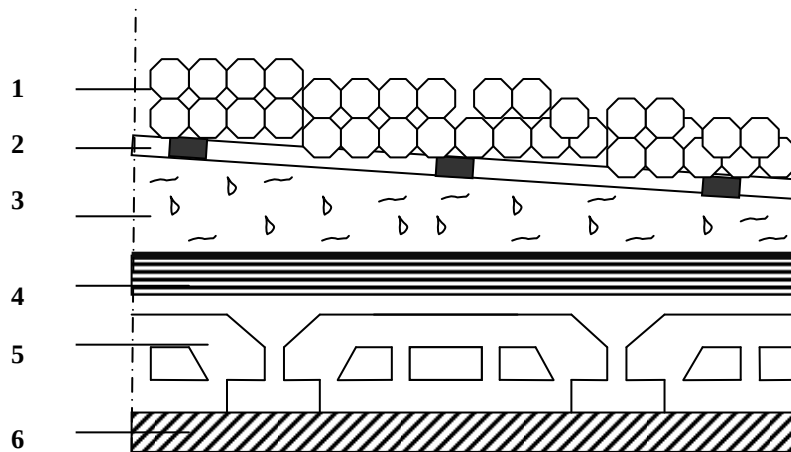


Figure II-5: Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible

- **Plancher d'étage courant :**

Tableau II-2: la valeur de la charge permanente G_t de l'étage courant et RDC

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur	Charge G_t (KN/m ²)
01	Enduit plâtre	12	0.02	0.24
02	Plancher en corps creux(16+4)	14	0.2	2.8
03	Couche de sable	18	0.02	0.36
04	Mortier de pose	20	0.02	0.4
05	Carrelage	22	0.02	0.44
06	Cloison de séparation	9	0.01	0.9
				Totale $G_t = 5.14$ KN/m²

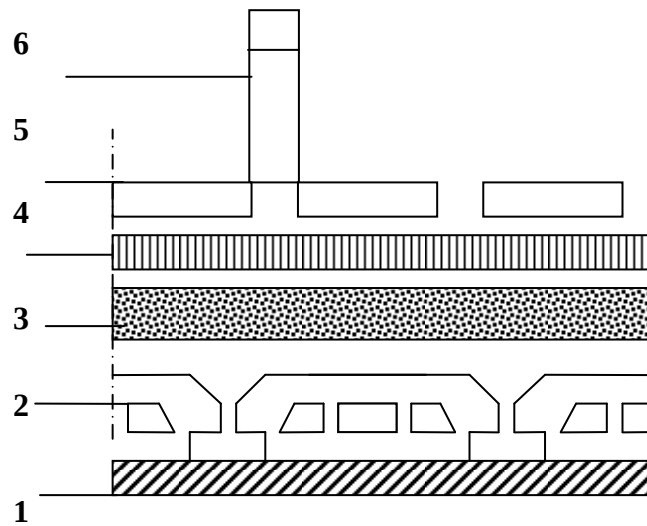
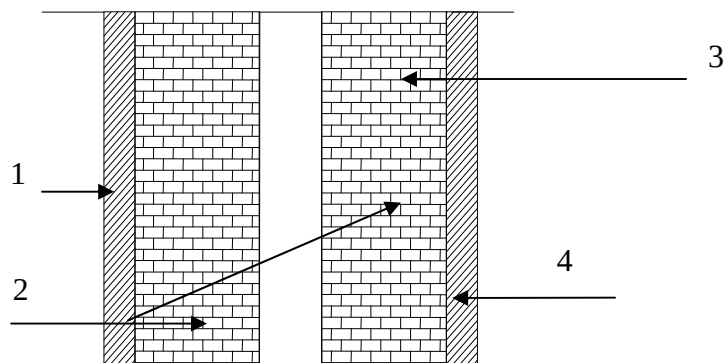
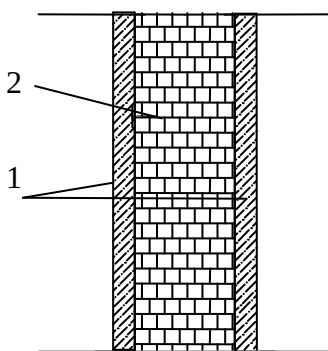
**Figure II-6:** Coupe verticale du plancher d'étage courant**Maçonnerie :****Mur extérieur :****Figure II-7:** Coupe verticale du mur extérieur

Tableau II-3: valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur)

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge G (KN/m ³)
01	Mortier de ciment	22	0.02	0.44
02	Maçonnerie Brique creuse	9	0.2	1.8
03	lame d'aire	/	0.05	/
04	Enduit de plâtre	12	0.02	0.24
				Totale G =2.48 KN/m²

• **Mur intérieur :**

**Figure II-8:** Coupe verticale du mur intérieur**Tableau II-4:** la Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur)

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Charge G(KN/m ³)
01	Enduit de plâtre	12	0.04	0.48
02	Brique creuse	9	0.1	0.9
				Totale G_t=1.38 KN/m²

Tableau II-5 : Les surcharges d'exploitations

Eléments	Surcharges [KN/m ²]
Plancher Terrasse accessible	1
Plancher étage Courant	1,5
Plancher Entre sol (service)	2,5
Plancher RDC (commercial)	4
Balcons	3,5
Escalier	2,5
Acrotère	1

c- Poids propre des éléments :**• Poutres principales :**

$$G = (3,7 - 0,25) \times 0,30 \times 0,35 \times 25 = 10,37 \text{ KN}$$

• Poutres secondaires :

$$G = (3,64 - 0,30) \times 0,25 \times 0,3 \times 25 = 6,26 \text{ KN}$$

$$\bullet \text{ Poids total } P = \text{PPP} + \text{PPS} \quad ; \text{ Avec : } \rho = 25 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 10,37 + 6,26 = 16,63 \text{ KN.}$$

• Plancher « terrasse inaccessible » :

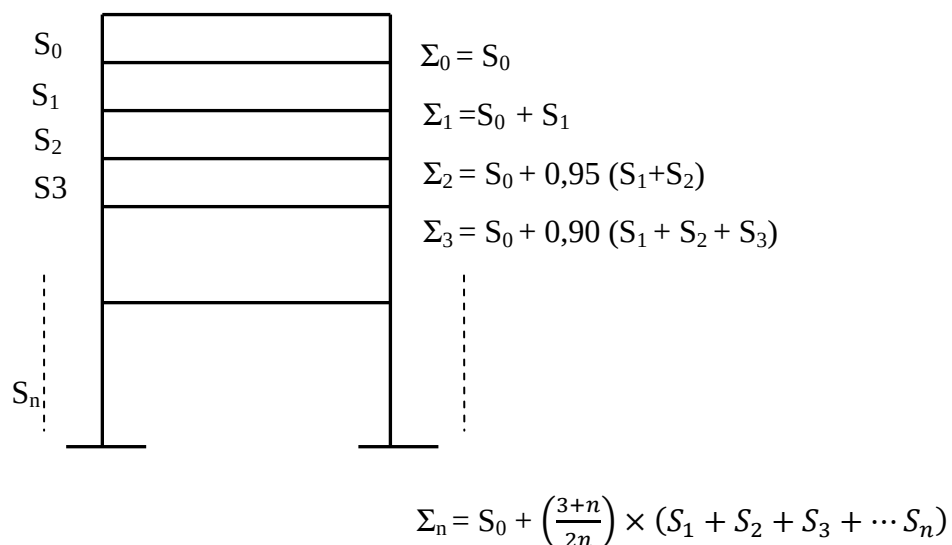
$$\text{PPT} = 11,52 \times 5,27 = 60,71 \text{ KN}$$

• Plancher courant :

$$\text{PPC} = 11,52 \times 5,14 = 59,21 \text{ KN}$$

d- Loi de dégression des charges :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de **5**, ce qui est le cas de notre structure.



Pour $n \geq 5$

$$Q_0 = Q_{PT} = 13,47 \text{ KN},$$

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_8 = Q_{PC} = 13,47 \times 1.5 = 20,20 \text{ KN}.$$

$$Q_{\text{entre sol}} = 13,47 \times 2.5 = 33,67 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{PRDC}} = 13,47 \times 4 = 53,88 \text{ KN}$$

$$\text{Terrasse : } \Sigma_0 = Q_0 = 13,47 \text{ KN}.$$

$$\text{Niv08 : } \Sigma_1 = Q_0 + Q_1 = 13,47 + 20,20 = 33,67 \text{ KN}$$

$$\text{Niv07 : } \Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 13,47 + 0,95 (2 \times 20,20) = 51,85 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 06 : } \Sigma_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13,47 + 0,9 (3 \times 20,20) = 68,01 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 05 : } \Sigma_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13,47 + 0,85 (4 \times 20,20) = 82,15 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 04 : } \Sigma_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13,47 + 0,8 (5 \times 20,20) = 94,27 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 03 : } \Sigma_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13,47 + 0,75 (6 \times 20,20) = 104,37 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 02 : } \Sigma_7 = Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 13,47 + 0,71 (7 \times 20,20) = 113,86 \text{ KN}$$

$$\text{Niv 01 : } \Sigma_8 = Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 13,47 + 0,69 (8 \times 20,20) = 124,97 \text{ KN}$$

$$\text{Niv Entre sol : } Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 13,47 + 0,65 (9 \times 20,20 + 33,67) = 157,83 \text{ KN}$$

$$\text{Niv RDC1 : } Q_0 + 0,64 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 13,47 + 0,64 (10 \times 20,20 + 53,88) = 179,79 \text{ KN}$$

II-2-5-poids des poteaux :

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\begin{cases} b = 25 \text{ cm} \\ h = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

• poids des poteaux du RDC :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25$$

$$G = 6.375 \text{ KN}$$

• Poids des poteaux d'étage courant :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25$$

$$G = 4.781 \text{ KN}$$

• Poids des poteaux d'entre sol (service) :

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3.57 \times 25$$

$$G = 5.578 \text{ KN}$$

Tableau II-6:Récapitulatif de la descente de charges

NIV	<u>Charges permanentes [KN]</u>					<u>Surcharges d'exploitation [KN]</u>		<u>Effort normal N=G+Q [KN]</u>	<u>Section du poteau [cm²]</u>	
	Plancher	Poutre	Poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _i	Q _{cumulée}		Section trouvée	Section adoptée
8	60,71	16,63	//	77,34	77,34	13,47	13,47	90,81	60,54	<u>25x25</u>
7	59,21	16,63	4,78	80,62	157,96	20,20	33,67	191,63	127,75	<u>25x25</u>
6	59,21	16,63	4,78	80,62	238,58	20,20	53,87	292,45	194,96	<u>25x25</u>
5	59,21	16,63	4,78	80,62	319,2	20,20	74,07	393,27	262,18	<u>30x30</u>
4	59,21	16,63	4,78	80,62	399,82	20,20	94,27	494,09	329,39	<u>30x30</u>
3	59,21	16,63	4,78	80,62	480,44	20,20	114,47	594,91	396,60	<u>30x30</u>
2	59,21	16,63	4,78	80,62	561,06	20,20	134,67	695,73	463,82	<u>35x35</u>
1	59,21	16,63	4,78	80,62	641,68	20,20	154,87	796,55	531,03	<u>35x35</u>
Entre sol	59,21	16,63	5,57	81,41	723,09	33,67	188,54	911,63	607,75	<u>35x35</u>
RDC	59,21	16,63	6,37	82,21	805,3	53,88	242,42	1047,72	698,48	<u>35x35</u>

Les sections adoptées sont les suivantes :

(35x35) : pour le RDC, l'entre sol, 1 et 2 étage.

(30x30) : pour les étages 3, 4 et 5.

(25x25) : pour les étages 6, 7 et 8.

• **Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1):**

Le RPA exige pour un bâtiment implanté en zone IIa, les conditions suivantes :

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

• Vérification des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante : $\lambda \leq 50$

Avec :

λ = L'élancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement. ($l_f = 0.707 l_0$)

l_0 : Hauteur libre du poteau.

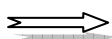
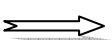
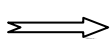
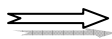
i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{pot}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe xx (axe faible)

S_{pot} : Section du poteau.

$$\lambda = \frac{0,707 l_0 \times \sqrt{12}}{b} = \frac{2,45 l_0}{b}$$

Donc :

Poteaux (25x25) : $L_0 = 3,06$ m		$\lambda = 29,97 < 50$
Poteaux (30x30) : $L_0 = 3,06$ m.		$\lambda = 24,98 < 50$
Poteaux (35x35) : $L_0 = 3,06$ m.		$\lambda = 21,41 < 50$
Poteaux (35x35) : $L_0 = 3,57$ m		$\lambda = 24,98 < 50$
Poteaux (35x35) : $L_0 = 4,08$ m		$\lambda = 28,54 < 50$

La condition de flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

Les valeurs de sections des poteaux sont retenues car elles sont conformes aux exigences du RPA99 version 2003 et aux conditions de stabilité de forme.

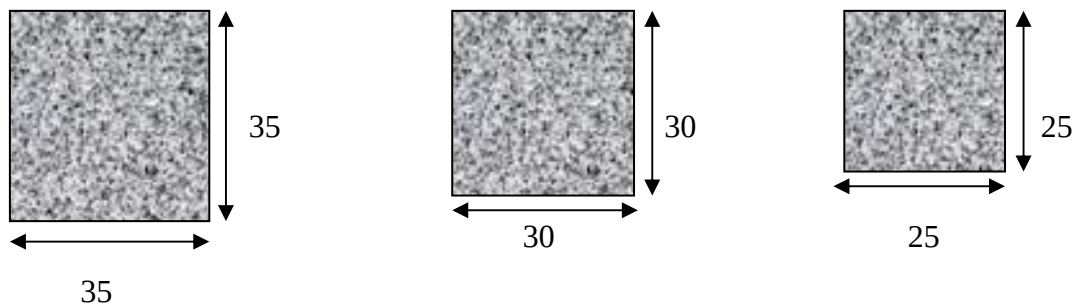


Figure II-9: Coupes transversales des différentes sections de poteaux.

II-3- Conclusion

Après avoir fait les calculs, on a opté pour le pré-dimensionnement suivant :

- Plancher à corps creux : (16+4) cm
- Poutres principales : (25x35) cm
- Poutres secondaires : (25x30) cm
- Poteaux : RDC, entre sol et 1^{er} et 2^{ème} étage :(35x35)
- 3^{ème} et 4^{ème} , 5^{ème} ,étage (30x30)
- 6^{ème} , 7^{ème} et 8^{ème} étage : (25x25)
- Voiles : 20 cm d'épaisseur pour le RDC.
- Voile : 18 cm d'épaisseur pour l'entre sol.
- Voile : 16 cm pour les étages courants.
- Dalle plein : épaisseur 15 cm.

Chapitre III

Calcul des éléments

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement on passera au dimensionnement des éléments tels que les planchers et les éléments secondaires.

III-1- LES PLANCHERS :

III-1-1-Introduction :

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher ; à savoir le plancher à corps creux associé à des poutrelles préfabriquées, avec une dalle de compression. Les poutrelles sont disposées dans le sens longitudinal, parallèles à la petite portée.

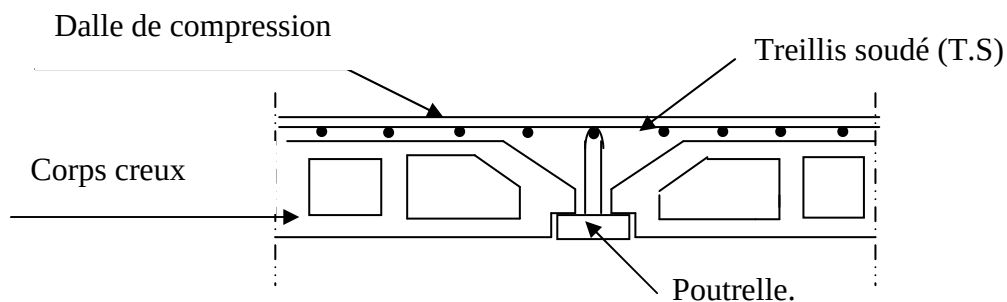


Figure III-1: Schéma descriptif d'un plancher courant.

III-1-2: Etude et ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression, coulée sur place de 4 cm d'épaisseur, sera armée d'un treillis soudé de type TS 520, avec une limite d'élasticité $f_e = 520 \text{ MPa}$. le treillis soudé doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs données par l'article **(B.6.8, 423) du BAEL 91** :

- 20cm (5pm) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30cm (3pm) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent normalement satisfaire les conditions définies ci après,

Où : l_x : est l'entre axes des poutrelles ; égal à 65cm

La section d'armatures aux poutrelles est : $A_{\text{perpendiculaire}} = 4 \frac{l_x}{f_e}$

La section d'armatures parallèle aux poutrelles est : $A_{\text{parallèle}} = \frac{A_{\text{perpendiculaire}}}{2}$.

✓ **Armatures perpendiculaires :**

$$A_{\text{perpendiculaire}} = \frac{4 \cdot 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Soit : $5\varnothing 4 = 0,63 \text{ cm}^2$; avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$.

✓ **Armatures parallèles :**

$A_{\text{parallèle}} = 0,628 / 2 = 0,314 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit : **4Ø4=0.5 cm²** ; avec un espacement **e = 25cm**.

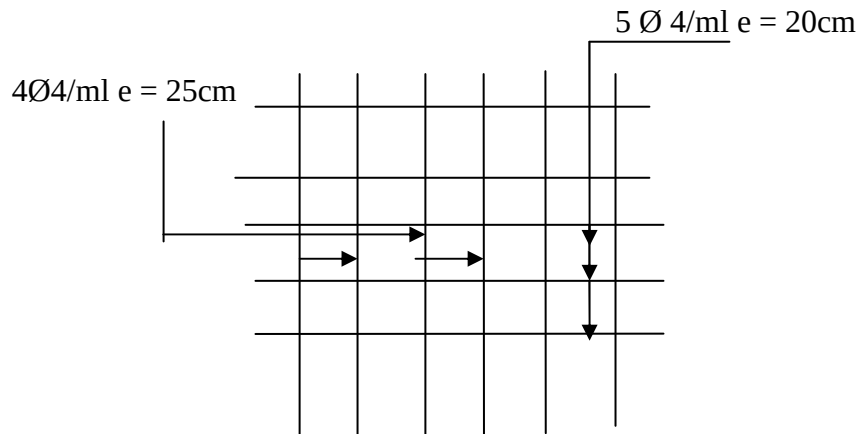


Figure III-2: Schéma du treillis soudé.

III-1-3- Étude des poutrelles

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et seront calculées en deux étapes, avant et après le coulage de la dalle de compression.

-Avant coulage

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités (figure 3.2). Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la sur charge due à l'ouvrier. La section est de géométrie 4x12cm².

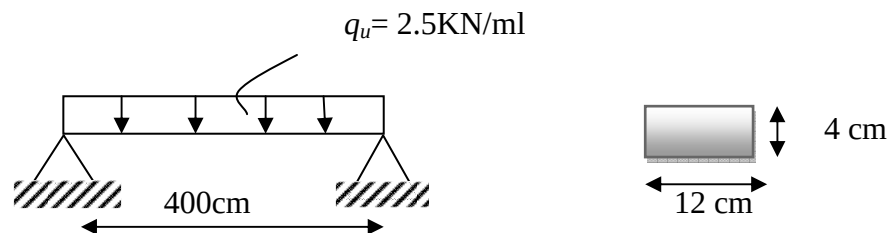


Figure III-3: Schéma statique de la poutre

III-1-4- Evaluation des charges**a) Charges permanentes**

Poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids du corps creux : $0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

$$G = 0,74 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'un ouvrier : $Q = 1,0 \text{ KN/ml}$

b) Calcul à l'ELU**- Combinaisons de charges**

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q \\ q_u = 1,35(0,74) + 1,5(1,0) = 2,5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- Moment en travée

$$M_u = \frac{q}{8} l^2 = \frac{2,5 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$V_u = \frac{ql}{2} = \frac{2,5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN}$$

- Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \text{ On prend } c = 2 \text{ cm} \Rightarrow d = h - 2 = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{5 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 7,335 > \mu = 0,392 \Rightarrow \text{Section doublement armée}$$

Donc les armatures de compression sont nécessaires.

Remarque :

Il est impossible de prendre la section doublement armée vu que la section du béton est trop faible. Il est donc indispensable de prévoir un étiage, pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

- Après coulage : Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue en T sur plusieurs appuis.

III-1-5- Caractéristiques géométriques de la section de la poutrelle

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle aura les caractéristiques géométriques données par la figure suivante :

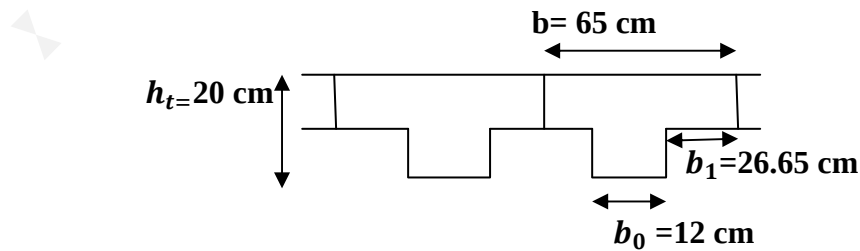


Figure III-4: section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

a) Poids du plancher

- Plancher terrasse

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charges permanentes: } G = 5,27 \times 0,65 = 3,42 \text{ KN/ml} \\ \text{Charges d'exploitations : } Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

b) Combinaison de charges

- Plancher terrasse

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,42 + 1,5 \times 0,65 = 5,59 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 3,42 + 0,65 = 4,07 \text{ KN/ml}$$

- Plancher étage courant

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,14 + 1,5 \times 1,5 = 9,19 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = G + Q = 5,14 + 1,5 = 6,64 \text{ KN/ml}$$

Remarque

On constate que le chargement pour le plancher d'étage courant est le plus défavorable, vu que la différence entre les chargements n'est pas importante, donc on utilise celui de l'étage courant pour le calcul du ferrailage.

c) Choix de la méthode de calcul

• Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

[Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99]

• Hypothèses

-La valeur de la surcharge respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max \{ 2G; 5 \text{ KN/m}^2 \}$$

- La fissuration est considéré comme non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1,25.

• Vérifications

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \\ 2 G = 2 \times 5.14 = 10.28 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ La fissuration est non préjudiciable $\longrightarrow$ Condition vérifiée
- ✓ Les poutrelles du plancher ont une même inertie dans les différentes travées $\longrightarrow$ CV
Condition vérifiée.

- ✓ Les portées vérifient $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

On a : $0.8 \leq (400/330 ; 330/340 ; 340/350) \leq 1.25 = 0.8 \leq (1.21 ; 0.970 ; 0.971) \leq 1.25 \longrightarrow$ CV

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable

III-1-6- Application de la méthode forfaitaire

$$\alpha = \frac{1.5}{G + 1.5} = 0.22 \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3} \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

a) Calcul à l'ELU

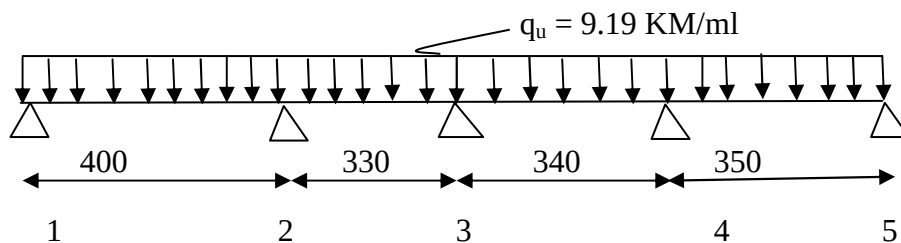


Figure III-5 : Schéma statique de la poutrelle

-b) Calcul des moments fléchissant

- Calcul de moment isostatique

$$M_{01} = \frac{q_u L^2_{AB}}{8} = \frac{9.19 \times 4^2}{8} = 18.38 \text{ KNm}$$

$$M_{02} = \frac{q_u L^2_{BC}}{8} = \frac{9.19 \times 3.3^2}{8} = 12.50 \text{ KNm}$$

$$M_{03} = \frac{q_u L^2_{BC}}{8} = \frac{9.19 \times 3.4^2}{8} = 13.27 \text{ KNm}$$

$$M_{04} = \frac{q_u L^2_{CD}}{8} = \frac{9.19 \times 3.5^2}{8} = 14.07 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments aux appuis :**

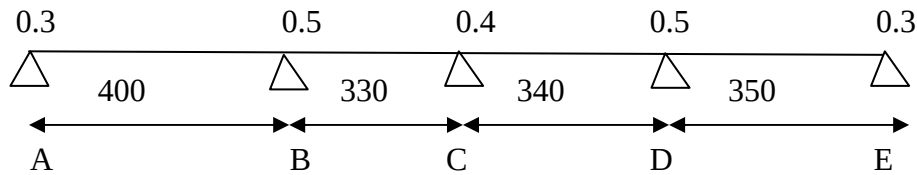


Figure III-6 : Correction des moments sur appuis

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 18.38 = 5.514 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 18.38 = 9.19 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02} ; M_{03}) = 0,4 \times 13.27 = 5.308 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03} ; M_{04}) = 0,5 \times 14.07 = 7.035 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.3M_{04} = 0.3 \times 14.07 = 4.221 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées**

Etude de la travée AB :(travée de rive)

$$M_T^{AB} \geq \max[1.05 M_{01}; (1 + 0.3\alpha)M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1.066 \geq 1.05 \quad \longrightarrow \quad \text{OK}$$

$$M_T^{AB} \geq -\frac{9.19 + 5.514}{2} + (1.066)18.38 = 12.24 \text{ KN}$$

$$M_T^{AB} = \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.633 \times 18.38 = 11.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_T^{AB} = 12,24 \text{ KN.m}$$

Etude de la travée BC :(travée intermédiaire)

$$M_T^{BC} = \max[1.05 M_{02}; (1 + 0.3\alpha)M_{02}] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_T^{BC} = -\frac{9.19 + 5.038}{2} (1.066)12.5 = 6.20 \text{ KNm}$$

$$M_T^{BC} = \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{02} = 6.66 \text{ KNm}$$

$$\text{On prend } M_T^{BC} = 6.66 \text{ KN.m}$$

Etude de la travée CD :(travée intermédiaire)

$$M_T^{CD} = \max[1.05 M_{03}; (1 + 0.3\alpha)M_{03}] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_T^{CD} = -\frac{5.038+7.035}{2} + (1.066)13.27=8.10\text{KN.m}$$

$$M_T^{CD} = \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} = 7.67\text{KNm}$$

On prend $M_T^{CD} = 8.10\text{KN.m}$

Etude de la travée DE :(travée de rive)

$$M_T^{DE} = \text{Max}[1.05M_{04}; (1+0.3\alpha)M_{04}]-\frac{M_D+M_E}{2}$$

$$M_T^{DE} = -\frac{7.035+4.221}{2} + (1.066)14.07=9.37\text{KNm}$$

$$M_T^{DE} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{04}=0.633 \times 14.07=8.9\text{KNm}$$

On prend $M_T^{DE} = 9.37\text{KN.m}$

c) Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x)=\theta(x) + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i}$$

Avec : $\theta(x=0) = \frac{q_u x l}{2}$ et $\theta(x=L) = -\frac{q_u x l}{2}$

$$\begin{cases} T_w = \frac{q_u x l}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{q_u x l}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{L_i} \end{cases}$$

Travée AB

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B-M_A}{L_{AB}}$$

$$T_A = 9.19 \frac{4}{2} + \frac{(-9.19)-(-5.514)}{4} = 17.46 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B-M_A}{L_{AB}}$$

$$T_B = -9.19 \frac{4}{2} + \frac{(-9.19)-(-5.514)}{4} = -19.29 \text{ KN}$$

Travée BC

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C-M_B}{L_{BC}}$$

$$T_B = 9.19 \frac{3.3}{2} + \frac{(-5.308)-(-9.19)}{3.3} = 16.33 \text{ KN}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C-M_B}{L_{BC}}$$

$$T_C = -9.19 \frac{3.3}{2} + \frac{(-5.308)-(-9.19)}{3.3} = -13.40 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}}$$

$$T_C = 9.19 \frac{3.4}{2} + \frac{(-7.035) - (-5.038)}{3.4} = 15.04 \text{ KN}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}}$$

$$T_D = -9.19 \frac{3.4}{2} + \frac{(-7.035) - (-5.038)}{3.4} = -16.20 \text{ KN}$$

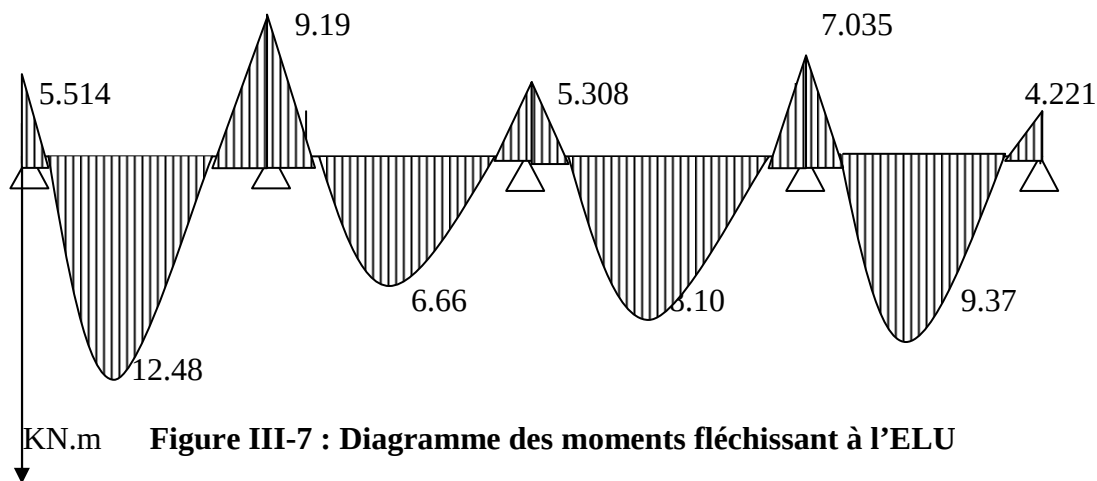
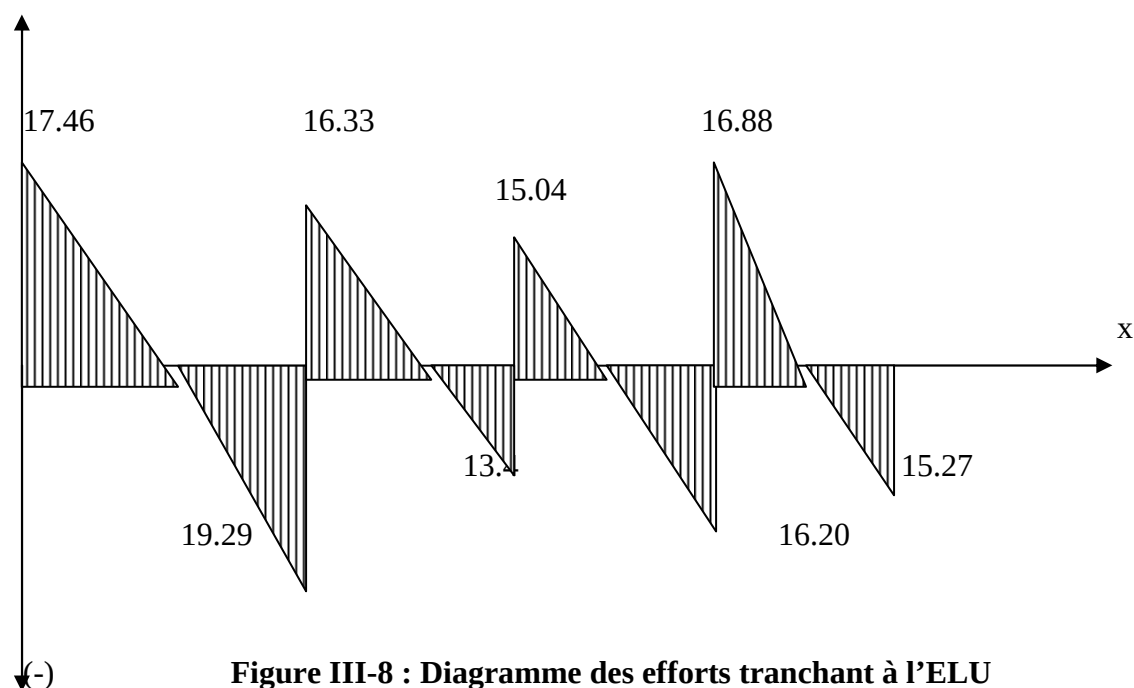
Travée DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}}$$

$$T_D = 9.19 \frac{3.5}{2} + \frac{(-4.221) - (-7.035)}{3.5} = 16.88 \text{ KN}$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}}$$

$$T_E = -9.19 \frac{3.5}{2} + \frac{(-4.221) - (-7.035)}{3.5} = -15.27 \text{ KN}$$

**(+) T(x) KN**

d) Calcul des armatures

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_{tmax} = 12.48$ KN.m, et même ferrailage aux appuis avec le moment maximum $M_{max} = 9.19$ KNm.

- **Calcul des armatures à ELU :** $h_0 = 4$ cm, $h = 20$ cm

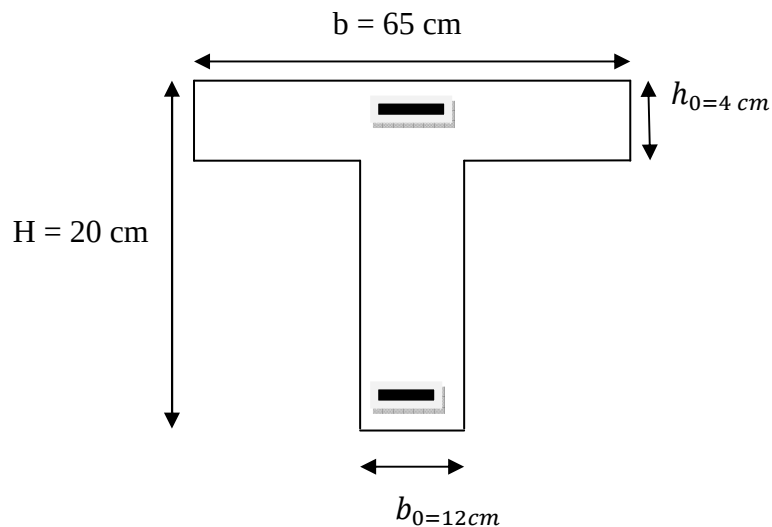


Figure III-9 : dimensions de la section en Té

$d = h - c = 20 - 2 = 18$ cm; $b_0 = 12$ cm; $b = 65$ cm

- Armatures longitudinales**En travée :**

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en Té, on considérant le moment maximum $M_{tmax} = 12.48$ KNm.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = f_{bc} b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 59.072 \text{ KN.m.}$$

$$D'où : M_{tmax}^t = 12.24 \text{ KN.m} < M = 59.072 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression $\longrightarrow$ le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (65x20).

$$\mu = \frac{M_{tmax}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{12.48 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.040 < \mu_l = 0.392$$

$\mu < \mu_l \longrightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0.040 \longrightarrow \beta = 0.980$$

$$A_t = \frac{M_{tmax}^t}{B d \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{12.48 \times 10^3}{0.979 \times 12 \times 348} = 3.00 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

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

$$M_a^{max} = 9.19 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{9.19 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.166 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.166 \longrightarrow \beta = 0.909$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.19 \times 10^3}{0.909 \times 12 \times 348} = 2.42 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 1HA14 + 1HA12 = 2.66 \text{ cm}^2$

e) Armatures transversales [Art A.7.2 ,2/BAEL 91 modifié 99]

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

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1.2; \frac{12}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ 0.57; 1.2; 1.2 \right\}$$

$\phi_t = 5.71 \text{ mm}$ Soit un étrier : $2HA6 = 0,56 \text{ cm}^2$

f) Espacement des armatures transversales:

$$s_t \leq \min \left\{ 0.9d; 40 \text{ cm} \right\}$$

$$s_t \leq \min \left\{ 16.2; 40 \text{ cm} \right\}$$

Soit : $s_t = 20 \text{ cm}$ constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifié 99] :

$$\frac{A_t \times F_e}{b_0 \times s_t} \geq 0.4 \text{ MPA} \implies \frac{3.39 \times 400}{12 \times 20} = 5.65 \geq 0.4 \text{ MPA} \longrightarrow \text{vérifiée.}$$

III-1-7- Vérifications à l'ELU

a) Vérification de non fragilité du béton [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

>

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ —————> Condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ —————> Condition vérifiée.

b) Vérification des contraintes tangentielles [Art A5.1,2 /BAEL91modifié99]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 x d} \leq \bar{\tau}$$

Avec :

T_u : effort tranchant maximal

$$T_u = 17.46 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{17.46 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.80 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.80 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.15} ; 5 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 3.33 ; 5 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.80 \text{ MPA} < \bar{\tau} 3.33 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis)

[Art A.5.1.313/BAEL 91modifié 99]

On doit vérifier que :

Pour le béton

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0 \quad \text{Avec : } a \leq 0.9d.$$

$$T_{\max} = 17.46 \text{ KN} < 0.4 \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.180 \times 0.12 = 129.6 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Pour l'acier :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}) \implies 2.51 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} (17.46 + \frac{9.19}{0.9 \times 0.18}) = 2.07$$

————> (Condition vérifiée)

————> Les armatures calculées sont suffisantes.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \psi \bar{f}_{cj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

Avec :

$\psi = 1.5$ pour les aciers HA

u : Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u} = \frac{17.46 \times 10^3}{0.9 \times 180(2 \times 10 + 8) \times 3.14} = 1.22 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Calcul de l'ancrage des barres aux appuis

$$L_s = \frac{\phi F_e}{4\tau_{sc}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm.}$$

Avec :

L_s : longueur de scellement droit.

$$\tau_{sc} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA.}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.32 = 16.928 \text{ cm.}$$

III-1-8- Calcul à l'ELS**- Moment isostatique à l'ELS**

$$q_s = G + Q = 1.5 + 5.14 = 6.64 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{1.5+5.14} = 0.225$$

$$M_{01} = \frac{q_s L^2_{AB}}{8} = \frac{6.64 \times 4^2}{8} = 13.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_s L^2_{BC}}{8} = \frac{6.64 \times 3.3^2}{8} = 9.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_s L^2_{BC}}{8} = \frac{6.64 \times 3.4^2}{8} = 9.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_s L^2_{CD}}{8} = \frac{6.64 \times 3.5^2}{8} = 10.16 \text{ KN.m}$$

• Calcul des Moments aux appuis

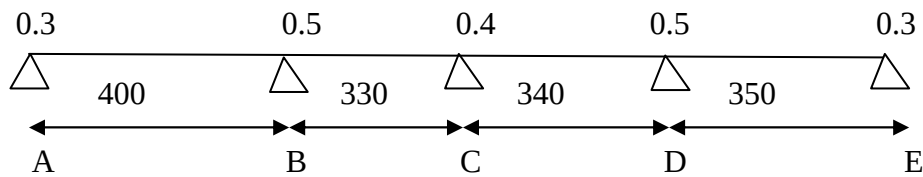


Figure III-10 : correction des moments sur appuis

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 13,28 = 3,984 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 13,28 = 6,64 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 9,60 = 3,84 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,5 \times 10,16 = 5,08 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,3M_{04} = 0,3 \times 10,16 = 3,048 \text{ KN.m}$$

- Moments fléchissant en travées

Etude de la travée AB :(travée de rive)

$$M_T^{AB} \geq \max[1,05 M_{01}; (1 + 0,3\alpha)M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$1 + 0,3\alpha > 1,05 \longrightarrow \text{OK}$$

$$M_T^{AB} \geq -\frac{9,19 + 5,038}{2} + (1,066)18,38 = 8,84 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{AB} = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,633 \times 18,38 = 8,40 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_T^{AB} = 8,84 \text{ KN.m}$$

Etude de la travée BC :(travée intermédiaire)

$$M_T^{BC} = \max[1,05 M_{02}; (1 + 0,3\alpha)M_{02}] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_T^{BC} = -\frac{9,19 + 5,038}{2} + (1,066)12,5 = 4,37 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{BC} = \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 5,71 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend } M_T^{BC} = 5,71 \text{ KN.m}$$

Etude de la travée CD :(travée intermédiaire)

$$M_T^{CD} = \max[1,05 M_{03}; (1 + 0,3\alpha)M_{03}] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_T^{CD} = -\frac{5,038 + 7,035}{2} + (1,066)13,27 = 5,77 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{CD} = \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} = 6.077 \text{ KNm}$$

On prend $M_T^{CD} = 6.077 \text{ KN.m}$

Etude de la travée DE :(travée de rive)

$$M_T^{DE} = \text{Max}[1.05M_{04}; (1+0.3\alpha)M_{04}] - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_T^{DE} = -\frac{7.035+4.221}{2} + (1.066)14.07 = 6.75 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{DE} = \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{04} = 0.633 \times 14.07 = 6.43 \text{ KN.m}$$

On prend $M_T^{DE} = 6.75 \text{ KN.m}$

-Calcul des efforts tranchants :

La travée AB :

$$T_A = q_s \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$T_A = 6.64 \frac{4}{2} + \frac{(-6.64) - (-3.984)}{4} = 12.61 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_s \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$T_B = -6.64 \frac{4}{2} + \frac{(-6.64) - (-3.984)}{4} = -13.94 \text{ KN}$$

La travée BC :

$$T_B = q_s \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$$

$$T_B = 6.64 \frac{3.3}{2} + \frac{(-3.84) - (-6.64)}{3.3} = 11.80 \text{ KN}$$

$$T_C = -q_s \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$$

$$T_C = -6.64 \frac{3.3}{2} + \frac{(-3.84) - (-6.64)}{3.3} = -10.10 \text{ KN}$$

La travée CD :

$$T_C = q_s \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}}$$

$$T_C = 6.64 \frac{3.4}{2} + \frac{(-5.08) - (-3.84)}{3.4} = 10.92 \text{ KN}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}}$$

$$T_D = -6.64 \frac{3.4}{2} + \frac{(-5.08) - (-3.84)}{3.4} = -11.65 \text{ KN}$$

La travée DE :

$$T_D = q_s \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}}$$

$$T_D = 6.64 \frac{3.5}{2} + \frac{(-3.084) - (-5.08)}{3.5} = 12.19 \text{ KN}$$

$$T_E = -q_s \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}}$$

$$T_E = -6.64 \frac{3.5}{2} + \frac{(-3.084) - (-5.08)}{3.5} = -11.04 \text{ KN.}$$

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

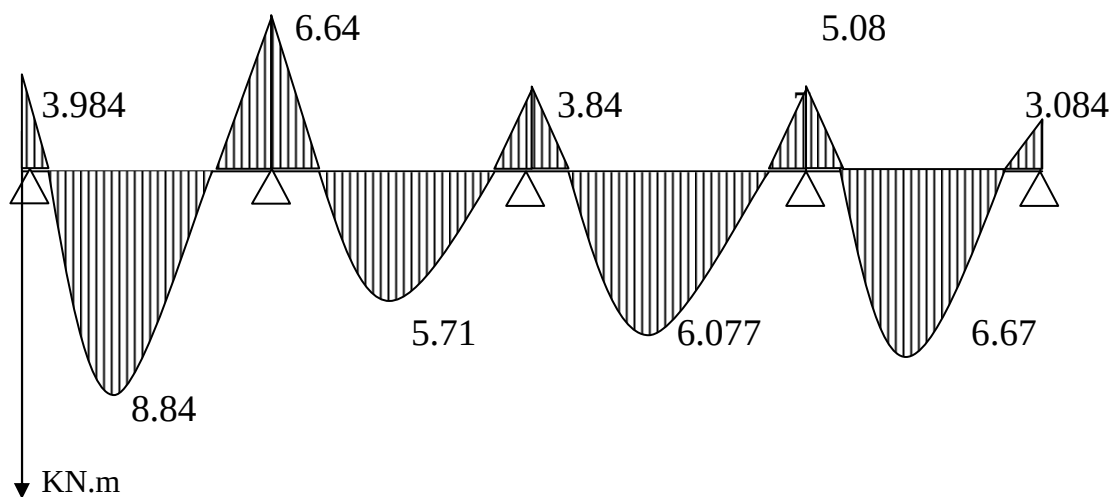
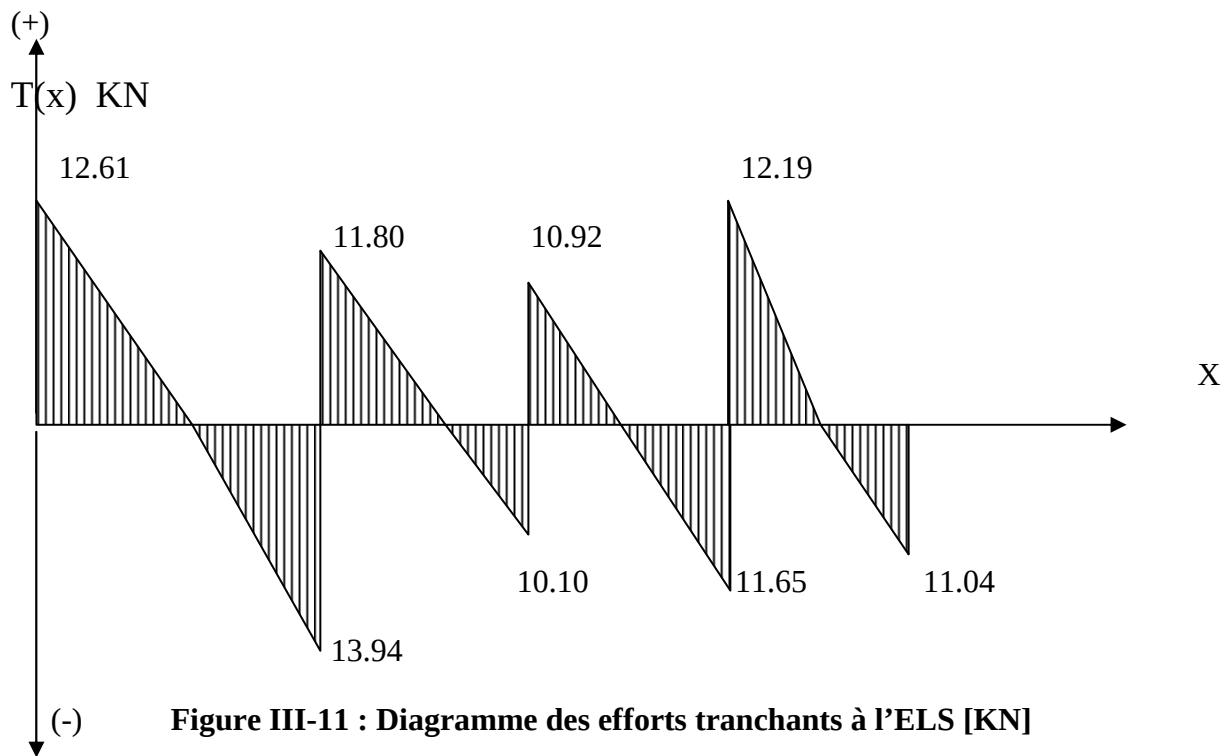


Figure III-10: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [KN.m]



III-1-9- Vérification à l'ELS : Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite de résistance de béton en compression ;
- Etat limite de déformation ;
- Etat limite d'ouverture des fissures.

a) Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art. A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99) : La contrainte de compression est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

▪ **En travée :**

La fissuration étant peu nuisible on doit vérifier $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.56$$

D'où : $\beta = 0.8368$ et $K_1 = 15.64$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{8.84 \times 10^6}{0.8368 \times 180 \times 3.39 \times 10^2} = 173.12 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{173.12}{15.64} = 11.06 \text{ MPA}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 11.06 \text{ MPA} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \end{array} \right. \implies \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ sur appuis :

$$\rho = \frac{100A_s}{b_0xd} = \frac{100 \times 3.14}{12 \times 18} = 1.45 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.8410 \\ K_1 = 16.44 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta X d x A_s} = \frac{6.64 \times 10^6}{0.8410 \times 180 \times 3.14 \times 10^2} = 139.69 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{139.69}{16.44} = 8.49 \text{ MPA}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 8.49 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \implies \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \implies \text{Condition vérifiée}$$

b) Etat limite de d'ouvertures de fissures : La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

c) Etat limite de déformation : Les règles (Art.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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_T}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0xd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale (20 cm) ;

L : portée entre nus d'appuis ;

M_T : moment max en travée ;

M₀ : moment max de la travée isostatique

A : section des armatures ;

b₀ : largeur de la nervure ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.062 \\ \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{8.84}{10 \times 13.28} = 0.066 \\ \frac{3.39}{b_0 \times d} = 0.015 > \frac{4.2}{400} = 0.010 \end{array} \right.$$

deux conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche s'impose

d) Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$F_V = \frac{M_S \cdot L^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{FV}} \leq \frac{L}{500} = \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm} = 0.008 \text{ m}$$

Avec :

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_V : Module de déformation différé

$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_V}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

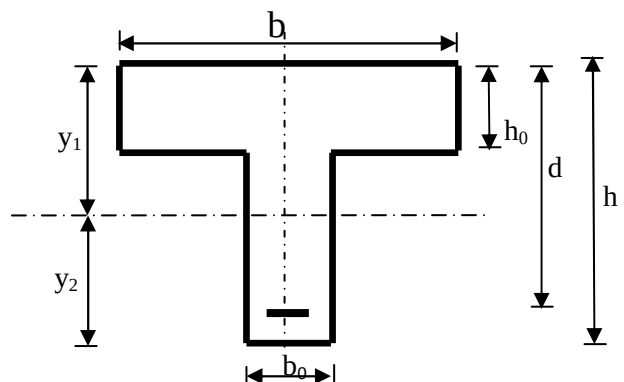
$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 502.85 \text{ cm}^2$$

Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s \cdot d$$



$$S_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3740.3}{502.85} = 7.43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.57 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.57^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.57 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.84 \text{ cm}^2.$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0156$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0156} = 1.054$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 1.054 \times 173.12 + 2.1} ; 0 \right\} = \max \left\{ 0.99 ; 0 \right\} = 0.99$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 21799.84}{1 + 1.054 \times 0.99} = 11734.91 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$F_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$F_v = \frac{8.84 \times 4^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 11734.91 \times 10^{-8}} = 0.006 \text{ m} < \bar{f} = 0.008 \text{ m} \text{ condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures adoptées sont :

- Aux appuis : 1HA14+1HA12
- Aux travées : 3HA12.

III-2- ESCALIER

III-2-1-Introduction

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Notre ouvrage comporte une seule cage d'escaliers, des escaliers à deux volées et elle seront réalisés en béton armé coulé sur place.

g : giron (largeur des marches)

h : Hauteur des marches

E : Emmarchement

H : hauteur de la volée

e : épaisseur de la paillasse et du palier

L1 : longueur du palier de départ

L2 : longueur projetée de la volée.

L3 : longueur du palier d'arrivée.

III-2-2-Pré dimensionnement de l'escalier

Le dimensionnement des marches et contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL suivante :

Avec :

$$\begin{cases} 60\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm} \\ 14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \\ 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm} \end{cases}$$

a) Le nombre de contremarches (n) est donné par

$n = H/h$ Pour l'étage $H = 4,08$ m. Alors : $n = 4,08/0.17 = 24$ contre marches.

Comme l'étage comporte deux paillasses identiques, on aura alors 12 ; 11 marches par volée. On fera le calcul pour la volée la plus défavorable qui est de 12 marches.

b) Calcul du giron

Le giron « g » est donné par la formule suivante : $60 \leq g + 2h \leq 64$

$$\begin{cases} g + 2h \geq 60 \rightarrow g \geq 60 - 36 = 24. \\ g + 2h \leq 66 \rightarrow g \leq 66 - 36 = 30. \end{cases}$$

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

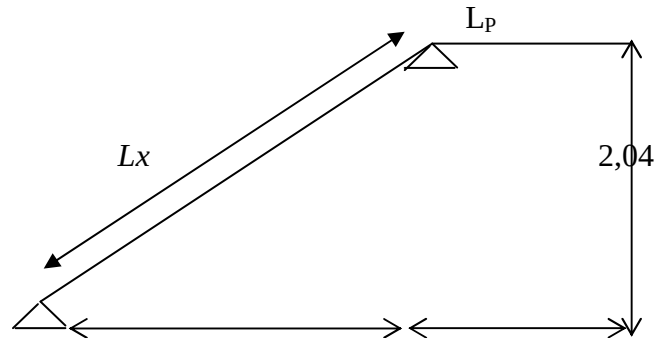


Figure III-12: Coupe verticale de la volée

$$L_{\text{palier1}} = 1,45 \text{ m},$$

$$L_{\text{projetée}} = (n - 1) g = 12 \times 30 = 360 \text{ cm} = 3.6 \text{ m}.$$

c) pré-dimensionnement de la paillasse

D'après le BAEL91, l'épaisseur de la paillasse sera comme suite :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

Avec : L' : longueur totale entre nus d'appuis

$$\text{tg } \alpha = \frac{2,04}{3,6} = 0,566 \rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$L' = \frac{3,6}{\cos 29,54} + 1,45 = 558 \text{ cm}$$

D'où L' est de 558 cm

$$\frac{558}{30} \leq e_p \leq \frac{558}{20}$$

$$18,6 \leq e_p \leq 27,9$$

On prend l'épaisseur de la paillasse $e_p = 15 \text{ cm}$.

III-2-3-Déterminations des charges et surcharges

Le calcul se fera en flexion simple pour un mètre linéaire d'emmarchement et une bande de un mètre de projection horizontale considérant la paillasse comme une poutre simplement appuyée ; vu que les contraintes développées par l'effort normal et par l'effort tranchant sont très faibles.

a) paillasse

$$\text{Poids de paillasse: } \frac{25 \times 0,20 \times 1}{\cos \alpha} = 5,75 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Poids propre des marches : } \frac{25 \times 0,17 \times 1}{2} = 2,13 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Carrelage (2cm) : } 22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Mortier de pose : } = 0,40 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } = 0,20 \text{ KN/ml}$$

$$\overline{G_1 = 8,92 \text{ KN/ml}}$$

b) Palier

$$\text{Poids propre: } 25 \times 0,20 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Revêtement (mortier+carrelage): } \frac{2 \times 22 \times 0,02 \times 1}{2} = 0,88 \text{ KN/ml}$$

$$\overline{G_2 = 5,88 \text{ KN/ml}}$$

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR et elle est la même pour la paillasse et le palier **Q = 2,5 KN / m**

A l'état limite ultime : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Palier: } q_{pu} = (1.35 \times 5,88 + 1.5 \times 2.50) = 11,69 \text{ KN/ml} \\ \text{Volée: } q_{vu} = (1.35 \times 8,92 + 1.5 \times 2.50) = 15,8 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

A l'état limite de service : $q_s = G + Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Palier: } q_{ps} = 5,88 + 2.50 = 8,38 \text{ KN/ml} \\ \text{Volée: } q_{vs} = 8,92 + 2.50 = 11,42 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

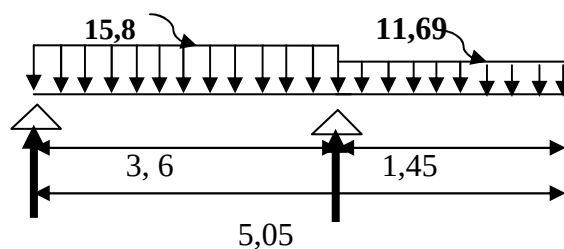
III-2-4-Calcul des efforts internes**a- l'ELU**

Figure III-13 : Schéma statique de calcul à l'ELU

Réactions d'appuis

$$\begin{cases} \Sigma FV = 0 \rightarrow R_A + R_B = 0 \rightarrow -q_{uv} \times 3,6 - q_{up} \times 1,45 = 0 \dots\dots\dots (1) \\ \Sigma M/A = 0 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mathbf{R_A = - 25,03 \text{ KN}} \\ \mathbf{R_B = 31,85 \text{ KN}} \\ \mathbf{R_B' = - 16,95 \text{ KN} ; R_c = 0 \text{ KN}} \text{ pour le deuxième palier} \end{cases}$$

b- Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :**• Les efforts tranchants**

$$0 \leq x \leq 3,6 \text{ m}$$

$$T(x) + 25,03 - 11,69x = 0 \longrightarrow T(x) = - 25,03 + 11,69x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \longrightarrow T(0) = -25,03 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3,6 \text{ m} \longrightarrow T(3,6) = 31,85 \text{ KN} \end{cases}$$

$$3,6 \text{ m} \leq x \leq 5,05 \text{ m} :$$

$$T(x) = -15,8(x-3,6) - 11,69(3,6) + 25,03$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 3,6 \text{ m} \longrightarrow T(3,6) = 31,85 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 5,05 \text{ m} \longrightarrow T(5,05) = - 16,95 \text{ KN} \end{cases}$$

$$0 \text{ m} \leq x \leq 1,45 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \longrightarrow T(0) = -16,95 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1,45 \text{ m} \longrightarrow T(1,45) = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

• Les moments fléchissant

$$0 \leq x \leq 3,6 \text{ m}$$

$$M(x) = x - 11,69x (x/2)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \longrightarrow M(0) = 0 \\ \text{Pour } x = 3,6 \text{ m} \longrightarrow M(3,6) = 19,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$3,6 \leq x \leq 5,05 \text{ m} :$$

$$M(x) = -11,69(3,6) [(x-3,6) + 0,7] - 15,8 \frac{(x-3,6)^2}{2} + 25,03 x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 3,6 \text{ m} \longrightarrow M(3,6) = 19,45 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 5,05 \text{ m} \longrightarrow M(5,05) = - 12,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$0 \text{ m} \leq x \leq 1,45 \text{ m} :$$

$$M(x) = 14,31x - 11,69lx (x/2)$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 \text{ m} \longrightarrow M(0) = - 12,29 \\ \text{Pour } x = 1,45 \text{ m} \longrightarrow M(1,45) = 0 \text{ KN.M} \end{cases}$$

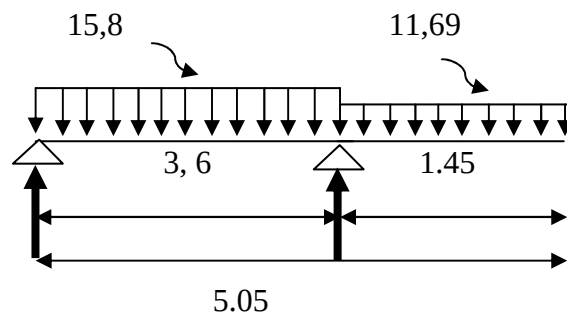


Figure III-14 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU

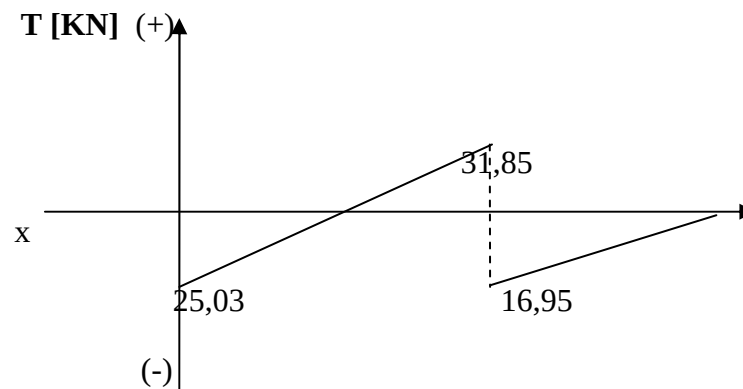


Figure III-15: Diagrammes des efforts tranchants

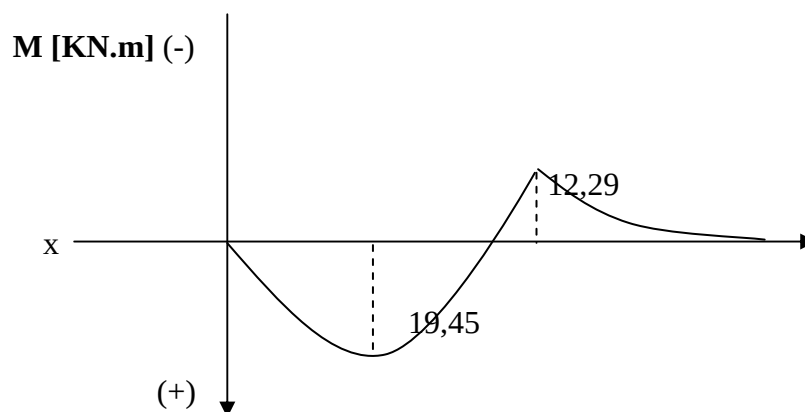


Figure III-16 : Diagrammes des moments fléchissant

A fin de tenir compte des semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés par les coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

Soit $M_t = 0,85M_0$ D'où : $M_t = 16,53 \text{ KN.m}$

$$M_a = -0,3M_0 \quad M_a = -5,84M_0$$

III-2-5- Calcul des armatures

Le calcul des armatures se fera en flexion simple pour une section rectangulaire avec :
 $b = 100\text{cm}$, $c = 2$, $d = 18\text{cm}$

• En travée

- **Armatures principales** : $M_u^t = 16,53 \text{ KN}$.

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16,53 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,036$$

$$\mu_b = 0,036 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,036 \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A^t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot f_e} = \frac{16,53 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 348} = 2,68 \text{ cm}^2$$

$A^t = 2,68 \text{ cm}^2$, soit **4HA12** = $4,52 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de 25 cm

- **Armatures de répartitions** : (RPA 99 modifié 2003).

$$A_r = \frac{A^t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Soit **4HA8** = $2,01 \text{ cm}^2$, Avec un espacement de 25 cm.

• Aux appuis

- **Armatures principales** : $M_{uA} = - 5,84 \text{ cm}^2$

$$\mu_a = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,84 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,013$$

$$\mu_a = 0,013 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_a = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,994$$

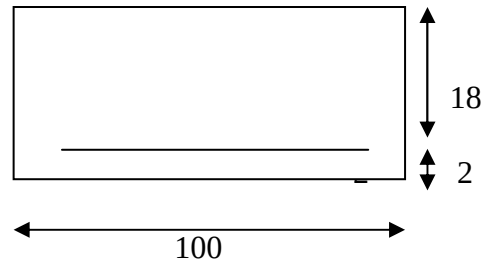
$$A^A = \frac{M_{uA}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,84 \times 10^3}{0,993 \times 16 \times 348} = 1,05 \text{ cm}^2$$

$A^A = 1,83 \text{ cm}^2$, soit **4HA10** = $3,14 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de 25 cm.

- **Armatures de répartitions** : (RPA 99 modifié 2003).

$$A_r^A = \frac{A^A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8** = $2,01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de 25 cm



III-2-6- Vérification à L'E.L.U**a) Condition de non fragilité : [Art : A-4-2,1 BAEL 91]**

$$A_s \geq A_{\min} \rightarrow A_s \geq 0,23.b.d \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A^A = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,93 \text{ cm}^2 \\ A^t = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,93 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

b) Espacement des barres [Art : A-8-2-4 ; 2 /BAEL91]

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-Armatures principales : $St < \min \{3h; 33 \text{ cm}\}$;

- Aux appuis : $St = 25 \text{ cm}$
- En travée : $St = 25 \text{ cm}$

$$St < \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

-Armatures de répartitions : $St < \min \{4 h; 45 \text{ cm}\}$;

- Aux appuis : $St = 25 \text{ cm}$
- En travée : $St = 25 \text{ cm}$

$$St < \min \{4 h; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c) Vérification de l'effort tranchant [Art : A-5-1, 1 BAEL 91]

$T \leq \tau_{\min} = \min \{0,20.f_{cj}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}\}$; l'élément est couvert par conséquent la fissuration est peu nuisible. [Art : B.6.3/BAEL91].

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{31,85 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis [Art: A-5-1-313 BAEL 91]

• **Influence sur les aciers** on doit vérifier que :

$$A_a = \frac{1,15x(V_u + \frac{Ma}{a})}{f_e};$$

$$a = 0.9d = 0.9(16) = 14,4\text{cm}$$

V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

M_u : moment au droit de l'appui

$$A_a = \frac{1,15}{400} \times (31,85 - \frac{5,84}{144}) = 0,09 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \geq 0,09 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Influence sur le béton** on doit vérifiée que :

$$V^{\text{MAX}} \geq V_u$$

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b}; a = 0,9 \times d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 180 \times 1000}{1,5} = 108 \text{ KN} \geq 31,85 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres [Article.6.1, 3 BAEL 91]

On vérifie que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$; Tel que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$

$\sum u_i$: désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$$\sum u_i = n \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{31,85 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa ; avec } \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.}$$

f) Ancrage des barres aux appuis : [Art : A.6.1, 23 BAEL 91]

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau}; \tau = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

$$L_s = 40 \phi = 48 \text{ cm.}$$

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, il faut donc prévoir un ancrage avec des crochets, dont la longueur est fixée forfaitairement à :

$$0,4L_s = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ cm ; un ancrage de 20 cm.}$$

III-2-7- Calcul à L'ELS :

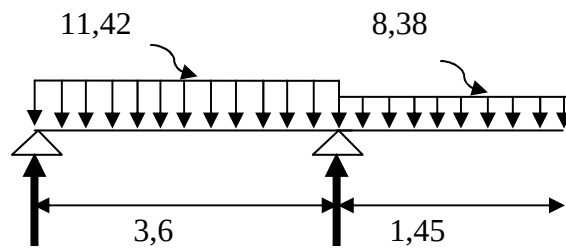


Figure III-17 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS

a) Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

Les différentes étapes de calcul pour l'état limite de service s'effectueront comme précédemment (à l'ELU). Les résultats sont directement donnés ci-dessous. Puis les diagrammes des efforts internes sont schématisés sur les figures III.19 et III.20.

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = -18,11 \text{ KN}; R_B = 23,00 \text{ KN}; R_{B'} = 12,15 \text{ KN}; R_C = 0 \text{ KN} \\ M_{S_{\max}} = 14,10 \text{ KN.m} \\ T_{S_{\max}} = 23,00 \text{ KN} \\ M_s^t = 11,99 \text{ KN.m} \\ M_s^a = 4,23 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

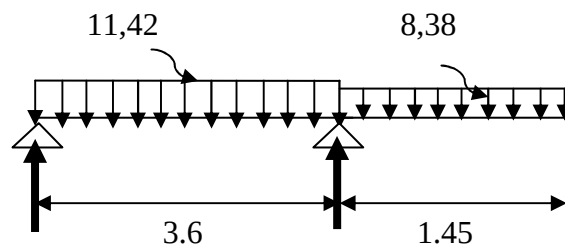


Figure III-18 : Diagramme des efforts internes à l'ELS

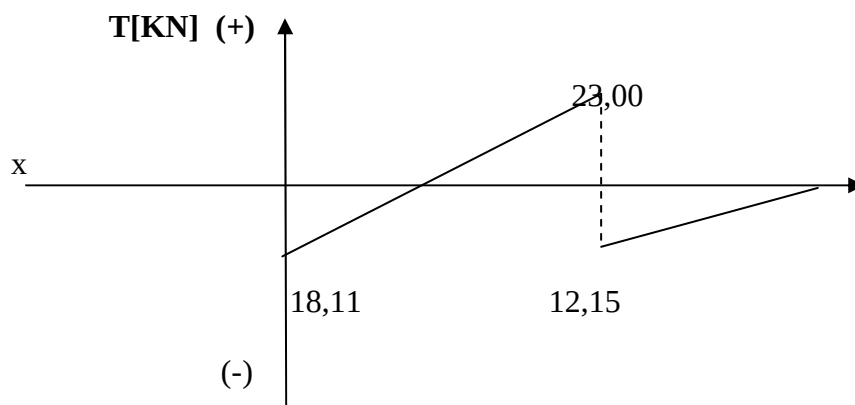


Figure III-19 : Diagramme des efforts tranchants

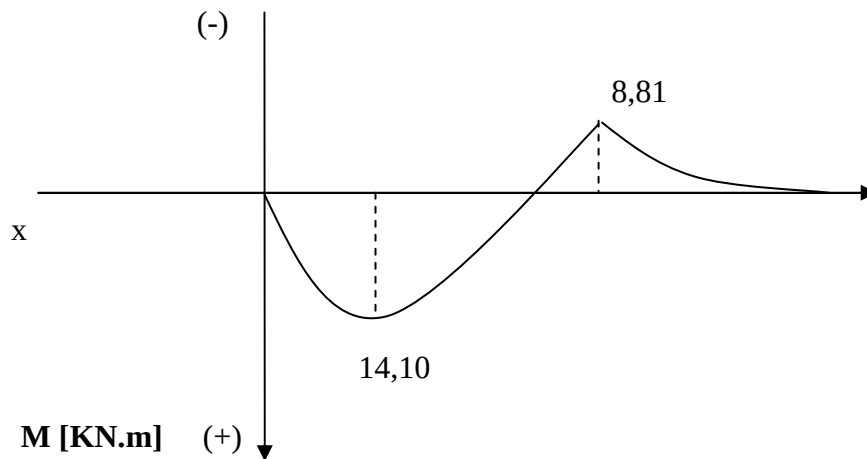


Figure III-20 : Diagramme des moments fléchissant

b) Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers la fissuration étant peu nuisible, alors on vérifie :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

• **En travée**

- **La contrainte dans l'acier**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,25$$

$$\rho_1 = 0,25 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,972 \\ K_1 = 163,6 \end{cases}$$

M_{st} : le moment en travée calculée à l'ELS

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A \beta_1 d} = \frac{11,99 \times 10^6}{452 \times 0,972 \times 180} = 151,61 [\text{MPa}].$$

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{bc}} = 151,61 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_b = K \sigma_s ; \text{ et } k = \frac{1}{k_1} = 0,0016$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,0016 \times 151,61 = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \geq \overline{\sigma_{bc}} = 0,24 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Aux appuis**

- **La contrainte dans l'acier**

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174$$

$$\rho_1 = 0,174 \Rightarrow \beta_1 = 0,932 ; K_1 = 58,53$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1.d.A_a} = \frac{4,23 \times 10^6}{0,932 \times 180 \times 314} = 80,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 80,30 \leq \overline{\sigma}_{bc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_b = K \sigma_s ; \text{ et } k = \frac{1}{k_1} = 0,017$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 80,30 \times 0,017 = 1,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

c) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

d) Vérification de la flèche : On peut disposer du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées : **[B.6.5, 2 BAEL 91]**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

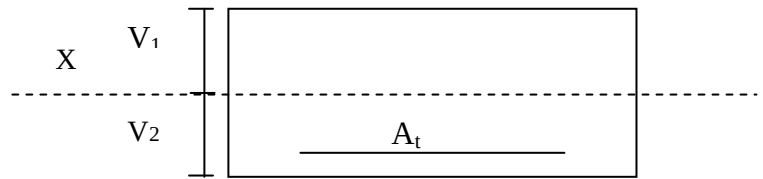
Les règles du **BAEL91**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{20}{400} = 0,05 \leq \frac{1}{16} = 0,062 & \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \longrightarrow \frac{20}{400} = 0,05 \leq \frac{11,99}{10 \times 14,10} = 0,085 & \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \longrightarrow \frac{4,52}{100 \times 18} = 0,0025 \leq \frac{4,20}{400} = 0,01 & \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées d'où :

on doit vérifier :

$$f = \frac{M_t^{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_v} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0,80 \text{ cm}$$



Avec :

$$M_t^{ser} = 11,99 \text{ KN.m}$$

I_v : Moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,866 \text{ MPa}$$

$$I_v = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$\triangleright V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 18 = 17420,4 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = bh + 15 A_t = 100 \times 18 + 15 \times 4,52 = 1867,8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{17420,4}{1867,8} = 9,5 \text{ cm}$$

$$\triangleright V_2 = h - V_1 = 18 - 9,5 = 8,5 \text{ cm. Donc le moment d'inertie de la section}$$

$$I_v = \frac{100}{3} [(9,5)^3 + (8,5)^3] + 15 \times 4,52 \times (8,5 - 3)^2 = 51100,95 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc } f = \frac{11,99 \times 4^2 \times 10^7}{10 \times 10818,866 \times 51100,95} = 0,34 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} = 0,80 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III-3- Calcul de la poutre palière

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse, semi encastrée à ses extrémités dans les poteaux.

Sa portée est de 3,40 m (longueur libre entre nus d'appuis).

III-3-1- Pré dimensionnement

• Hauteur

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{315}{15} \leq h \leq \frac{315}{10} \Rightarrow 21 \text{ cm} \leq h_t \leq 31,5 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 30 \text{ cm}$. (Minimum du RPA est de 30 cm)

• Largeur

$0,4 \cdot h \leq b \leq 0,7 \cdot h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$. On prend : $b = 25 \text{ cm}$.

Vue la disposition des aciers et l'enrobage.

a) Vérifications aux exigences du RPA (Art .7.4.1/RPA 99) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \Rightarrow \text{condition est vérifiée.} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \Rightarrow \text{condition est vérifiée.} \end{array} \right.$$

La poutre aura donc une section de **$(25 \times 30) \text{ cm}^2$** .

b) Détermination des charges permanentes

- Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,875 \text{ KN /ml}$.

- Réaction de palier à l'ELU : $R_{Au} = 25,03 \text{ KN / ml}$.

- Réaction de palier à l'ELS : $R_{As} = 18,11 \text{ KN/ml}$.

• Combinaison des charges

l'ELU

$$q_u = (1,35 G + R_{Au}) = (1,35 \times 1,875 + 25,03) = 27,56 \text{ KN/ml}$$

c) Calcul des efforts internes

$$\text{Réactions d'appuis : } R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = 46,85 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants :

$$T(x) \quad \begin{cases} x = 0 \text{ m} & \Rightarrow T(x) = 46,85 \text{ KN.} \\ x = 3,40 \text{ m} & \Rightarrow T(x) = -46,85 \text{ KN.} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q.l^2}{8} = 39,01 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M_{\text{travées}} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 39,01 = 33,16 \text{ m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 M_0 = -0,3 \times 39,01 = 11,70 \text{ KN.m}$$

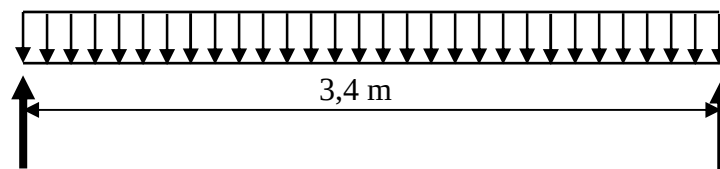


Figure 31: Diagrammes des efforts internes a L'ELU

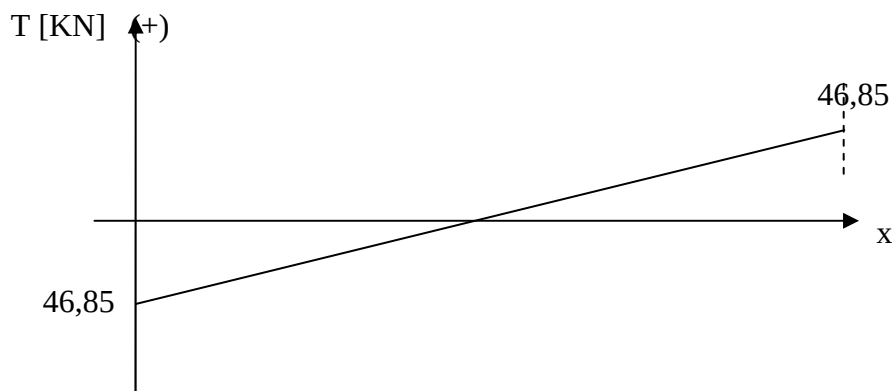


Figure III-21 : Diagramme des efforts tranchants

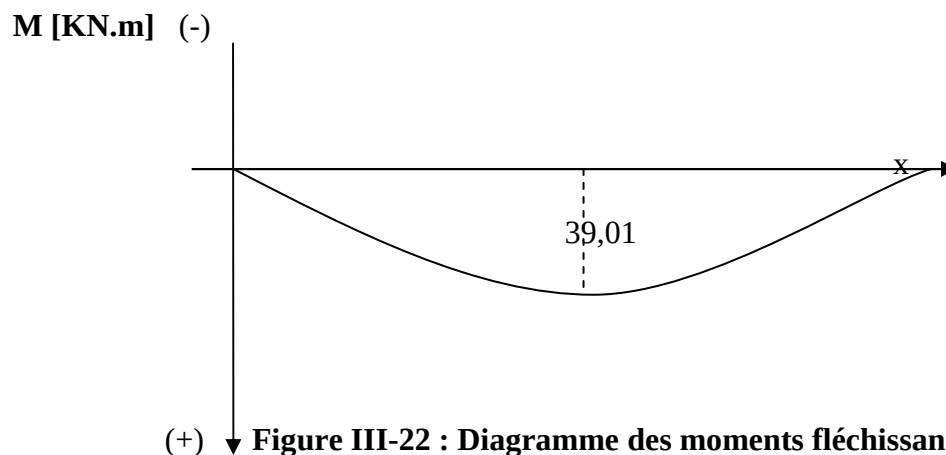


Figure III-22 : Diagramme des moments fléchissant

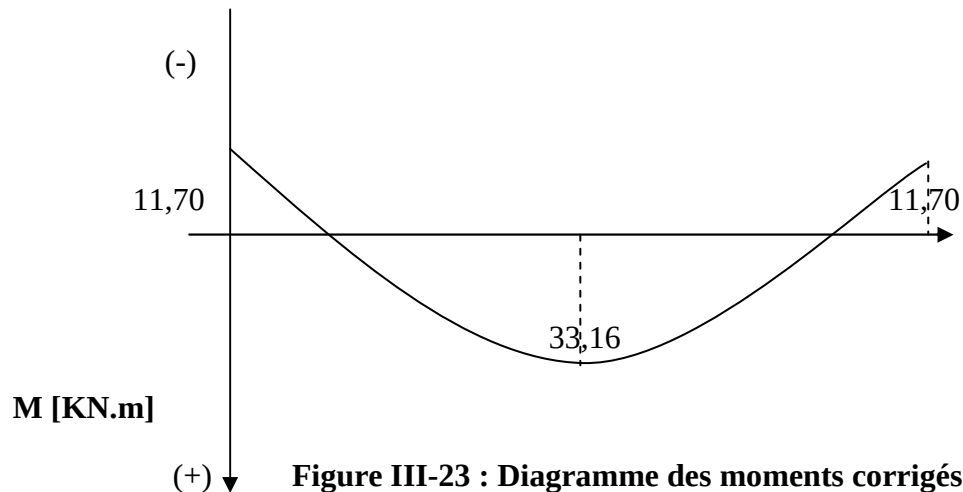


Figure III-23 : Diagramme des moments corrigés

d) Calcul des armatures

$b = 25 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $d = 28 \text{ cm}$.

f) Ferrailage

En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{33,16 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,119 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,119 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,936$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{33,16 \times 10^3}{0,936 \times 28 \times 348} = 3,63 \text{ cm}^2. \text{ Soit : } \mathbf{4HA12} = 4,52 \text{ cm}^2. \text{ espacement } St = 25 \text{ cm}$$

Aux appuis

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11,70 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,042 < 0,392 = \mu_R \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,042 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,979$$

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,70 \times 10^3}{0,979 \times 28 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{app} = \mathbf{4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$. Espacement $St = 25 \text{ cm}$

Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$4,52 + 4,52 = 9,04 \text{ cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \quad \text{OK.}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit de 4% en zone courante.

$$9,04 \text{ cm}^2 \left\langle \frac{4 \times b \times h}{100} = 30 \text{ cm}^2 \right.$$

III-3-2- Vérification à l'ELU

a) Vérification de la condition de non fragilité du béton : (BAEL91/Art A.4.2 ,1)

$$A_{\min} = 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \frac{2,1}{400} = 0,86 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,86 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,86 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL 91)

Fissuration peu nuisible on doit vérifier

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{46,85 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,13 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL91Art5.132)

- **Influence des aciers** on doit vérifiée :

$$A_a \geq \left[\frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{Ma}{0,9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -11,70 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{1,15}{4 \times 10^4} \left(46,85 - \frac{11,70 \times 10^3}{0,9 \times 28} \right) \right] = 0$$

$$A_a = 1,12 \text{ cm}^2 > 0 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Influence sur le béton

$$T_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 51,99 \text{ KN} \leq 0,4 \times 250 \times (0,9 \times 270) \times \frac{25}{1,5} = 810 \text{ KN}.$$

$$T_u = 51,99 \text{ KN} \leq 405 \text{ KN}. \Rightarrow \text{Condition verifiée}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence aux appuis:

Il faut vérifiée que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{su} = \Psi \times f_{t28} = 3,15$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utile des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ cm}$$

$$\tau_e = \frac{51,99 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 150,72} = 1,37 \text{ [MPa]}.$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{su} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : il y a aucun risque d'entraînement des barres.

e) Les armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Zone nodale (Art 7-5-2-2 RPA 99)

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \varphi \right\} = \min \left\{ 7,5 ; 14,4 \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

Pourcentage minimum des armatures transversales

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 7,5 \times 25 = 0,563 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Zone courante (travée) : (Art 7-5-2-2 RPA 99) :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit: } St=15 \text{ cm}.$$

Pourcentage minimum des armatures transversales (**Art 5-1-22/BAEL 91**) :

Il faut vérifier cette condition :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = 0,4 \times b \times \frac{S_t}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0,4 \times 25 \times 15 / 400 = 0,375 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adoptée}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,375 \text{ cm}^2. \quad \text{--- Condition vérifiée}$$

Remarque

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

III-3-3- Vérification à L'ELS on a :

- Combinaison de charge

Poids propre de la poutre à l'ELS :

$$G = 1,875 \text{ KN/ml}$$

Réaction de la poutre à l'ELS : 18,11 KN/ml

$$q_s = (1,875 + 18,11) = 19,99 \text{ KN/ml}$$

a) Calcul des efforts internes

$$\text{Réactions d'appuis : } R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = 19,11 \text{ KN.}$$

Efforts tranchants :

$$T(x) \quad \begin{cases} x = 0 \text{ m} & \Rightarrow T(x) = 19,99 \text{ KN.} \\ x = 3,40 \text{ m} & \Rightarrow T(x) = -19,99 \text{ KN.} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$M_0 = M_{\text{max}} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \text{KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

$$M_{\text{travées}} = 0,85 M_0 = 0,85 \times 35,61 = 30,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = -0,3 M_0 = -0,3 \times 35,61 = -10,68 \text{ KN.m}$$

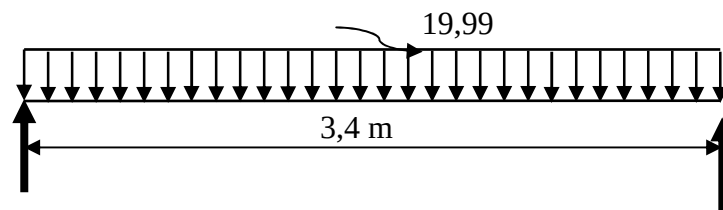


Figure III-24 : Diagramme des efforts internes

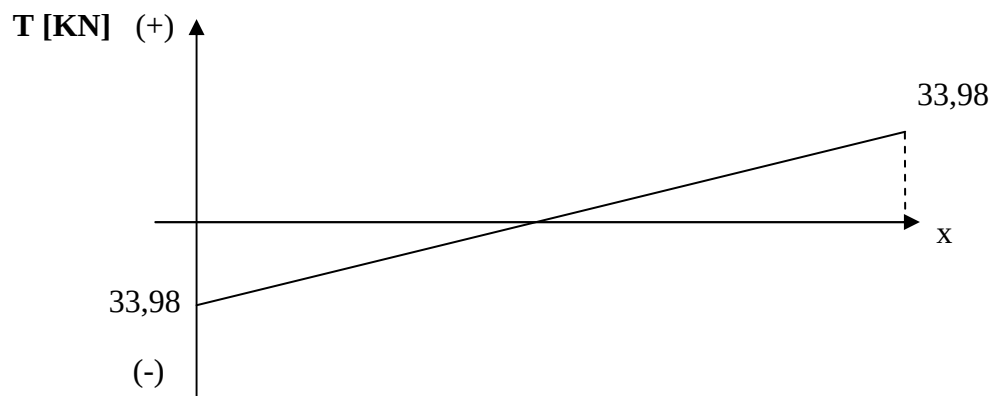


Figure III-25 : Diagramme des efforts tranchants

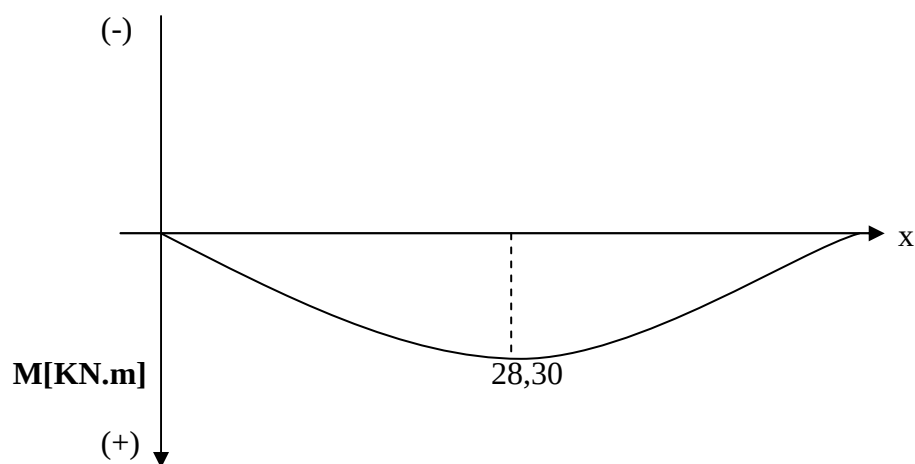


Figure III-26 : Diagramme des moments fléchissant

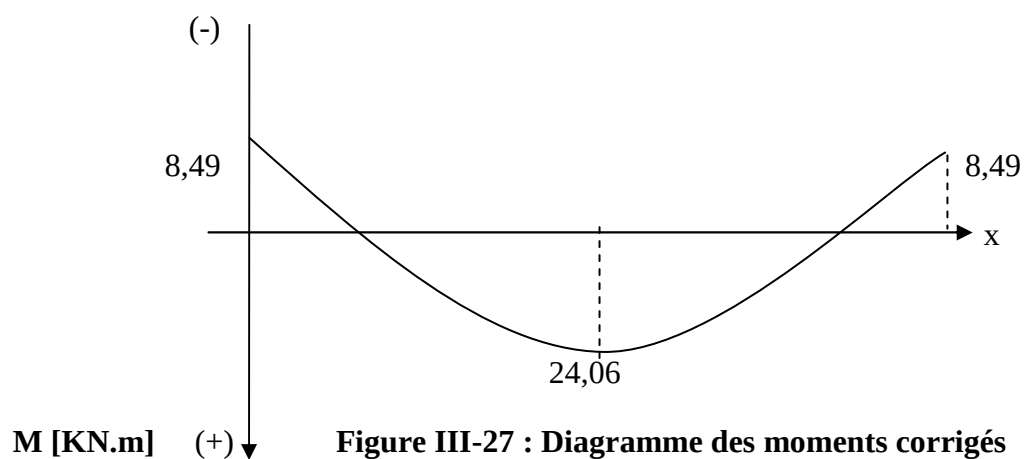


Figure III-27 : Diagramme des moments corrigés

b) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

- **Etat limite de compression du béton :** On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{t28} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k}$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{25 \times 28} = 0,287$$

$$\rho_1 = 0,287 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,916 \\ K = 44,52 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta \times A_a \times d} = \frac{8,49 \times 10^6}{0,916 \times 201 \times 280} = 164,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{164,69}{44,52} = 3,69 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91.Art.6.3) : La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est à effectuer.

d) Etat limite de déformation :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{30}{340} = 0,088 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad \frac{30}{340} = 0,088 > \frac{24,06}{10 \times 28,30} = 0,085 \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,20}{f_e} \quad \frac{1,50}{100 \times 16} = 0,0009 \leq \frac{4,20}{400} = 0,01 \end{array} \right\} \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, il n'est donc pas nécessaire de calculer la flèche.

III-3 -CALCUL DES BALCONS

III-3-1 Introduction

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \text{ avec } L : \text{largeur du balcon}$$

$$e \geq \frac{135}{10} = 13.5 \text{ cm} . \text{ On prend une épaisseur } e_p = 15 \text{ cm} ;$$

Les balcons à calculer sont à dalle pleine qui a pour dimensions :

L : Largeur du balcon

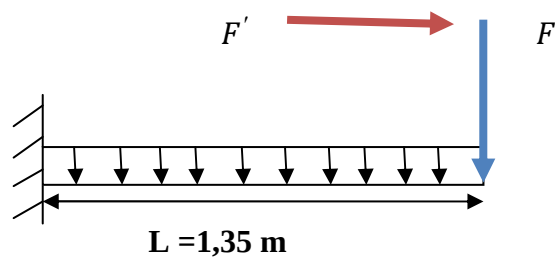


Figure III-28 : Schéma statique du balcon.

III-3-2- Détermination des sollicitations

a- Charges permanentes

Tableau III-1 : Les charges permanentes revenant au balcon

N°	Eléments	masse volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur	Charge G_t (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	22	0.2	0.44
03	Couche de sable	18	0.02	0.36
04	Enduit de mortier de ciment	18	0.02	0.36
05	La dalle pleine	25	0.15	3.75
			Poids total	5.35

b- Charge concentrée du garde corps**Tableau III-2 :Les charges concentrées revenant au balcon**

Les charges concentrées (poids du garde corps)	Masse volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poids (KN)
Murs en brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit en mortier de ciment	18	2x0.02	0.72
Poids total			1.62

c- surcharge d'exploitation

$Q = 3.5 \text{ KN/ml}$ (DTR B.C.2.2) (surcharges du balcon)

d- Combinaisons de charges**• à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Dalle: $q_u = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.47 \text{ KN/ml}$

Garde corps : $g_{ul} = 1.35 F = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ KN/ml}$

• à l'ELS $q_s = G + Q$

Dalle: $q_s = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN/ml}$

Garde corps : $g_{ul} = 1.62 \text{ KN /ml}$

e- Calcul à l'ELU

-Moment provoqué par la surcharge q_u est

$$M_{q_u} = \frac{q_u}{2} l^2 = \frac{12.47 \times 1.35^2}{2} = 11.36 \text{ KNm}$$

-Moment provoqué par la surcharge g_{ul}

$$M_{g_{ul}} = g_{ul} \times L = 2.19 \times 1.35 = 2.95 \text{ KN.m}$$

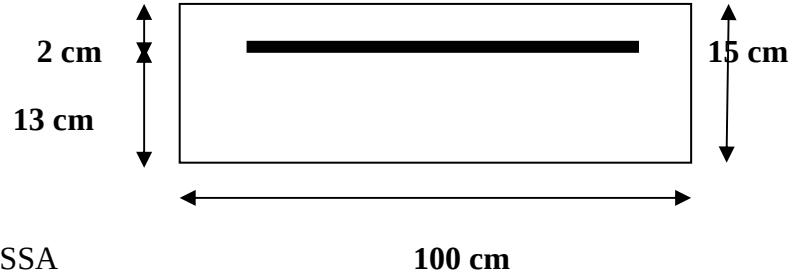
-Le moment total est : $M_u = M_{q_u} + M_{g_{ul}} = 14.31 \text{ KN .m}$

$$M_u = 14.31 \text{ KN.m}$$

On affect à la valeur du moment par le signe (-) car la fibre supérieure est tendue.

III-3-3- Ferrailage**a- Armatures principales**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.31 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.070$$



$$\mu_u = 0.070 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.070 \longrightarrow \beta = 0.964$$

$$A = \frac{M_u}{bd \sigma_{st}} = \frac{14.31 \times 10^3}{0.964 \times 13 \times 384} = 3.56 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²** Avec : $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$

b- Armature de répartition

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

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$

III-3-4- Vérification à L'ELU**a- Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,569 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \tau_u \text{ Avec } \tau_u = \left\{ \min \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right\} = 2.5 \text{ MPA.}$$

(Fissuration préjudiciable)

$$V_u = q_u \times L + g_{ul} = 12.47 \times 1.35 + 2.19 = 19.02 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{19.02 \times 10}{100 \times 13} = 0.146 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement $\Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c- Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i = 3.14 \times 5 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.02 \times 10}{0.9 \times 13 \times 18.84} = 0.862 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d- Vérification de l'écartement des barres

- **Armatures principales :** $St = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$. □ Condition vérifiée

- **Armatures secondaires:** $St = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$. □ Condition vérifiée

III-3-5- Calcul à l'ELS

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

a- Calcul des moments

Le moment total agissant aura la valeur suivante :

$$M_s = M_{qs} + M_{gul}$$

$$M_s = \left(\frac{q_{sx} l^2}{2} + g_{ul} x l \right) = \left(\frac{8.85 \times 1.35^2}{2} + 1.62 \times 1.35 \right) = 10.25 \text{ KNm} \quad \mathbf{M_s = 10.25 \text{ KN.m}}$$

b- Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

c- Etat limite de compression de béton (Art A 4.5.2 du BAEL)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La section est rectangulaire.

- La nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14.31}{10.25} = 1.40$$

Pour une section rectangulaire $b = 100 \text{ cm}$; $e = 20 \text{ cm}$, armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier

$$\gamma = \frac{14.31}{10.25} = 1.40$$

$$\mu = 0.07 \longrightarrow \beta = 0.0907 < \frac{1.4-l}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire

d- Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ 266.66; 201.63 \right\} = 201.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_s}$$

Valeur de β_1 :

$$\text{On a : } \rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434 \longrightarrow \beta = 0.899$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.25 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 155.22 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} \implies \text{La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures}$$

e- Vérification de la flèche

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.111 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} > \frac{M_s}{10 M_0} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.11 > \frac{10.25}{10 \times 10.25} = 0.1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A}{b d} \leq \frac{42}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

III-4- ETUDE DE L'ACROTÈRE

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal **G** dû à son poids propre.
- Un effort horizontal **Q** dû à la main courante engendrant un moment de renversement

Dimension de l'acrotère :

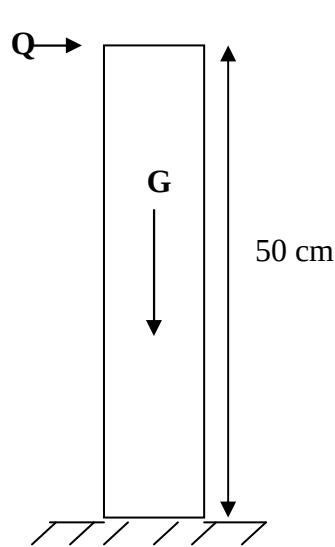


Figure III-29 : Schéma statistique de l'acrotère

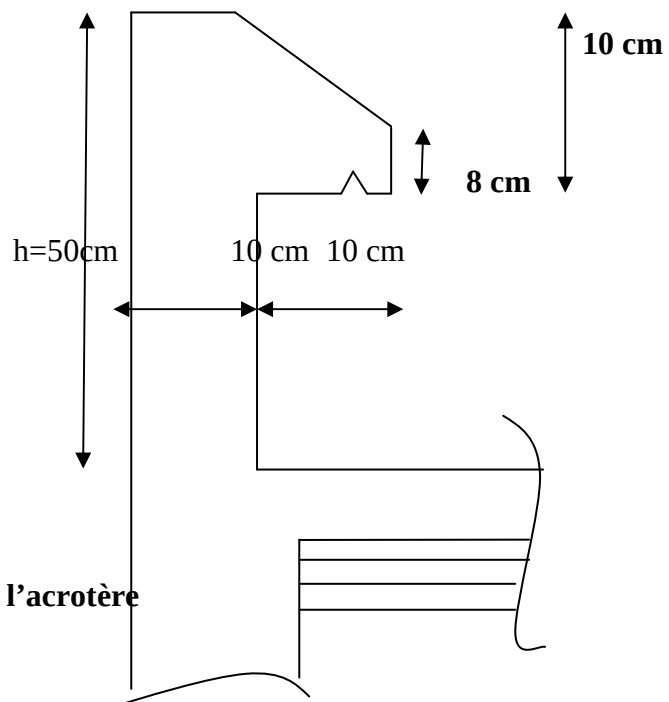


Figure III-30 : Coupe verticale de l'acrotère

III-4-1- Détermination des sollicitations

- Effort normal dû au poids propre $G = \rho \cdot s \cdot l$

Avec :

ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left(0,1 \times 0,5 + 0,08 \times 0,1 + \frac{0,02 \times 0,1}{2} \right) = 1.475$$

$$G = 1.475 \text{ KN}$$

- Surcharge due à la poussée latérale Q :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$N_g = G \times 1 = 1.475 \text{ KN.m}$$

- Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$

- Moment de renversement dû à Q : $M_Q = Q \times h \times 1\text{m} = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KNm.}$

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

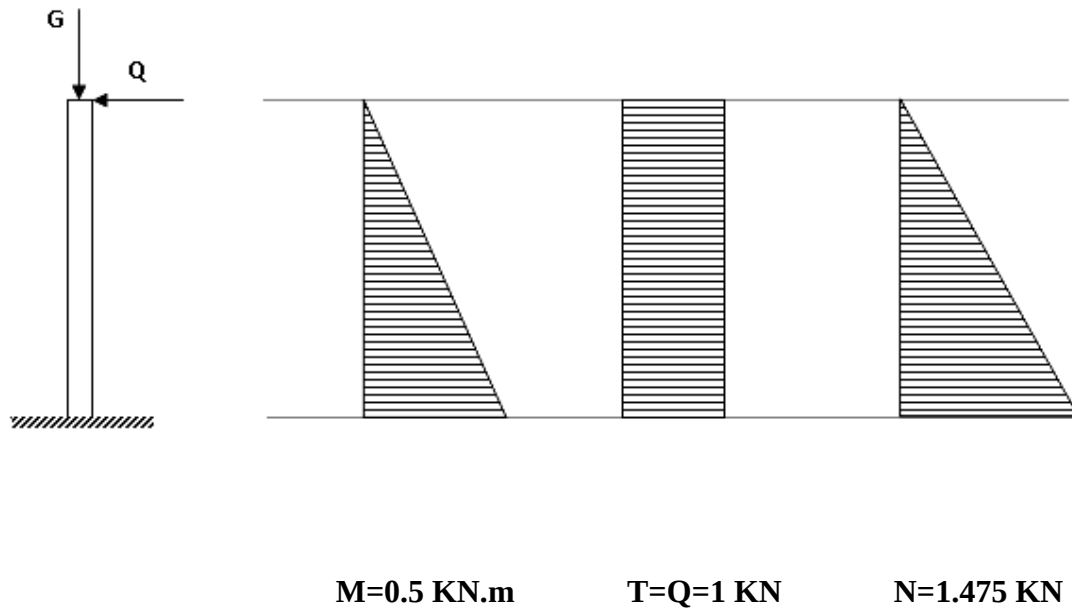


Figure III-31 : Diagramme des efforts internes (M ; N ; T)

III-4-2- Combinaison de charges

$$\text{A l'ELU} \begin{cases} N_u = 1,35 N_G = 1,35 \times 1.475 = 2 \text{ KN} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS} \begin{cases} N_s = G = 1.475 \text{ KN.} \\ M_s = M_Q = 0.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III-4-3- Ferrailage de l'acrotère

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire soumise à la flexion composée, le calcul s'effectue à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

$$\begin{cases} h = 10 \text{ cm (épaisseur de section)} \\ c = c' = 2 \text{ cm (enrobage)} \\ d = h - c = 8 \text{ cm (hauteur utile)} \end{cases}$$

M_f : moment fictif calculé par rapport au **centre de gravité** des armatures tendues.

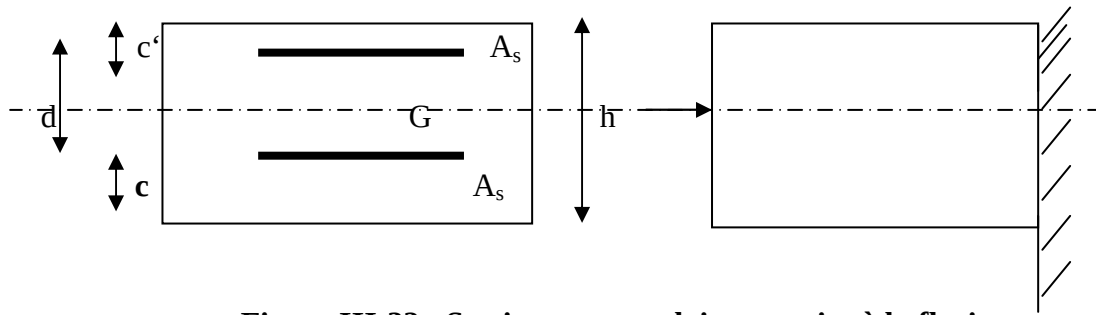


Figure III-32 : Section rectangulaire soumise à la flexion

h : (épaisseur de la section) = 10cm.

b : (largeur de la section) = 100cm.

c et **c'** : (enrobage) = 2cm.

d : (la hauteur utile) : $h - c = 8\text{cm}$

a- Position du centre de pression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{2} = 0.375\text{m}$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2 = 3\text{cm}$$

$$e_u = 37.5 > 3\text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{SPC}$$

Le centre de pression (C_p) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

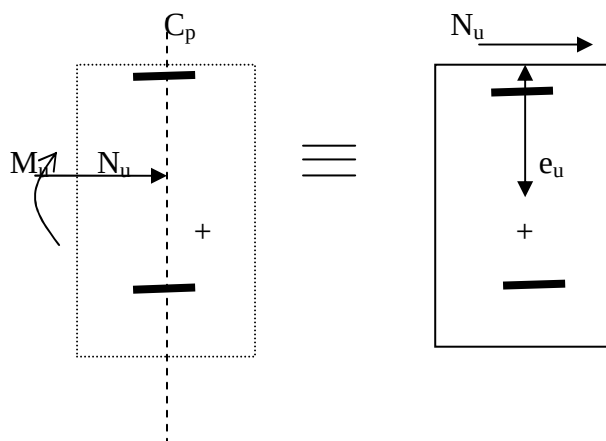


Figure III-33 :
section rectangulaire soumise à la
flexion composée

D'où l'acrotère sera en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif, puis en flexion composée ou la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

III-4-4- Calcul d'armatures en flexion simple :**a- Moment fictif** $M_f = N_U \times a$ **Avec :** a : distance entre le centre de pression (Cp) et le centre de gravité (CG) des armatures tendues.

$$a = e_u + \frac{h}{2} - c = 37.5 + 3 = 40.5 \text{ cm.}$$

$$M_f = 2 \times 0.405 = 0.81 \text{ KN.m}$$

b- Moment réduit

$$U_U = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = \frac{0.81 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.009 \implies \beta = 0.995$$

La section est simplement armée (SSA)

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\sigma_b}} = \frac{0.81 \times 10^3}{0.955 \times 8 \times \frac{400}{1.15}} = 0.304 \text{ cm}^2$$

III-4-5- Calcul d'armatures en flexion composée : la section réelle d'armatures :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.35 - \frac{2.44 \times 10^3 \times 1.15}{400 \times 10^2} = 0.28 \text{ cm}^2.$$

III-4-5 Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité (Art A.4.21BAEL91 modifié99) :**Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la Condition de non fragilité : $A_u \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d} \right]$$

 b : épaisseur de la console

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.54}{1.475} = 0.366 \text{ m} = 36.6 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{100 \times 7 \times 2.1}{400} \left[\frac{36.6 - 0.45 \times 8}{36.6 - 0.185 \times 8} \right]$$

$$A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_\mu < A_{\min}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc on adoptera $A_u = A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$

Soit $A_U = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Armature de répartition

$$A_\mu = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ repartir sur 50 cm de hauteur avec un espacement

$$S_t = \frac{50}{4} = 12.5 \text{ cm}$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement [Art A.5.2.1 BAEL 91 modifié 99]

La fissuration étant très préjudiciable, donc

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \quad ; \quad v_u = 1.5xq$$

Avec : V_u : effort tranchant.

$$\tau_u = \frac{1.5x10^3}{1x0.08} = 0.018 \text{ MPA} < \bar{\tau} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement [Art. A.6.1, 3 BAEL 91 modifié 99]

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d_c} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Psi: \text{Coefficient de scellement} \\ \Psi_s = 1.5 \text{ (Acier de haute adhérence).} \end{array} \right.$$

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

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5x10^3}{0.9x80x100} = 0.21 \text{ MPA}$$

$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow$ Condition vérifiée. Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

e) Ancrages des barres verticales

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm} \text{ Avec: } \tau_s = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

III-4-6- Vérifications à L'ELS

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration est considérée comme très préjudiciable.

a) Vérification des contraintes dans les aciers [Art A-4.5.2 BAEL 91 modifié 99] :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}) \right\}.$$

$$\overline{\sigma} = \min \{ 226.66 ; 201.63 \} = 201.63$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_\mu}$$

$$M_s = 0.54 \text{ KN.m et } A_\mu = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$Re1 = \frac{100 A_\mu}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{8 \times 100} = 0.251 \text{ cm}^2 \longrightarrow K_1 = 47.50 \longrightarrow \beta_1 = 0.920$$

$$\sigma_s = \frac{0.54 \times 10^3}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 36.50 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

b) Vérification de contraintes dans le béton [Art A-4.5.2 BAEL 91 modifié 99]

On doit vérifier la condition $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = K \sigma_s = \frac{1}{K_1} \sigma_s = \frac{1}{0.475} 36.5 = 76.8 \text{ MPA}$$

$$0.768 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Espacement des barres [Art. A.8.2.4, 2 BAEL 91 modifié 99] :

- Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{ 3h, 33 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm}.$

- Armatures de répartition : $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min \{ 4h, 45 \text{ cm} \} = 40 \text{ cm}.$

Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage à l'ELU est suffisant.

d) Ferrailage adopté

Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01 cm²** avec : **S_t = 25 cm.**

Armatures de répartition : $4 \text{ HA8/ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

e) Vérification au flambement :

- Calcul de l'élancement

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

λ : élancement de l'élément.

l_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section.

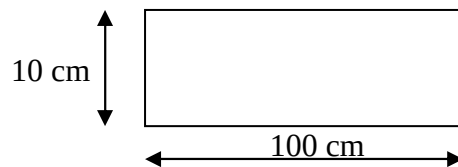
A : section de l'élément.

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ cm}^4.$$

$$L_f = 2 l_0 = 2 H = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1.2 \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 41.57$$



- Vérification à l'élancement

$$\lambda \leq \max \{50 ; \min (\frac{670 e_u}{h} ; 100)\} = \max \{50 ; 100\} = 100$$

$$\lambda = 41.57 \leq 100 \implies \text{Condition est vérifiée.}$$

f) Vérification de l'acrotère au séisme [Art. 6.2.3 RPA 99 version 2003]

- Calcul de la force sismique

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux, les équipements ancrés et la structure sont calculées suivant : $f_p = 4 A C_p W_p$

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas :

$A = 0.15$ (Zone II, groupe d'usage 2).

$C_p = 0.3$ (Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires).

$W_p = 1.675 \text{ kN/ml}$. (Poids de l'élément).

Donc : $f_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.675 = 0.30 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \implies \text{Condition vérifiée}$

Chapitre IV

Modélisation de la structure et vérification des exigences du R.P.A

IV-1-INTRODUCTION :

Les forces horizontales agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**.

IV-2- Description De L'ETABS:

L'ETABS (**EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS**), est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

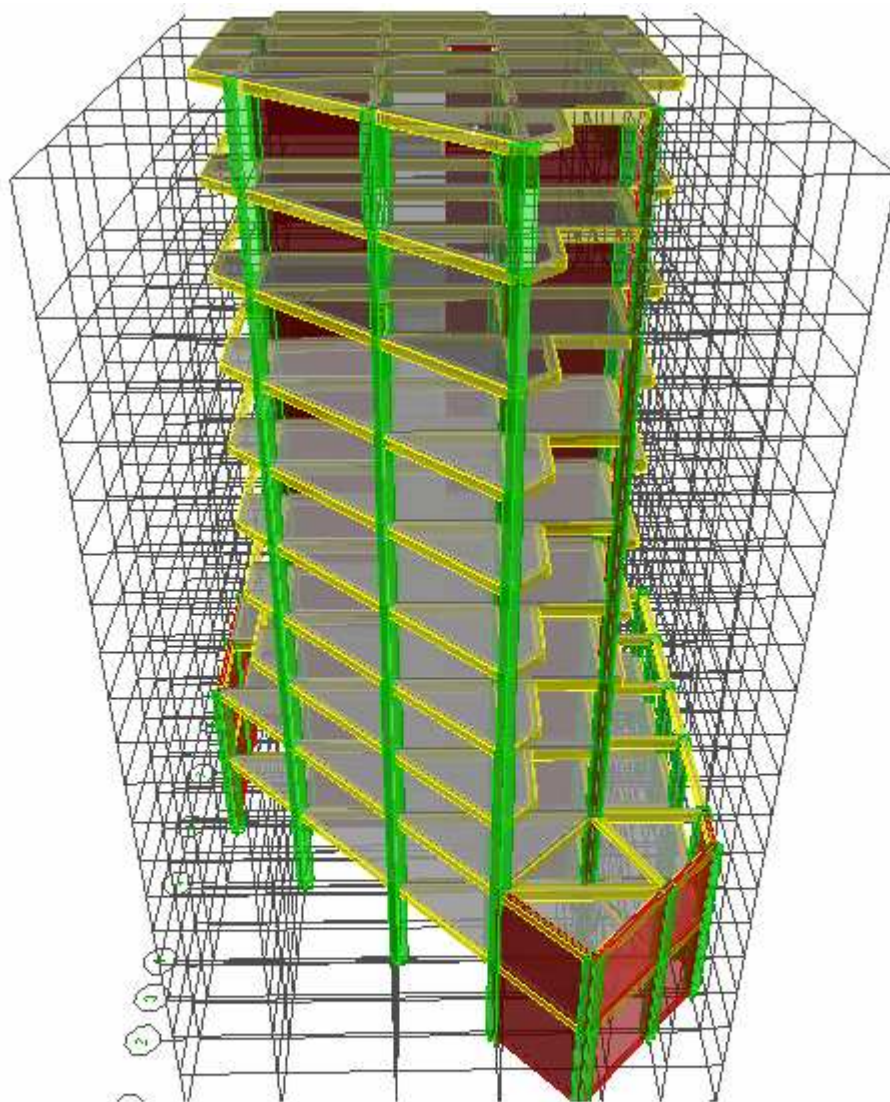


Figure IV-1 : Vue en trois dimensions de la structure.

IV-3-Vérification vis-à-vis des exigences du RPA :**IV-3-1-Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines. Notre but est d'en remédier, par la conception adéquate des ouvrages, de façon à ce qu'ils résistent et qu'ils présentent un degré de protection acceptable pour les vies humaines et les biens matériels. Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction, de manière à assurer un degré de protection acceptable.

IV-3-2- Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de constructions, le RPA99/version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente,
- La méthode d'analyse modale spectrale,
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.2-1- Méthode statique équivalente :

a) Principe de la méthode : Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction, par un système de forces statiques fictives, dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Conditions d'application de la MSE : Elle peut être utilisée dans les conditions suivantes:

Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation,

$H \leq 65\text{m}$ en zones I, II_a, II_b.

$H \leq 30\text{m}$ en zone III.

Le bâtiment étudié présente une configuration régulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2), en plus de la hauteur énoncée en (a).

IV-3-2-2- Méthode dynamique modale spectrale :

a) Principe de la méthode dynamique modale : Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Les hypothèses : Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;

- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte,
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans,
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

IV-3-2-3- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas, par un personnel qualifié ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées, ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV-4- Vérification des conditions de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$$H \leq 65 \text{ m en zone I et II}_a$$

- b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2)

Remarque : Notre structure ne satisfait pas la condition (b), d'où la régularité en plan et en élévation.

Conclusion :

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA99 version 2003(article 4.1.3).

IV-5- Etape de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),
- Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),
- Définition du séisme,
- Introduction des combinaisons d'actions,
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques,
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes),
- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

Remarque : après la modalisation, la période fondamentale était trop élevée (1.5 S). Nous avons donc augmenté les sections des poteaux.

Les nouvelles sections adoptées sont :

(45X50) cm² pour le RDC, Service, le 1^{er} et le 2^{ème} étage.

(35x40) cm² pour le 3^{ème}, le 4^{ème} et le 5^{ème} étage.

(30x35) cm² pour le 6^{ème}, le 7^{ème} et le 8^{ème} étage.

IV-6- Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003) :

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire des vérifications sur :

- le type de contreventement.
- nombre de modes à considérer dans les calculs.
- estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification de la participation de la masse modale.
- Vérification du déplacement seconde ordre (l'effet P- Δ)

IV-7- Vérification des résultats de l'ETABS, selon le RPA

IV-7-1- Type de contreventement :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison E_x et E_y).

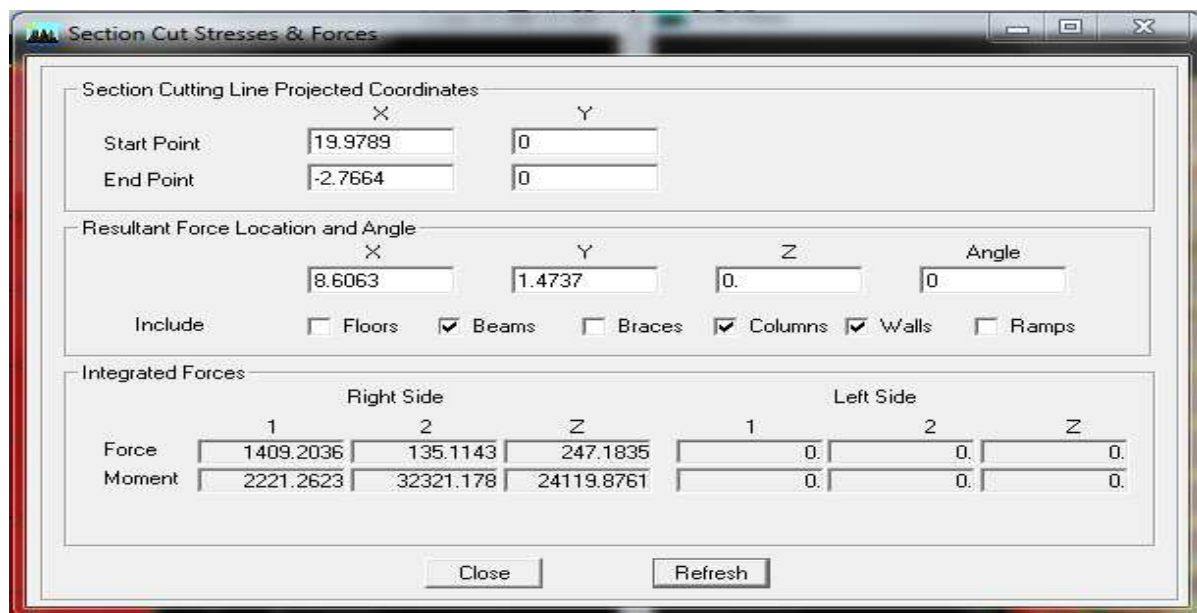


Figure IV-2 : Figure donnant le type de contreventement sous E_x

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: 20.2855 Y: 0

End Point X: -4.8509 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 7.7173 Y: 1.4124 Z: 0 Angle: 0

Include ☐ Floors ☒ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	235.9251	1103.3671	740.2236	0.	0.	0.
Moment	29965.596	5010.5019	3312.7396	0.	0.	0.

Close Refresh

Figure IV-3 : Figure donnant le type de contreventement sous Ey

➤ **Dans le sens x-x :**

- Effort repris par les portiques = 5.16 %
- Effort repris par les voiles = 94.85 %

➤ **Dans le sens y – y :**

- Effort repris par les portiques = 6.35 %
- Effort repris par les voiles = 94.04 %

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales et la totalité des charges horizontales d'après le RPA99 modifié 2003 la structure est contreventée par voiles porteurs de 94 % .

IV-8- Calcul de la force sismique totale (RPA 99. Art 4.2.3) :

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux sens, avec la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure.

W : poids total de la structure.

a) Coefficient d'accélération de zone « A » : Il est donné par le tableau (4.1. RPA

99/ version 2003), suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

{ Zone IIa
Groupe 2 $\Rightarrow A = 0.15$

b) Coefficient de comportement global de la structure « R » : Il est donné par le tableau (4.3. RPA 99/ version 2003), en fonction du système de contreventement.

Contreventement mixte portiques/voiles avec interaction $\Rightarrow R = 5$.

c) Facteur de qualité « Q » :

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

Avec :

Remarque : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4. RPA 99/ version 2003).

Tableau IV-1 : Les critères de facteur de qualité

Critères	Observé (Oui ou Non)		P_q	
	Sens longitudinal (x-x)	Sens transversal (y-y)	Sens longitudinal (x-x)	Sens transversal (y-y)
1- Condition minimale sur les files de contreventement	oui	oui	0	0
2- Redondance en plan	non	oui	0.05	0
3- Régularité en plan	non	non	0.05	0.05
4- Régularité en élévation	oui	oui	0.05	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	non	non	0.05	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	non	non	0.1	0.1

On aura dans les deux sens :

$$Q_x = 1 + (0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0.1) = 1.3$$

$$Q_y = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0.1) = 1.25$$

d) Facteur d'amplification dynamique de la structure «D»: Il est fonction :

De la catégorie du site,

Du facteur de correction d'amortissement (η),

De la période fondamentale de la structure T .

e) Estimation de la période fondamentale: Selon l'article (4.2.4.RPA99/ version 2003), la période empirique peut être calculée avec la formule:

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base au dernier niveau « N »:

$$h_N = 32.13 \text{ m.}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6. RPA 99/ version 2003) : $C_T = 0.05$.

$$\text{D'où : } T = 0.05(32.13)^{\frac{3}{4}} = 0.67 \text{ s}$$

La valeur de T doit être majorée de 30 % :

$$T = 1.3 \times 0.67 = 0.871 \text{ s} \quad \square \quad T = 0.871 \text{ s} > T = 0.871 \text{ s} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3S \\ 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} \left[\frac{3.0}{5} \right]^{\frac{5}{3}} & T \geq 3S \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et est donnée par le tableau (4.7. RPA 99/ version 2003).

La nature du site est meuble (site S3) $\Rightarrow T = 0.5 \text{ s}$

η : Facteur de correction d'amortissement.

Le système de contreventement est mixte $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

$$\eta = \frac{7}{2\sqrt{\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 > 0.7$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s} < T = 0.87 \text{ s} < 3\text{s}$$

Donc :

$$D = 2.5\eta \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D = 1.52$$

IV-9- vérification de la résultante des forces sismiques à la base:

(Art 4.3.6. RPA 99/Version 2003) :

La résultante des forces sismiques à la base V_D , obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_s , pour une valeur de la période donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{sx} = V_{sy} = \frac{ADQ}{R} w$$

$$V_{sx} = \frac{0.15 \times 1.52 \times 1.2}{4} w = 0.0684w = 0.0684 \times 12185.320 = 833.47 \text{ KN}$$

$$V_{sy} = \frac{0.15 \times 1.15 \times 1.52}{4} w = 0.0655w = 0.0655 \times 12185.320 = 798.13 \text{ K}$$

Tableau IV-2 : Vérification de l'effort dynamique

	MMS	MSE	$\frac{V_{MMS}}{V_{MSE}} \geq 80\%$	Vérification
Séisme sens x-x	1617.88	833.47	1.94 > 0.08	Condition vérifiée
Séisme sens y-y	130.64	798.13	0.163 > 0.08	Condition vérifiée

Conclusion : L'effort tranchant à la base est vérifié dans les deux sens.

IV-10- Calcul des déplacements relatifs: (Art 4.4.3.RPA 99/version 2003) :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement (R = 5).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta k \leq 1\% h_e$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau IV-3 : Déplacements relatifs des portiques par niveau
Suivant les deux sens

Niveaux	R	Sens longitudinal(X-X)			Sens transversal (Y-Y)			Δk [m] 1% h_e	Condition
		δ_{ek} [m]	δ_k [cm]	Δk [m]	δ_{ek} [cm]	δ_k [m]	Δk [m]		
8	4	0.0082	0.0328	0.0032	0.0151	0.0604	0.006	3.06 0.0306	vérifiée
7	4	0.0074	0.0296	0.004	0.0136	0.0544	0.0064	3.06 0.0306	vérifiée
6	4	0.0064	0.0256	0.004	0.012	0.048	0.0076	3.06 0.0306	vérifiée
5	4	0.0054	0.0216	0.004	0.0101	0.0404	0.0084	3.06 0.0306	vérifiée
4	4	0.0044	0.0176	0.0044	0.008	0.032	0.0084	3.06 0.0306	vérifiée
3	4	0.0033	0.0132	0.004	0.0059	0.0236	0.0088	3.06 0.0306	vérifiée
2	4	0.0023	0.0092	0.0036	0.0037	0.0148	0.0072	3.06 0.0306	vérifiée
1	4	0.0014	0.0056	0.0056	0.0019	0.0076	0.0076	3.06 0.0306	vérifiée

Conclusion : On remarque que le déplacement maximal dans les deux sens est inférieur au déplacement admissible minimal..... **Condition vérifiée.**

IV-11- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (Art 5.9. RPA 99/ version 2003) :

L'effet du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tout les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_k}{V_K h_k}$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du Niveau K ;

V_K : Effort tranchant de l'étage k ;

h_K : Hauteur de l'étage K ;

Δ_k : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Tableau VI-4 : Calcul des déplacements

Niveaux	Sens X-X				Sens Y-Y		
	$P_{Kcummulé}[KN]$	Δ_k [m]	$V_K \times h_k$	θ_x (facteur d'instabilité)	Δ_k [m]	$V_K \times h_k$	θ_y (facteur d'instabilité)
9	3908.38	0.0032	1020.2958	0.02298381	0.006	966.348	0.01294235
8	4023.17	0.004	1838.3256	0.01400638	0.0064	1667.7306	0.00964945
7	4032.23	0.004	2493.4716	0.01229007	0.0076	2265.8076	0.0071184
6	4076.8	0.004	3056.6646	0.01120343	0.0084	2770.83	0.00588531
5	4104.103	0.0044	3538.4616	0.00974278	0.0084	3192.7428	0.00565597
4	4162.188	0.004	3928.9176	0.00932248	0.0088	3533.994	0.00471103
3	4248.66	0.0036	4244.1282	0.00720769	0.0072	3798.1026	0.00402706
2	4688.33	0.0056	4487.4288	0.00794025	0.0076	3986.2314	0.00658633
1	6213.96	0.0032	4707.5652	0.00791997	0.006	4442.3856	0.00447612

Conclusion1 : Les effets du second ordre peuvent être négligés

Conclusion2 : Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

VI-12- Vérification du déplacement maximale :

$$\delta_{\max} \leq f = H_t/500 ; H_t = 32.13 \text{ m} \Rightarrow f = 0.0643 \text{ m}$$

Le déplacement maximal est donné par ETABS comme suite:

Display ☐ *show story response plots* .

L'ETABS nous a donné le déplacement maximale au niveau du dernier étage égale à (0.01 m) condition vérifiée.

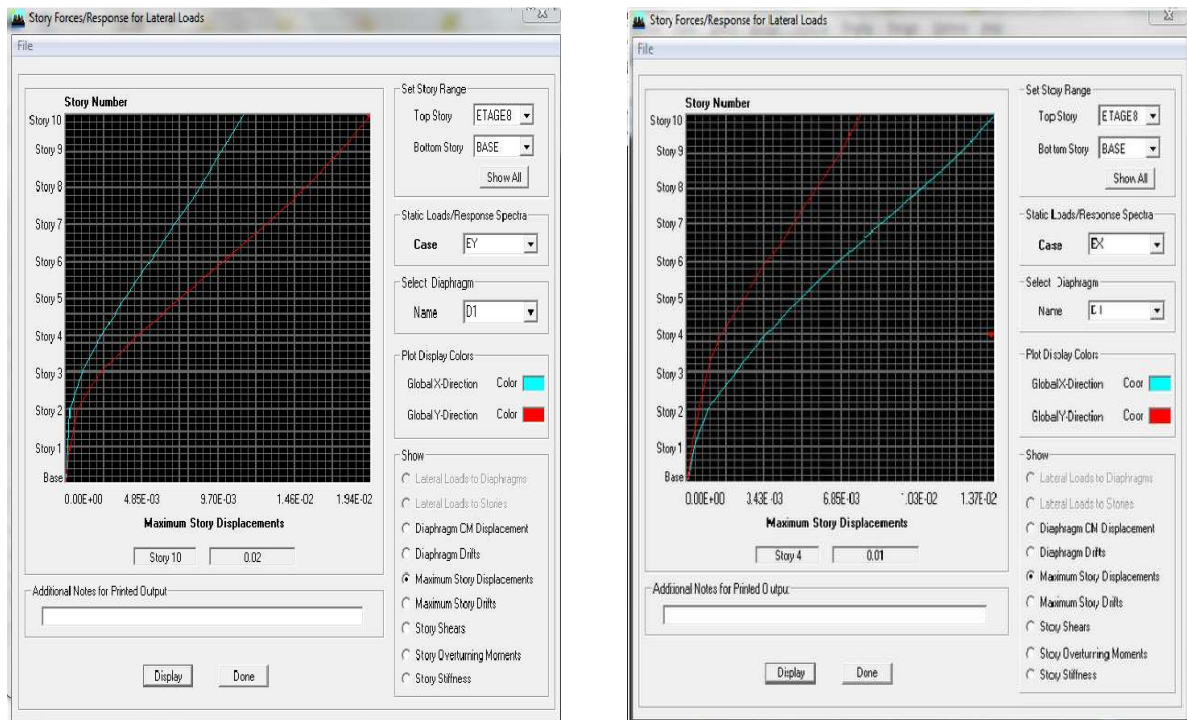


Figure IV-4- Vérification du déplacement maximale pour les deux sens

Le déplacement maximal au niveau du dernier étage

Suivant l'axe X-X (0.01 m)

Suivant l'axe Y-Y (0.03 m)

Conclusion : On conclue que :

- La période est vérifiée,
- Le pourcentage de participation massique est vérifié,
- Les déplacements relatifs sont vérifiés,
- L'effort tranchant à la base est vérifié,
- L'excentricité est vérifiée.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes

Chapitre V

Détermination Des Efforts

et Ferrailage Des Eléments Structureaux

V-1- Introduction :

Après l'analyse du logiciel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément. Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

V-2- LES POUTRE :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} \text{ELU} & 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS} & G+Q \end{cases}$$

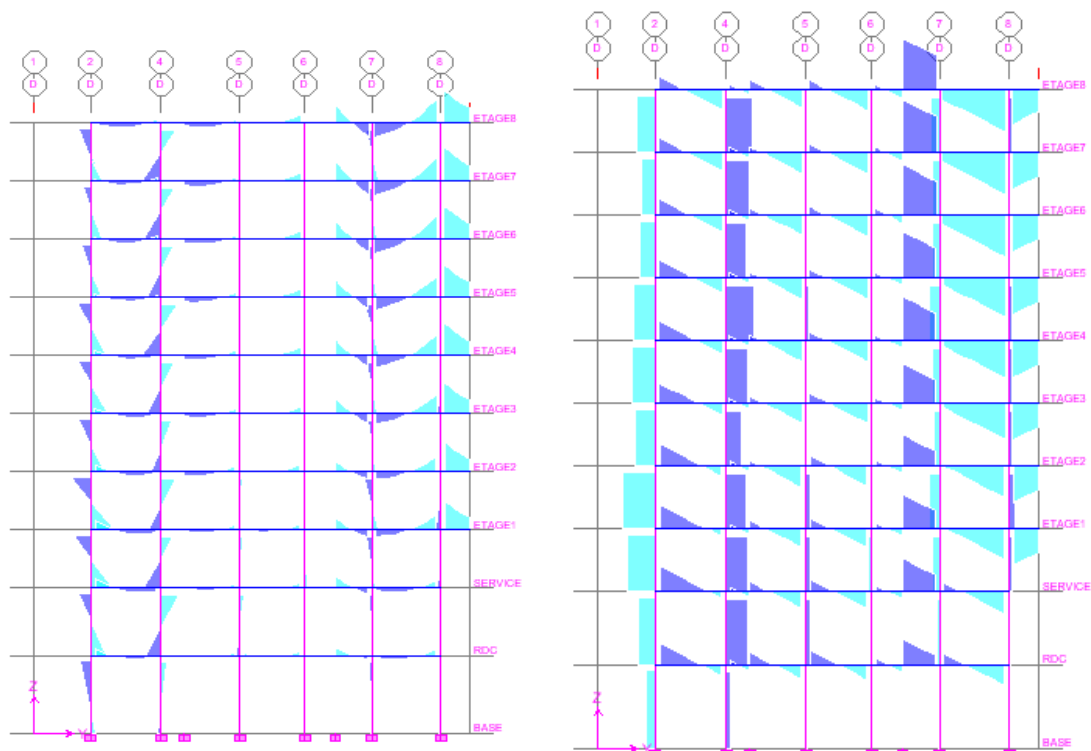
V-2-1- Diagrammes Des Efforts Internes**a) Poutres principales :**

Figure V-1 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

Portique D (sens transversale)

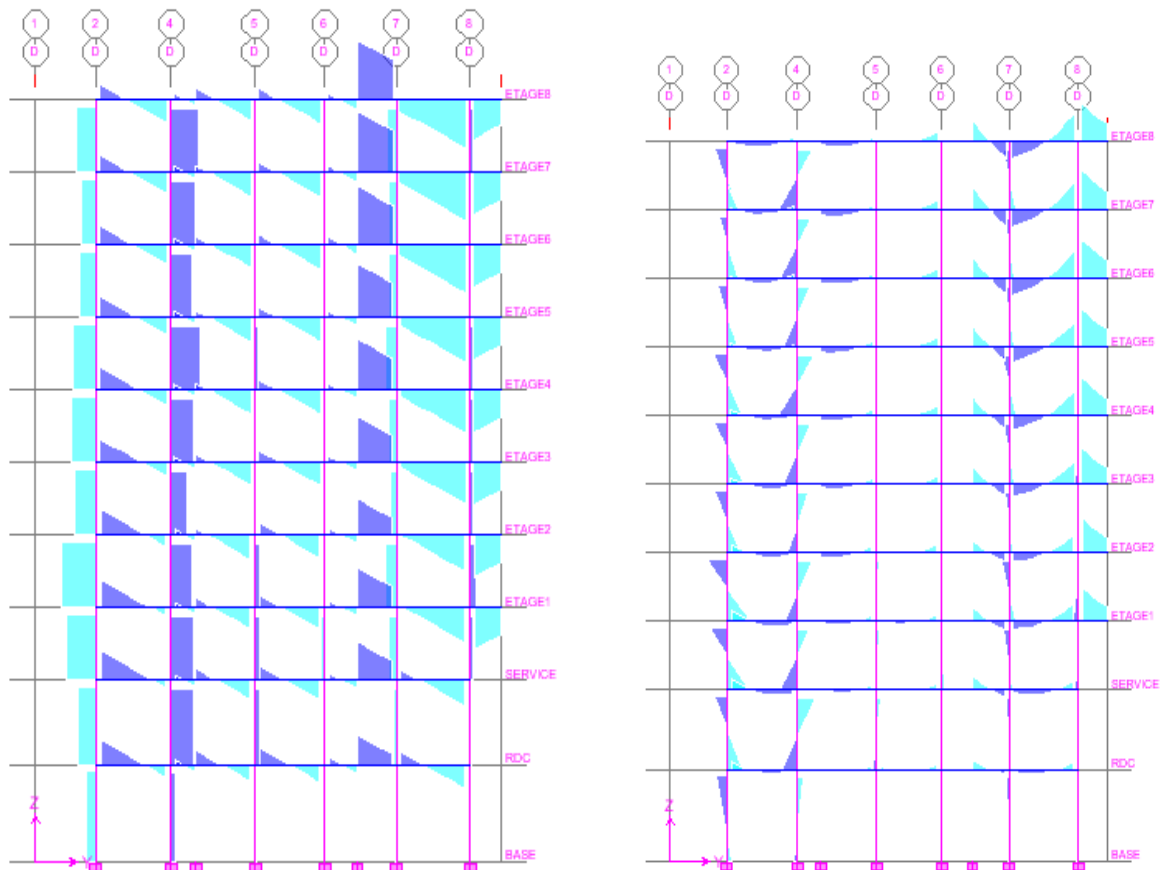
b) Poutres secondaires :

Figure V-2 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants du portique D (Sens transversal)

V-2-2- Recommandations du RPA pour le ferrailage des poutres :**Armatures longitudinales :**

- ❖ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section et sans crochets.

Poutres principales de (30x35) : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires de (25x30) : $A_{min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$

- ❖ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en

zone de recouvrement.

Poutres principales de (30x35) : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

$A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires de (25x30) : $A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$

$$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2.$$

- ❖ La longueur minimale de recouvrement et de **40Ø** en zone **IIa**.
- ❖ La distance entre les barres verticales dans une face du poteaux ne doit pas dépasser 25 cm en zone II_a.
- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

Tableau-V-1- Pourcentage des armatures longitudinales

	Pourcentage maximum		Pourcentage minimum
	zone courante	zone de recouvrement	
Poutres principales (30X35)cm²	42	63	5.25
Poutres secondaires (25X30)cm²	30	45	3.75

- **Armatures transversales :**

- ❖ La quantité minimale des armatures transversales et donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- ❖ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$s_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right)$ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$$s_t \leq \frac{h}{2} \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec : ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- ❖ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexes 3 E , concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stimulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'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.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire 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.

V-2-3- Etapes De Calcul A L'ELU:

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \quad ; \text{ Si : } \mu \leq \mu_1 \text{ } 0.392 \Rightarrow \text{ la section est simplement armée (SSA).}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta_d \sigma_s} \quad ; \text{ Si : } \mu \geq \mu_1 \text{ } 0.392 \Rightarrow \text{ la section est doublement armée (SDA).}$$

On calcul donc:

$$M_r = \mu_1 b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u \cdot M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{s1} = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d c') \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d c') \sigma_s}$$

V-2-4 - Ferrailage : Le ferrailage des poutres est résumé dans les tableaux suivants :

a) poutres principales :

-en travée :

Tableau V-2 : Ferrailage des poutres principales en travées

Niveaux	M_u (KN.m)	Comb	Obs	A_{min}	As calculée	As adoptée	Choix des barres
RDC au 8 ^{eme} étage	39.048	G+Q±Ex	SSA	5.75	3.56	6.15	4T14

-aux appuis :

Tableau V-3 : Ferrailage des poutres principales, aux appuis

Niveaux	M_u (KN.m)	Comb	Obs	A_{min}	As calculée	As adoptée	Choix des barres
RDC au 8 ^{eme} étage	40.434	08G±Ex	SSA	5.75	3.70	8.41	4T14+2T12

b) Poutre secondaires :

En travée :

Tableau V-4 : Ferrailage des poutres secondaires en travées

Niveau	M_u (KN.m)	Comb	Observation	A_t	A_{min}	$A_{adoptée}$	Choix des barres
RDC au 8ème étage	21.709	0.8G±Ey	S.S.A	2.33	3.75	4.52	4HA12

Aux appuis :

Tableau V-5 : Ferrailage des poutres secondaires, aux appuis

Niveau	M_u (KN.m)	Comb	Observation	A_t	A_{min}	$A_{adoptée}$	Choix des barres
RDC au 8ème étage	28.44	G+Q±E _y	S.S.A	3.09	3.75	8.41	4HA12+2HA12

Arrêt des barres : D'après le BAEL91, les barres de renforcements placées en travée sont arrêtées à $\frac{1}{10}$ de la portée libre de la poutre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{PP: } L_{max} = 4.00 \Rightarrow \frac{4}{10} = 0.45 \text{ m} \\ \text{PS: } L_{max} = 3.2 \text{ m} \Rightarrow \frac{3.2}{10} = 0.32 \text{ m} \end{array} \right.$$

On opte pour : $\left\{ \begin{array}{l} \text{PP: } 50\text{cm.} \\ \text{PS : } 35\text{cm.} \end{array} \right.$

Les barres de renforcements placées en appuis sont arrêtées à $\frac{1}{4}$ de la portée libre de la poutre

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{PP}_1: L_{max} = 4.00 \text{ m} \Rightarrow \frac{4}{4} = 1 \text{ m} \\ \text{PS: } L_{max} = 3.2 \text{ m} \Rightarrow \frac{3.2}{4} = 0.8 \text{ m} \end{array} \right.$$

On opte pour : $\left\{ \begin{array}{l} \text{PP : } 1 \text{ m.} \\ \text{PS : } 1 \text{ m.} \end{array} \right.$

V-2-5- Vérifications à L'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

- Poutre principale (PP) : $A_s \geq A_{min}$

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.23b.d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \\ A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 33 \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_s = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Poutre secondaire (PS) :** $A_s \geq A_{\min}$

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.23b.d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \\ A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 28 \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_s = 4.96 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a) Vérification à l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales ainsi que l'arrêt des armatures longitudinales. Il est théoriquement nécessaire d'effectuer des vérifications à l'ELU et à l'ELS.

Cependant, les phénomènes de fissurations et de déformations dus à l'effort tranchant étant moindre à l'ELS qu'à l'ELU, le règlement prévoit que seul l'ELU sera vérifié. La justification à l'ELS se traduit uniquement par des dispositions constructives.

b) Vérification de la contrainte tangentielle :

Le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau_u} \quad \text{Avec : } T_u : \text{effort tranchant max à l'ELU}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

• **Poutre principale (PP) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{41.43 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.41 \text{ MPa}$$

• **Poutre secondaire (PS) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{25.58 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.365 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_u} \leq \tau$, les contraintes sont vérifiées.

c) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} < \tau_{seu} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

$\sum U$: Sommes des périmètres utiles des barres

- **Poutre principale (PP) :**

$$T_u = 41.43 \text{ KN}$$

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.188 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{41.43 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 131.88} = 1.057 \text{ Mpa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée : pas de risque d'entraînement des barres.}$$

- **Poutre secondaire (PS) :**

$$T_u = 25.58 \text{ KN}$$

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{25.58 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 0.89 \text{ Mpa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée : pas de risque d'entraînement des barres.}$$

d) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

- **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq 0.4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a=0.9d ; \gamma_b=1.5$$

- **Poutre principale (PP) :**

$$T_u = 41.43 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 330 \times 300 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 594 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutre secondaire (PS) :**

$$T_u = 25.58 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 280 \times 250 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 420 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures :** Lorsque au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9xd} > 0$; on doit prolonger au-delà des appuis, une section d'armature pour équilibrer un effort égale à :

$$T_u - \frac{M_u}{0.9xd} > 0 \quad . A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9xd} \right)$$

- **Poutre principale :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9xd} = 41.43 - \frac{25.326}{0.9 \times 0.330} = -43.84 < 0$$

- **Poutre secondaire :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9xd} = 25.58 - \frac{22.87}{0.9 \times 0.28} = -65.17 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

f) Calcul des armatures transversales

- **Poutres principales :** D'après le (BAEL 91.art .A.7.2.12), le diamètre des armatures transversales est:

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35}; \emptyset_1; \frac{b}{10} \right) = \min (10 ; 14 ; 30)$$

$\emptyset$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Soit : un cadre et un étrier, $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Calcul des espacements :**

Zone nodale (appuis)

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_L, 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq (8.75; 16.8; 30)\text{cm} \Rightarrow S_t = 8.75 \text{ cm.}$$

Zone courante (travée) :

$$s'_t \leq \frac{h}{2}; s'_t \leq 17.5 \text{ soit } s'_t = 15 \text{ cm.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35}; \emptyset_1; \frac{b}{10} \right) = \min (8.5 ; 12 ; 30)$$

$\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales. Soit : $\emptyset_t = 12\text{mm}$

Soit : un cadre et un étrier, $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- **Calcul des espacements :**

Zone nodale (appuis)

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_L, 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq (7.5; 14.4; 30)\text{cm} \Rightarrow S_t = 7.5 \text{ cm.}$$

Zone courante (travée) :

$$s'_t \leq \frac{h}{2}; s'_t \leq 15 \text{ soit } s'_t = 15 \text{ cm.}$$

g) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Pour les poutres principales.}$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.25 \text{ cm}^2 \quad \text{Pour les poutres secondaires.}$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Pour les poutres principales.}$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.25 \text{ cm}^2 \quad \text{Pour les poutres secondaires.}$$

h) -Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

V-2-6- Vérification à L'ELS : (BAEL91/ A.4.5.2

Vérification des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL 91).

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} \\ \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \\ \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A \times d} ; \rho = \frac{100 \times A}{b \times d} \end{array} \right.$$

A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants

- Poutres principales:**

En travée :

Tableau V-6 : Vérification des contraintes dans les poutres principales

Niveau	Ms (KN. M)	At cm ²	ρ	K1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	observation
RDC au 8 ^{ème} étage	7.09	6.14	0.620	28.10	0.884	43.58	1.6	15	Vérifiée

Aux appuis :

Tableau V-7 : Vérification des contraintes dans poutres principales.

Niveau	Ms (KN. m)	At cm ²	ρ	K1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	observation
RDC au 8 ^{ème} étage	23.27	6.14	0.620	28.10	0.884	134.72	5.3	15	Vérifiée

- Poutres secondaires :**

En travée :

Tableau V-8 : Vérification des contraintes dans poutres secondaires

Niveau	Ms (KN.m)	At cm ²	ρ	K1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	observation
RDC au 8 ^{ème} étage	7.269	4.62	0.66	27.02	0.881	87.31	3.5	15	Vérifiée

Aux appuis :

Tableau V-9 : Vérification des contraintes dans poutres secondaires

Niveau	Ms (KN.m)	At cm ²	ρ	K1	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	observation
RDC au 8 ^{ème} étage	12.97	4.62	0.66	27.02	0.881	113.28	4.2	15	Vérifiée

V-2-7- Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

$$f = \frac{M_{tx}^s L^2}{10xE_v x I_{fv}} ; \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

Le logiciel nous a donner la flèche elle est de 1.25 mm

D'où la flèche est vérifiée $\bar{f} = 8\text{mm} \geq f = 1.25\text{mm}$

V-3- Ferrailages des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de poutres vers les fondations. Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant dans les deux sens (sens longitudinal et sens transversal). Ils sont donc calculés en flexion composée, en tenant compte des combinaisons considérées puis en procédant à des vérifications à l'ELS.

V-3-2- Combinaisons de charges:

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 (Situation durable):

$$\begin{cases} \text{E.L.U : } 1,35.G + 1,5.Q \\ \text{E.L.S : } G + Q. \end{cases}$$

Selon RPA 99 V 2003 (Situation accidentelle) :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E_x \\ G + Q + E_y \\ 0.8G + E_x \\ 0.8G + E_y \end{array} \right.$$

Avec :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E_x, E_y : actions du séisme dans le sens longitudinal et le sens transversal

V3-3- Recommandation du RPA 2003 :

a) Armatures longitudinales : Les armatures longitudinales doivent :

- Etre à haute adhérence, droites et sans crochets,
- Avoir un diamètre minimal d'aciers de 12 mm ;
- Avoir une longueur de recouvrement minimal $L = 40\phi$ (zone IIa)
- Avoir une distance entre barres longitudinales dans une face du poteau ne dépassant pas **25 cm** (zone IIa),
- Avoir des jonctions par recouvrements faites si possible, à l'intérieure des zones nodales (zone critique).
- Avoir un pourcentage recommandé par rapport à la section du béton, exprimé comme suit :

Le pourcentage minimal d'armatures est $0,8\% \times b \times h$.

Pour les poteaux du RDC, service, 1^{er} et 2^{ème} étage, $(45 \times 50) \text{ cm}^2$:

$$A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 50 = 18 \text{ cm}^2.$$

Pour les poteaux du 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage, $(35 \times 40) \text{ cm}^2$:

$$A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 40 = 11.2 \text{ cm}^2$$

Pour les poteaux du 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage, $(30 \times 35) \text{ cm}^2$:

$$A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 35 = 8.4 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$.

Pour les poteaux du RDC, service, 1^{er} et 2^{ème} étage, $(45 \times 50) \text{ cm}^2$:

$$A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 50 = 90 \text{ cm}^2.$$

Les poteaux du 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage, $(35 \times 40) \text{ cm}^2$:

$$A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2.$$

Pour les poteaux du 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage, $(30 \times 35) \text{ cm}^2$:

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera $6\% \times b \times h$:

Pour les poteaux du RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage, (45x50) cm² :

$$A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 50 = 135 \text{ cm}^2.$$

Pour les poteaux du 3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} étage, (35x40) cm² :

$$A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2.$$

Pour les poteaux du 6^{em}, 7^{eme} et 8^{eme} étage (30x35) cm² :

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales : Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.
- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'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.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \longrightarrow \lambda_g \geq 5. \\ \rho_a = 3.75 \longrightarrow \lambda_g \leq 5. \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ Ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$ a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (10\phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale} \\ S_t \leq \min (15\phi_l) \text{ en zone courante} \end{array} \right.$$

ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

➤ **les armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit :

Si : $\lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0.3 \% S_t \times b_1$

Si : $\lambda_g \geq 3 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0.38 \% S_t \times b_1$

Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5 \dots \dots \dots$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes

λ_g : l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a}, \quad l_f = 0.7 h_e$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

a : dimension de la section droite du poteau dans la direction considéré

❖ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\varnothing > 12 \text{ mm}$) 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-3-4- Etapes de calcul en flexion composée :

a) Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

- **Section partiellement comprimée (SPC) :** Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

Avec :

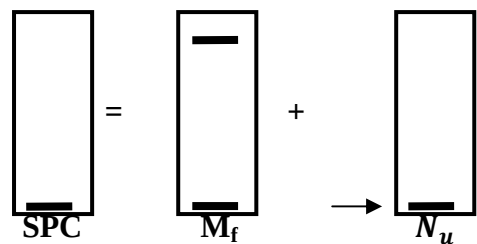
M_f : Moment fictif.

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

Si : ≤ 0.392 la section est simplement armée.

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad (\beta \text{ est déterminé du tableau}).$$

$$\text{La section réelle d'armature est : } A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$



Si $\mu \geq 0.392$ la section est doublement armée.

On calcul $M_f = 0.392 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$.

$$\Delta M_f = M - M_{f1}$$

$$A_{stf1} = \frac{M_{f1}}{\beta f_1 d \sigma_{st}}; A_{st\Delta M} = \frac{\Delta M_f}{(d-c)\sigma_{st}}$$

$$A_{stf} = \frac{M_{f1}}{\beta f_1 d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M_f}{(d-c)\sigma_{st}}$$

$$A_{scf} = \frac{\Delta M_f}{(d-c)\sigma_{st}}$$

La section réelle d'armature est :

$$\begin{cases} A_{sc} = A_{scf} = \frac{\Delta M_f}{(d-c)\sigma_{st}} & \text{(Section d'armatures comprimées)} \\ A_{st} = A_{stf} \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}} & \text{(Section d'armatures tendues)} \end{cases}$$

- **Section entièrement comprimée (SEC) :** Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$\begin{cases} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 \cdot \frac{c}{h}) b h^2 f_{bu} \end{cases}$$

Deux cas se présentent : Si $(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c}{h}) b h^2 f_{bu} < N_u(d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bx}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{scs} = \frac{N - 100 \psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s}; A_{sc} = 0.$$

Si: $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armature sont :

$$A_{scs} = \frac{M_u - (d - 0.5h) b h f_{bu}}{(d - c') \sigma_s}; A_{sci} = N - \frac{b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_{scs}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite

de stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} B : \text{Aire de la section du béton seul.} \\ \sigma_s : \text{Contrainte de l'acier.} \end{array} \right.$

V-3-5- Calcul du ferrailage: Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide de logiciel « SOCOTEC ». Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Le calcul de ferrailage est résumé dans les tableaux suivant :

Tableau V-10 : Ferrailage armatures longitudinales

NIV	Section (cm2)	sens	Comb	cas	N (KN)	M (KN.m)	Obs	Asup	Ainf	Ferrailage
RDC, Ser, 1et2	45x50	XX	ELU	1	1496.65	1.09	SEC	0	0	Amin=18cm2 Aadopté=20.59 cm2 4HA20+4HA16
				2	18.57	1.818	SEC	0	0	
				3	840.2	25.655	SEC	0	0	
			ACC	1	1085.23	27.527	SEC	0	0	
				2	361.64	0.948	SEC	0	0	
				3	226.62	103	SEC	0	3.34	
		YY	ELU	1	1496.65	0.611	SEC	0	0	
				2	18.57	2.018	SEC	0	0	
				3	889.07	54.632	SEC	0	0	
			ACC	1	1085.23	20.788	SEC	0	0	
				2	361.64	1.972	SEC	0	0	
				3	226.25	72.018	SEC	0	1.28	
3, 4,5	35x40	XX	ELU	1	838.03	3.288	SEC	0	0	Amin=12.8cm2 Aadopté=14.20cm2 4HA16+4HA14
				2	149.96	0.108	SEC	0	0	
				3	446.22	26.514	SEC	0	0	
			ACC	1	618.32	15.597	SEC	0	0	
				2	72.04	14.34	SEC	0	0	
				3	260.86	66.697	SEC	0	1.95	
		YY	ELU	1	838.03	5.535	SEC	0	0	
				2	149.96	7.619	SEC	0	0	
				3	502.83	44.714	SEC	0	0	
			ACC	1	618.32	31.641	SEC	0	0	
				2	72.04	1.129	SEC	0	0	
				3	128.44	51.544	SEC	0	2.30	

6, 7,8	30x35	XX	ELU	1	413.32	4.6	SEC	0	0	Amin=9.8cm² Aadopté=10.68cm² 4HA14+ 4HA12
				2	22.45	0.043	SEC	0	0	
				3	107.84	24.208	SEC	0	0.31	
			ACC	1	287.34	14.618	SEC	0	0	
				2	36.28	1.96	SEC	0	0	
				3	121.8	36.679	SEC	0	1.68	
		YY	ELU	1	413.32	8.368	SEC	0	0	
				2	22.45	7.819	SEC	0	0.35	
				3	129.72	45.112	SEC	0	2.44	
			ACC	1	287.34	4.381	SEC	0	0	
				2	36.28	0.661	SEC	0	0	
				3	94.41	38.416	SEC	0	2.22	

V-3-6 - Ferrailage suivant les deux sens :

- Poteaux (45x50) :

{ Sens xx : $As_3 \max = 3.34 \text{ cm}^2$, on opte : 4HA20+4HA16
 { Sens yy : $As_2 \max = 1.27 \text{ cm}^2$, on opte : 4HA20+4HA16

Les poteaux (45x50) seront ferrailés avec la section minimale du RPA.

$A_{s \min} = 18 \text{ cm}^2$. On opte pour le ferrailage suivant :

La section totale est de 4HA20+4HA16 = 20.59cm² est supérieur à la section minimale exigé par le RPA

($A_{s \min} = 18 \text{ cm}^2$).

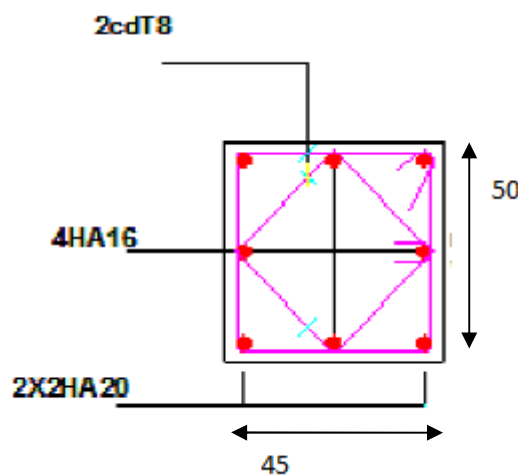


Figure V-3 : section de ferrailage du poteau (45x50)

• **Poteaux (35x40) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens xx: } A_{s3 \max} = 1.95 \text{ cm}^2 ; \text{ on opte : } 4\text{HA}16+4\text{HA}14 \\ \text{Sens yy: } A_{s2 \max} = 2.29 \text{ cm}^2 ; \text{ on opte : } 4\text{HA}16+4\text{HA}14 \end{array} \right.$$

Les poteaux **(35x40)** seront ferrailés avec la section minimale du RPA.

$A_{s \min} = 11.2 \text{ cm}^2$. On opte pour le ferrailage suivant :

La section totale de $4\text{HA}16+4\text{HA}14=14.19$ est supérieur à la section minimale exigé par le RPA

($A_{s \min} = 11.2 \text{ cm}^2$).

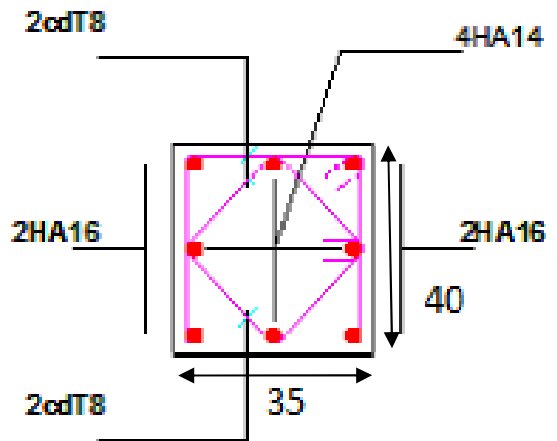


Figure V-4 : section de ferrailage du poteau (35x40)

• **Poteaux (30x35) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens xx: } A_{s3 \max} = 1.68 \text{ cm}^2 ; \text{ on opte : } 4\text{HA}14+4\text{HA}12 \\ \text{Sens yy: } A_{s2 \max} = 2.44 \text{ cm}^2 ; \text{ on opte : } 4\text{HA}14+4\text{HA}12 \end{array} \right.$$

Les poteaux (30x35) seront ferrailés avec la section minimale du RPA, $A_{s \min} = 8.4 \text{ cm}^2$. On opte pour le ferrailage suivant

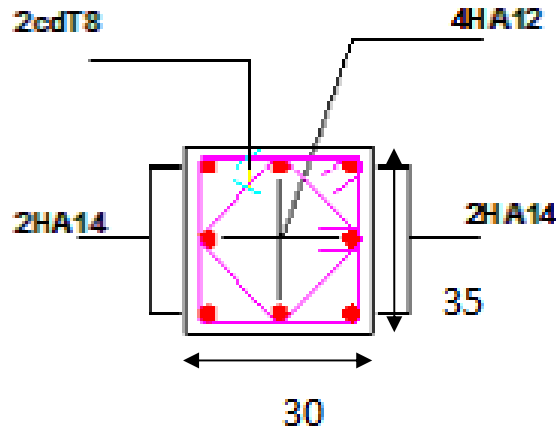


Figure V-5 : section de ferrailage du poteau (30x35)

V-3-7- Vérification du ferrailage à l'ELU :

a) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Pour les fissurations non préjudiciables $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.6 f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$

On prend l'effort tranchant max

$$\tau_u = \frac{17.96 \times 10^3}{350 \times 450} = 0.11 ; \tau_u = 0.11 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \quad \text{donc la contrainte est vérifiée.}$$

b) **Calcul des armatures transversales** : Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux.

-Diamètre des armatures transversales : D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \quad \text{soit } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

Nous adoptons des cadres de section : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$.

Avec : $\varnothing_l$: Le plus grand diamètre des armatures longitudinales

-Espacement des armatures transversales : Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En zone nodale : } S_t \leq \min (10 \varnothing_l^{\min} ; 15 \text{ cm}) = (10 \times 1.2 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.} \\ \text{En zone courante : } S_t \leq \min 15 \varnothing_l^{\min} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 14 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Poteaux de (45x50) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm ; } A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \\ \text{En zone courante : } S_t = 14 \text{ cm ; } A_t^{\min} = 0.003 \times 45 \times 14 = 1.89 \end{array} \right.$$

Poteaux de (35x40) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm ; } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \\ \text{En zone courante : } S_t = 14 \text{ cm ; } A_t^{\min} = 0.003 \times 40 \times 14 = 1.68 \end{array} \right.$$

Poteaux de (30x35) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm ; } A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \\ \text{En zone courante : } S_t = 14 \text{ cm ; } A_t^{\min} = 0.003 \times 35 \times 14 = 1.47 \end{array} \right.$$

Conclusion : Les armatures transversales de tous les poteaux seront composées de 2 cadres $\Phi_t T8$

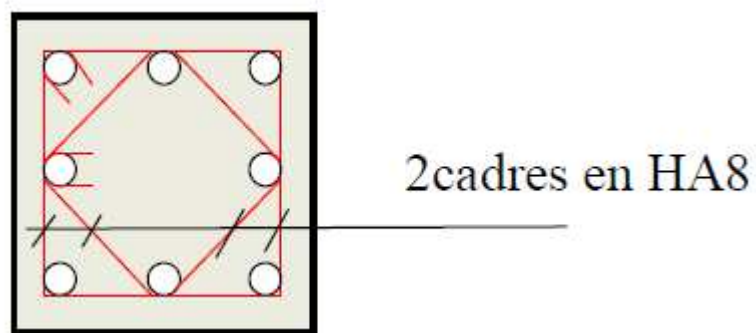


Figure V-6 : section d'armatures transversales

c) **Longueurs de recouvrement :** $L = 40 \varnothing_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$.

d) **Vérification de la quantité d'armatures :** La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

Si: $\lambda_g \geq 5$ $A_{tmin} = 0,3\% S_t \times b_1$

Si: $\lambda_g \geq 3$ $A_{tmin} = 0,8\% S_t \times b_1$

Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédent

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau} \\ l_f : \text{longueur de flambement du poteau} \\ b_1 : \text{Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.} \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{b_1 h_1}} = \sqrt{\frac{h_1^2}{12}} \Rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12} l_f}{h_1} = 0.7 h.$$

$$\text{Poteau de } (45 \times 50) \text{ cm}^2 : \left\{ \begin{array}{l} \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0.7 \times 408 = 19.78 \\ \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0.7 \times 357 = 17.31 \\ \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0.7 \times 306 = 14.84 \end{array} \right.$$

$$\text{Poteau de } (35 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18.55$$

$$\text{Poteau de } (30 \times 35) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21.2$$

Conclusion : $\lambda_g > 5 \Rightarrow A_t^{min} = 0.3\% s_t b$

- **Délimitation de la zone nodale :**

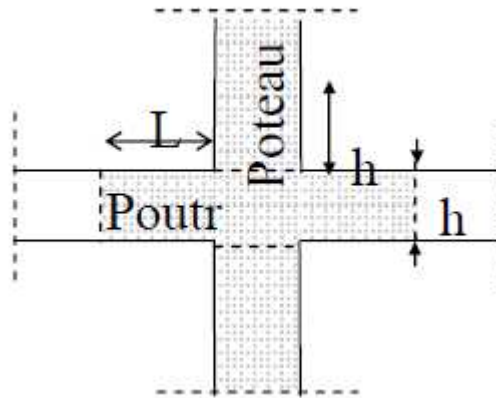


Figure V-7 : Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

$$h' = \max \{ 59.44, 50, 60 \} = 60 \text{ cm.}$$

V-3-8- Vérification du ferrailage à l'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

- L'état limite d'ouverture des fissures : Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.
- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS.

$$\text{Si : } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

a) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15(A_s + A_{s'})$
- On détermine la position de centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A_{s'}(0.5h - c') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A_{s'})}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G^2)^2]$$

D'où les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_x - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_x - X_G)(\frac{h}{2} + X_G)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure .}$$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

On vérifie que : $\text{Max}(\sigma_{sup} ; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Si : $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

b) Vérification d'une section partiellement comprimée : Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + I_c$

Avec : y_1 : la distance entre l'axe neutre a l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : la distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression C_P .

l_c : la distance entre le centre de pression C_P et la fibre la plus comprimée

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0.$$

$$\text{Avec : } I_c = \frac{h}{2} - e_s \text{ et } e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \cdot n \cdot \bar{A}_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \times n \times \bar{A}_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} + 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - d) ; u = \sqrt[3]{t} ; y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

Si $\Delta \leq 0$: l'équation admet trois racines.

$$y_1^1 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3}\right); y_2^2 = a \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); y_2^3 = a \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{Avec: } a = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + 1 < h$

Donc : $y_1 = y_2 + I_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 x N_2}{I} y_1 \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Le tableau qui suit résume tous les résultats de calcul :

Tableau V-11 : Vérification des armatures longitudinales L'ELS

Niv	Section (cm2)	Sens	cas	N (KN)	M (KN.m)	Amin (cm2)	Aadopté (cm2)	nature	σ_{bc} (MPa)	σ_{bt} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	Obs
RDC Ser,1 et 2	45x50	XX	1	1085.7	0.788	18	20.59	SEC	4	3.7	15	CV
			2	13.18	1.334			SEC	0.1	0.0		
			3	610.91	18.576			SEC	2.9	1.5		
		YY	1	1085.7	0.43	18	20.59	SEC	4.1	3.7	15	CV
			2	13.18	1.481			SEC	0.1	0.0		
			3	646.93	39.544			SEC	3.8	0.9		
3,4,5	35x40	XX	1	608.25	2.374	11.2	14.19	SEC	3.8	3.1	15	CV
			2	109.44	0.079			SEC	0.7	0.6		
			3	324.5	19.207			SEC	3.2	0.5		
		YY	1	608.25	3.978	11.2	14.19	SEC	3.9	3	15	CV
			2	109.44	5.526			SEC	1	0.2		
			3	365.47	32.354			SEC	4.3	0.0		
6,7,8	30x35	XX	1	299.98	3.323	8.4	10.67	SEC	2.5	1.7	15	CV
			2	16.36	0.031			SEC	0.1	0.1		
			3	78.75	17.551			SEC	2.3	0.0		
		YY	1	299.98	6.026	8.4	10.67	SEC	2.8	1.5	15	CV
			2	16.36	5.667			SEC	0.7	0.0		
			3	94.47	32.659			SEC	4	0.0		

V-4- LES VOILES

V-4-1- Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour que la structure résiste à ces sollicitations et reste fonctionnelle, on prévoit trois types d'armatures

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend deux (2) types de voiles.

- Voiles longitudinaux

- Voiles transversaux

Seulement il est souhaitable d'adopter le même ferraillage pour un certains nombres de niveaux. Et cela selon l'épaisseur :

- Zone I : 20 cm ;
- Zone II : 18 cm ;
- Zone III : 16 cm.

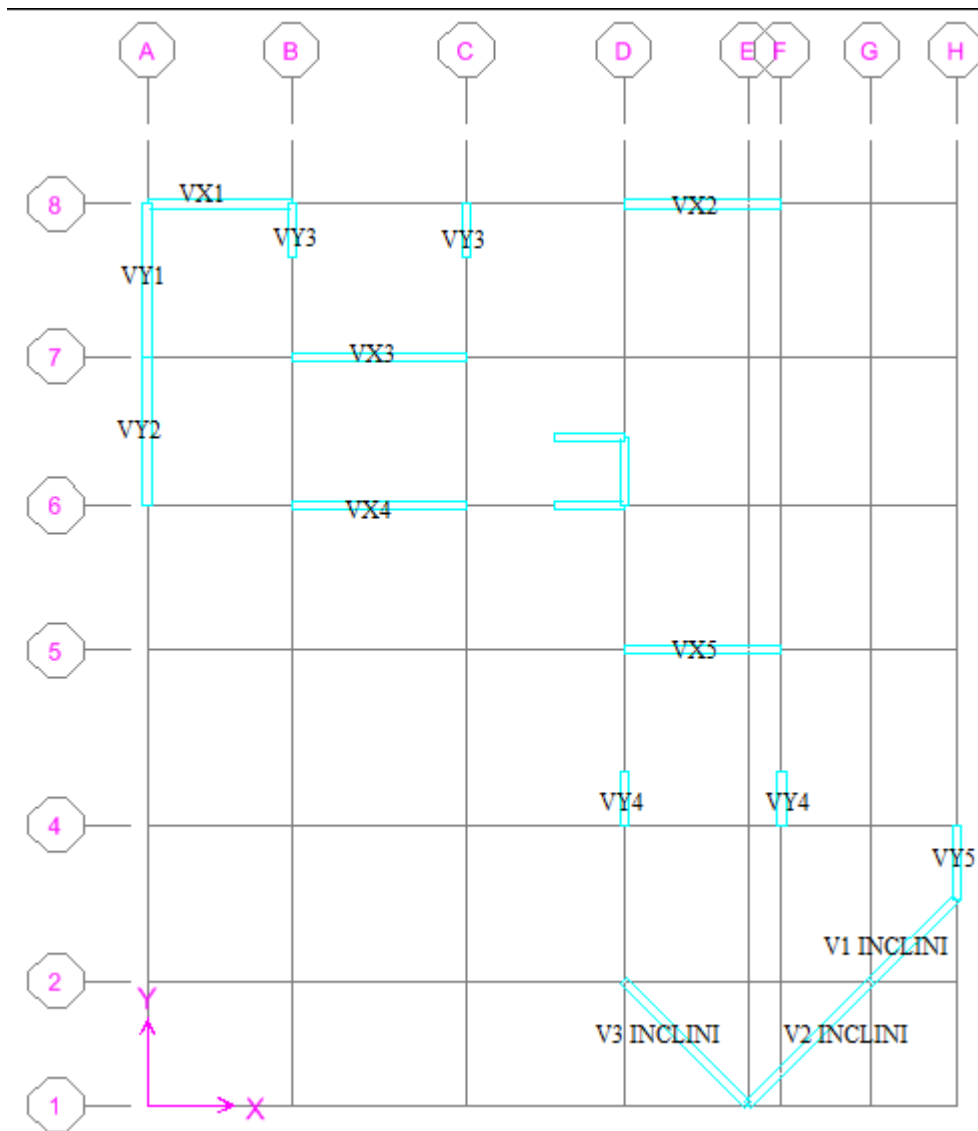


Figure V-8 : Vue en plan de la disposition des voiles

V-4-2- Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91:
$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \text{ à l'ELU} \\ G + Q \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

Selon le RPA version 2003 :
$$\begin{cases} 0.8G + E_x \\ 0.8G + E_y \\ G+Q + E_x \\ G+Q + E_y \end{cases}$$

V-4-3- Ferraillage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de la RDM, qui se fait pour une bande de largeur (d).

V-4-4- 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \end{array} \right.$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier : $V=V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$D \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \quad \textbf{(art.7.7.4. RPA2003)}$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

L_c : la longueur de la zone comprimée ;

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} . L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

- Section entièrement comprimée :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} . d . e . \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} . d . e . \end{array} \right.$$

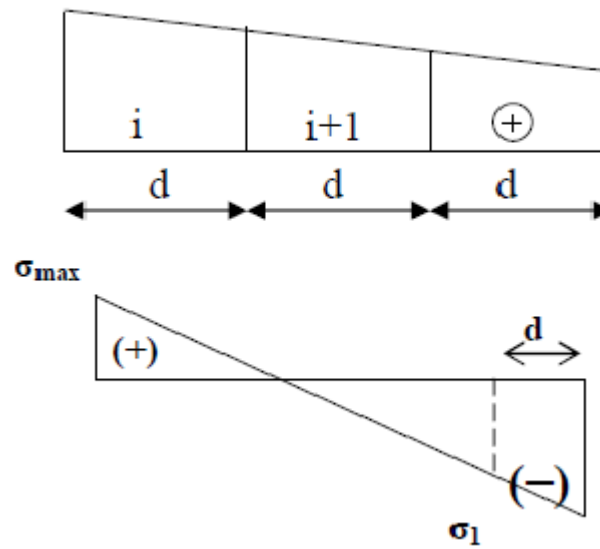


Figure V-8 : Diagramme d'une section entièrement comprimé

Avec :

e : épaisseur du voile

- Section partiellement comprimée:

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \end{cases}$$

- Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

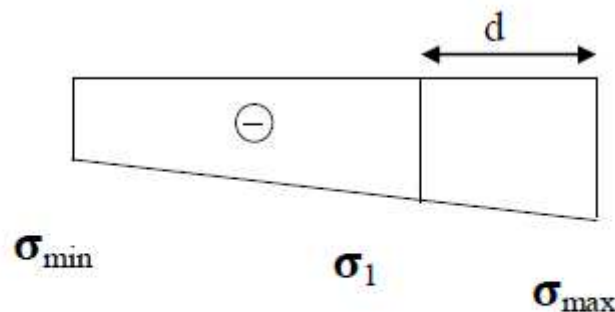


Figure V.12 : diagramme des contraintes

a) Armatures verticales :

- Section entièrement comprimée : $A_v = \frac{N_i + B f_{c28}}{\sigma_2}$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa.

- Section partiellement comprimée : $A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 348 MPa

- Section entièrement tendue : $A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

b) Armatures minimales :

- **Compression simple (Art. A.8.1, 2 BAEL91) :**

$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 5 \%$ avec : B : section du béton comprimée.

- **Traction simple :**

$$A_{min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e} \quad (\text{B.A.E.L.91})$$

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

- **Exigences de RPA2003 (Art. A.7.7.4.3) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 0.15 %
- ✓ En zone courantes 0.10 %

c) Armatures horizontales : Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

$$\text{D'après le BEAL 91: } A_H = \frac{A_v}{4}$$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15 \% B$.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

d) Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003) :

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. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

e) Armatures de coutures (Art 7.7.4.3 RPA 2003) :

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}; \quad V = 1.4 T$$

Avec :

T: Effort tranchant calculé 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.

f) Potelet : Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $A_u = 4HA10$.

g) Espacement : D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S \leq 1.5e \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

h) Longueur de recouvrement : Elles doivent être égales à :

· 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

· 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

i) Diamètre maximal : Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

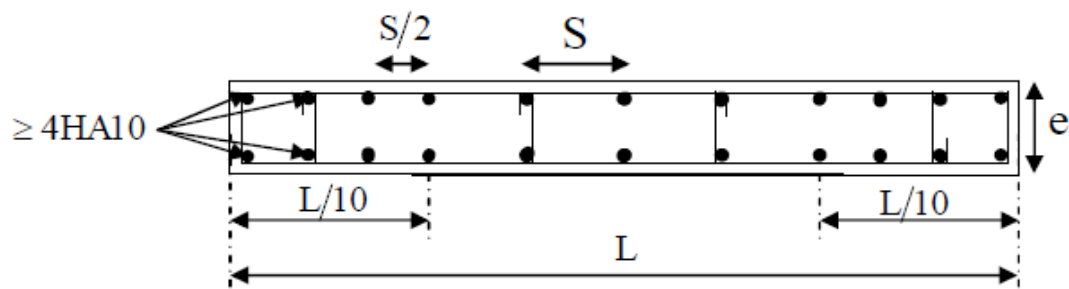


Figure V-9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V-4-5- Vérification :

a) Vérification à l'ELS :

Pour cet état, on considère :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{N}{B+15.A} \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa.} \end{cases}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B: Section du béton.

A: Section d'armatures adoptée.

b) Vérification d la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2. f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 x d} ; \text{ et : } V = 1.4 . V_u \text{ calcul}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_0 : \text{Epaisseur du linteau ou du voile} \\ d : \text{Hauteur utile (d = 0.9 h)} \\ h : \text{Hauteur totale de la section brute} \end{array} \right.$$

- **D'après le BAEL 91: Il faut vérifier que :**

$$\begin{cases} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \end{cases} \quad \text{Avec :}$$

$\bar{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} ; \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

Exemple de calcul :

- a) Caractéristiques géométriques :** Soit à calculer le ferraillage du voile

$$L = 3.6\text{m.}$$

$$e = 0,2\text{m.}$$

$$I = bh^3/12 = 0.77\text{m}^4$$

$$V = V' = L/2 = 1.8\text{m} \quad \text{et} \quad B = 0.72\text{m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = 2569.32 \text{ KN /m}^2 \\ \sigma_{min} = - 3302.25 \text{ KN /m}^2 \end{cases}$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

- b) Largeur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$$L_c = \frac{2569.32}{2569.32 + 3302.25} \times 3.6 = 1.58\text{m.}$$

$$\text{Et } L_t = L - L_c ; \text{ D'où : } L_t = 2.02 \text{ m}$$

- c) Calcul de la longueur (d) :** Le découpage du diagramme en trois bandes de longueur (d)

$$\text{Avec } d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 1.53\text{m}$$

$$\text{On prend : } d = 1.012 \text{ m}$$

d) Détermination de N :

$$\sigma_1 = (\sigma_{\min}) \frac{d}{l_t} = -4149.18 \frac{1.012}{2.02} = -1651.125 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 501.45 \text{ KN.} \\ N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 167.151 \text{ KN.} \end{cases}$$

e) Calcul des armatures verticales :

1er tronçon :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{710.98 \times 10}{348} = 12.54 \text{ cm}^2$$

2ième tronçon :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} + \frac{236.994 \times 10}{348} = 4.18 \text{ cm}^2.$$

f) Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{T \times 1.4}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'armature tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction, dus aux moments de renversements.

g) Armatures minimales : (B.A.E.L 91).

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B}{f_e} f_{t28} ; 0,0015 \cdot B \right) = \max \left(\frac{7200 \times 2.1}{400} ; 0,0015 \times 7200 \right) = \max(37.8; 10.8)$$

$$A_{\min} \geq 10.63 \text{ cm}^2$$

V-4-6- Ferrailage adopté :

$$A_v = A_{v \max} / 2 + A_{vj} / 4 = 13.08 \text{ cm}^2.$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique. Soit : 9HA14 = 13.84 cm²/ nappe.

a) Armatures horizontales :

Selon le RPA : $A_H = 0,15\% \cdot B = 0,0015 \times 20 \times 72 = 6,07 \text{ cm}^2$

Selon le BAEL : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{13,84 \times 2}{4} = 3,46 \text{ cm}^2$

On prend : 6HA10/ ml /nappe ; soit $A_H = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml /nappe}$

b) Armatures transversales : (art-7-7-4-3, RPA 99)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

D'où on adopte : 4 épingles de HA8 par mètre carré.

c) Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

V-4-7- Vérifications :

V-4-7-1- Vérification à l'ELS : Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s: \text{Effort normal appliqué} \\ B : \text{Section du béton} \\ A : \text{Section d'armatures adoptée} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{4129,84 \times 10^3}{700000 + 15 \times 12,54 \times 10^2} = 5,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,45 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

a) Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton:

- Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99) : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} ; \text{ Avec : } V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 120.1 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2660} = 0.122 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.112 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

- Selon le B.A.E.L 91 : Il faut vérifier que :
$$\begin{cases} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \end{cases}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{120.1 \times 1000}{200 \times 0.9 \times 2660} = 0.087 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

Tableau V-12 : Ferrailage du voile longitudinale VX1 ;

Zones			Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.3	3.3
	e (m)		0.2	0.18
	B (m)		0.66	0.594
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		1776.37	1375.1
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-2930.99	-2328.86
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		350.56	73.31
	L _t (m)		2.05	2.07
	L _c (m)		1.25	1.23
	d (m)		1.027	1.037
	σ_1 [KN/m ²]		1465.495	1164.430
	N (kN)	N ₁	451.68	326.17
		N ₂	150.558	108.722
	A _v (cm ²)	A _{v1}	11.29	8.15
		A _{v2}	3.76	2.72
	A _{vj} (cm ²)		13.50	2.82
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	14.67	8.86
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3.76	3.42
	A _{min} (cm ²)		10.79	9.80
	A _v adopté (cm ²)		15.38	12.3
Ferrailage des voiles	Choix des barres		2*10HA14	2*8HA14
	A _H /nappe (cm ²)		3.85	3.08
	Choix des barres/nappe		6HA10	6A10
	A _h Adoptée (cm ²)		(A=4.71cm ²)	(A=4.71cm ²)
	Armature transversal		4 Epingle	HA8/m2
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.590	0.137
		τ_b (MPa)	0.826	0.192
	ELS	N _s (kN)	691.53	553.91
		σ_b (b(MPa)	0.99	0.88

Tableau V-13 : Ferrailages des voiles longitudinales VX2, VX5 ;

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.6	3.6	3.6
	e (m)	0.2	0.18	0.16
	B (m)	0.72	0.648	0.576
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	2569.32	2125.36	2102.54
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-3302.25	-3258.35	-3154.32
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	56.32	83.94	18.52
	L _t (m)	2.02	2.18	2.16
	L _c (m)	1.58	1.42	1.44
	d (m)	1.012	1.089	1.080
	σ_1 [KN/m ²]	1651.125	1629.175	1577.160
	N (kN)	N ₁	501.45	479.20
		N ₂	167.151	159.735
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12.54	11.98
		A _{v2}	4.18	3.41
	A _{vj} (cm ²)		2.17	3.23
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	13.08	12.79
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	4.18	4.80
	A _{min} (cm ²)		10.63	10.29
Ferrailages des voiles	A _v adopté (cm ²)		13.84	13.84
	Choix des barres		2*9HA14	2*9HA14
	A _H /nappe (cm ²)		3.46	3.46
	Coix des barres/nappes		6HA10	6HA10
	A _h Adoptée		A=4.71cm ²	A=4.71cm ²
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.087	0.144
		τ_b (MPa)	0.122	0.202
	ELS	N _s (kN)	4129.84	3570.34
		σ_b (MPa)	5.45	5.23

Tableau V-14 : Ferrailage des voiles longitudinales VX3, VX4 ;

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4	4
	e (m)	0.2	0.18	0.16
	B (m)	0.8	0.72	0.64
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	3685.65	3526.05	3325.65
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-3548.36	-3465.21	-3568.25
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	27.94	34.95	54.83
	L _t (m)	1.96	1.98	2.07
	L _c (m)	2.04	2.02	1.93
	d (m)	0.981	0.991	1.035
	σ_1 [KN/m ²]	1774.180	1732.605	1784.125
	N (kN)	N ₁	522.15	463.73
		N ₂	174.051	154.577
	A _v (cm ²)	A _{v1}	13.05	11.59
		A _{v2}	4.35	3.86
	A _{vj} (cm ²)		1.08	1.35
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	13.32	11.93
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	4.35	4.20
	A _{min} (cm ²)		10.30	9.37
	A _v adopté (cm ²)		14.06	12.3
Ferrailage des voiles	Choix des barres par		2*7HA16	2*8HA14
	A _H /nappe (cm ²)		3.52	3.08
	Choix des barres par nappes		5HA10	5HA10
	A _h Adoptée		A=3.92cm ²	A=3.92cm ²
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.039	0.054
		τ_b (MPa)	0.054	0.076
	ELS	N _s (kN)	1977.59	1424.47
		σ_b (MPa)	2.36	1.89

Tableau V-15 : Ferrailage du voile transversale VY1;

Zones			Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.5	3.5
	e (m)		0.2	0.18
	B (m)		0.7	0.63
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		1256.06	691.36
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-2365.36	-1856.25
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		27.94	34.95
	L _t (m)		2.29	2.55
	L _c (m)		1.21	0.95
	d (m)		1.143	1.275
	σ_1 [KN/m ²]		1182.680	928.125
	N (kN)	N ₁	405.55	319.53
		N ₂	135.183	106.510
	A _v (cm ²)	A _{v1}	10.14	7.99
		A _{v2}	3.38	2.66
	A _{vj} (cm ²)		1.08	1.35
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	10.41	8.32
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3.38	3.00
	A _{min} (cm ²)		12.00	12.05
	A _v adopté (cm ²)		12.3	9.04
Ferrailage des voiles	Choix des barres		2*8HA14	2*8HA12
	A _H /nappe (cm ²)		3.08	2.26
	Choix des barres/nappes		5HA10	5HA10
	A _h Adoptée		(A=3.92cm ²)	(A=3.92cm ²)
	Armatures transversales		4Epingles HA8/m ²	
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.044	0.062
		τ_b (MPa)	0.062	0.086
	ELS	N _s (kN)	1977.59	1424.47
		σ_b (MPa)	2.69	2.17

Tableau V-16 : Ferrailage du voile transversale VY2 ;

Zones			Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.4	3.4
	e (m)		0.2	0.18
	B (m)		0.68	0.612
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		2014.99	1048.93
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-2548.32	-2143.65
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		27.94	34.95
	L _t (m)		1.90	2.28
	L _c (m)		1.50	1.12
	d (m)		0.949	1.141
	σ_1 [KN/m ²]		1274.160	1071.825
	N (kN)	N ₁	362.88	330.33
		N ₂	120.961	110.110
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9.07	8.26
		A _{v2}	3.02	2.75
	A _{vj} (cm ²)		1.08	1.35
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	9.34	8.59
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3.02	3.09
	A _{min} (cm ²)		9.97	10.79
	A _v adopté (cm ²)		12.3	9.04
Ferrailage des voiles	Choix des barres		2*8HA14	2*8HA12
	A _H /nappe (cm ²)		3.08	2.26
	Choix des barres/nappe		5HA10	5HA10
	A _h Adoptée		(A=3.39cm ²)	(A=3.39)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.046	0.063
		τ_b (MPa)	0.064	0.089
	ELS	N _s (kN)	1977.59	1424.47
		σ_b (MPa)	2.76	2.23

Tableau V-17 : Ferrailage des voiles transversales VY3, VY4 ;

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.2	1.2	1.2
	e (m)	0.2	0.18	0.16
	B (m)	0.24	0.216	0.192
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	1500.87	2047.14	2985.86
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-4317.36	-4170.04	-4521.32
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	27.94	34.95	54.83
	L _t (m)	0.89	0.80	0.72
	L _c (m)	0.31	0.40	0.48
	d (m)	0.445	0.402	0.361
	σ_1 [KN/m ²]	2158.680	2085.020	2260.660
	N (kN)	N ₁	288.33	226.55
		N ₂	96.110	75.518
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7.21	5.66
		A _{v2}	2.40	1.89
	A _{vj} (cm ²)		1.08	1.35
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	7.48	6.00
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	2.40	2.22
	A _{min} (cm ²)		4.67	3.80
	A _v adopté (cm ²)		9.23	6.78
Ferrailages des voiles	Choix des barres	2*6HA14	2*6HA12	2*6HA12
	A _H /nappe (cm ²)	2.31	1.70	1.70
	A _h Adoptée	A=2.35cm ²	A=2.35cm ²	A=2.35cm ²
	Choix des barres/nappes	3HA10	3HA10	3HA10
	Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²		
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.129	0.180
		τ_b (MPa)	0.181	0.252
	ELS	N _s (kN)	1977.59	1424.47
		σ_b (MPa)	7.30	5.94

Tableau V-18 : Ferrailage du voile transversale VY5 ;

Zones			Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.71	1.71
	e (m)		0.2	0.18
	B (m)		0.342	0.3078
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		2569.55	2258.25
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-2589.21	-2587.54
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		27.94	34.95
	L _t (m)		0.86	0.91
	L _c (m)		0.85	0.80
	d (m)		0.429	0.457
	σ_1 [KN/m ²]		1294.605	1293.770
	N (kN)	N ₁	166.67	159.48
		N ₂	55.555	53.160
	A _v (cm ²)	A _{v1}	4.17	3.99
		A _{v2}	1.39	1.33
	A _{vj} (cm ²)		1.08	1.35
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	4.44	4.32
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	1.39	1.67
	A _{min} (cm ²)		4.51	4.31
	A _v adopté (cm ²)		5.65	5.65
Ferrailage des voiles	Choix des barres		2*5HA12	2*5HA12
	A _H /nappe (cm ²)		1.41	1.41
	Choix des barres/nappes		5HA10	5HA10
	A _h Adoptée		(A=3.92cm ²)	(A=3.92cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.091	0.126
		τ_b (MPa)	0.127	0.177
	ELS	N _s (kN)	1977.59	1424.47
		σ_b (MPa)	5.38	4.32

Tableau V-19 : Ferrailage du voile INCLINI ;

Zones			Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques	L (m)		2.69	2.69
	e (m)		0.2	0.18
	B (m)		0.538	0.4842
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		1254.96	985.54
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-1259.32	-1002.35
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		27.94	34.95
	L _t (m)		1.35	1.36
	L _c (m)		1.34	1.33
	d (m)		0.674	0.678
	σ_1 [KN/m ²]		629.660	501.175
	N (kN)	N ₁	127.25	91.77
		N ₂	42.418	30.590
	A _v (cm ²)	A _{v1}	3.18	2.29
		A _{v2}	1.06	0.76
	A _{vj} (cm ²)		1.08	1.35
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	3.45	2.63
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	1.06	1.10
	A _{min} (cm ²)		7.07	6.41
	A _v adopté (cm ²)		5.65	5.65
Ferrailage des voiles	Choix des barres		2*5HA12	2*5HA12
	A _H /nappe (cm ²)		1.41	1.41
	Choix des barres/nappe		5HA10	5HA10
	A _h Adoptée		(A=3.92cm ²)	(A=3.92cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.058	0.080
		τ_b (MPa)	0.081	0.112
	ELS	N _s (kN)	1977.59	1424.47
		σ_b (MPa)	3.51	2.81

Tableau V-20 : Ferrailage du voile 2 ,3 INCLINI.

Zones			Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques	L (m)		4.01	4.01
	e (m)		0.2	0.18
	B (m)		0.802	0.7218
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		1298.89	514.52
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-1645.14	-1045.96
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		27.94	34.95
	L _t (m)		2.24	2.69
	L _c (m)		1.77	1.32
	d (m)		1.120	1.344
	σ_1 [KN/m ²]		822.570	522.980
	N (kN)	N ₁	276.48	189.77
		N ₂	92.161	63.256
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6.91	4.74
		A _{v2}	2.30	1.58
	A _{vj} (cm ²)		1.08	1.35
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	7.18	5.08
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	2.30	1.92
	A _{min} (cm ²)		11.76	12.70
	A _v adopté (cm ²)		9.04	7.97
Ferrailage des voiles	Choix des barres		2*8HA12	2*7HA12
	A _H /nappe (cm ²)		2.26	1.99
	Choix des barres/nappe		5HA10	5HA10
	A _h Adoptée		(A=3.92cm ²)	(A=3.92cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	0.039	0.054
		τ_b (MPa)	0.054	0.075
	ELS	N _s (kN)	1977.59	1424.47
		σ_b (MPa)	2.38	1.91

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VII- ETUDE DES FONDATION

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VII-1- Choix du type de fondations

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol,
- La profondeur des bonnes couches du sol,
- Le tassement du sol,
- Le mode de construction de la structure.
- Le site.

En tenant compte des critères cités ci-dessus, Le choix se fera en premier lieu pour des semelles filantes, mais lorsque la surface occupée par celle-ci est supérieure à 50% de la surface totale de la structure ($S > 50\% S_{semelle}$), le choix se portera sur un radier général.

a- Semelle isole

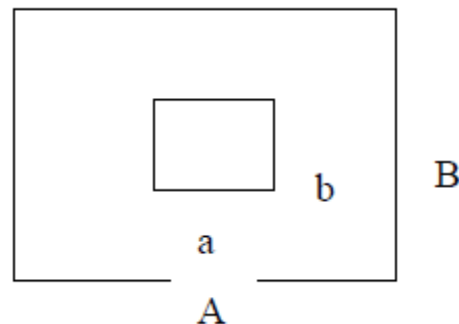
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «Nser » qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



Exemple de calcul

$$N_{ser} = -1085.7 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 5.42 \text{ m}$$

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**b-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. ($\sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$)

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Sens longitudinal

Tableau VII-1 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux :

Voile	$N_s \text{ (KN)}$	$L \text{ (m)}$	$B \text{ (m)}$	$S \text{ (m}^2\text{)} = B \times L$
V_{L1}	3003.53	3.06	3.87	11.84
V_{L2}	2631.03	4	3.62	14.48
V_{L3}	1684.9	3.3	8.42	27.8

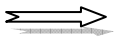
$$\sum S_i = 70.08 \text{ m}^2$$

b-2) Semelles filantes sous poteaux**• Etapes de calcul**

- Détermination de la réaction du sol: $R = \sum N_i$
- Détermination de coordonnée de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

Détermination de la distribution par (ml) de la semelle

$e \leq \frac{l}{6}$  Répartition trapézoïdale des charges.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- 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.

c- Application

Tableau VII-2 : Détermination de la résultante des charges

Poteaux	$N_s = G + Q$ (KN)	e_i (m)	$N \cdot e_i$ (KN.m)	M_i (KN.m)
1	526.95	-8.85	-4663.5075	0.818
2	960.51	-5.27	-5061.8877	1.678
3	990.51	-1.87	-1852.2537	1.096
4	996.66	1.25	1245.825	2.223
5	1085.7	5.25	5699.925	0.788
6	233.76	8.85	2068.77	2.027
SOMME	4324.09	/	-2563.12	8.63

$L = 19.51 \text{ m}$ (le débord de 0.5m de chaque coté compris).

c-1) Détermination de la charge totale transmise par les poteaux

$$\sum N_s = 4324.09 \text{ KN}$$

c-2) Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle

$$e = \frac{\sum (N_s \cdot e_i) + \sum M_i}{\sum N_s} \quad \Rightarrow \quad e = -0.59 \text{ m.}$$

c-3) Distribution de la réaction sur la semelle par mètre linéaire

$$e = -0.59 < \frac{L}{6} = \frac{19.51}{6} = 3.25 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{4324.09}{19.51} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.59}{19.51}\right) = 261.84 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\min} = \frac{4324.09}{19.51} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.59}{19.51}\right) = 181.41 \text{ KN / ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{4324.09}{19.51} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.59}{19.51}\right) = 241.74 \text{ KN / ml}$$

c-4) Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{241.74}{200} = 1.20 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad B = 1.20 \text{ m}$$

$$S = B \times L = 1.20 \times 19.59 = 23.50 \text{ m}^2$$

Ainsi, on aura une surface totale des semelles filante de:

$$S_T = n \times S_s + S_v$$

Avec:

n : nombre de portiques dans le sens transversal.

$$S_T = 6 \times 23.5 + 82.746 = 343.314 \text{ m}^2$$

Remarque

$$S_{bat} = 276.04 \text{ m}^2.$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = \frac{343.31}{276.04} = 1.24$$

$\Rightarrow$ La surface totale des semelles représente 124 % 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.
- Une meilleure répartition de la charge sur le sol,

VII-2- 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.

a) Pré-dimensionnement du radier

a-1- Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit être au minimum égale à 25cm ($h_{\min} \geq 25\text{cm}$)

a-2- Selon la condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0.5\text{m} \leq h \leq 0.8\text{m}. \quad \text{Avec } L_{\max} = 4\text{m}$$

On prend $h=70\text{cm}$

- **Dalles** : la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 30 \text{ cm}$$

• Les nervures

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_t = 70 \text{ cm}$$

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n = 0.4 \times 70 \leq b_n \leq 0.7 \times 70 \Rightarrow 28 \leq b_n \leq 49$$

On opte pour $b_n = 45 \text{ cm}$.

b) Condition de 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 :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

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 ;

E : Module de déformation longitudinale : $E = 10818.86563 \text{ MPa}$

$L_{\max}$: Portée maximale ($L_{\max} = 4 \text{ m}$).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86563}} = 0.77 \text{ m}$$

On opte pour $h_t = 100 \text{ cm}$: c'est la hauteur totale du radier.

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$\begin{cases} h_n = 70 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{Nervure} \\ h_d = 30 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{Dalle} \\ b_n = 45 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{Largeur de la nervure} \\ h_{\text{total}} = 100 \text{ cm} & \dots\dots\dots \text{Hauteur total} \end{cases}$$

b-1- Détermination des efforts : on prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm} ; \quad \text{Soit : } L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}.$$

Donc la surface totale du radier est :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 276.04 + 0.5 (20.62 + 18.5) \times 2 = 315.16 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 315.16 \text{ m}^2.$$

b-2- Calcul des charges nécessaires au radier

• **Combinaison d'actions**

$$ELU : N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 44697.23 + 1.5 \times 8011.78 = 72358.9 \text{ KN}$$

$$ELS : N_s = G + Q = 44697.23 + 8011.78 = 52709.01 \text{ KN}$$

b-3- Calcul de la surface nécessaire du radier :

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

A l'ELU: $S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{72358.9}{1.33 \times 200} = 272.025 m^2$

A l'ELS: $S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{52709.01}{200} = 263.54 m^2$

D'où : $S = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 272.025 m^2$

$S_{rad} = 315.16 m^2 > S = 272.025 m^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

VIII.2.4 Détermination des efforts à la base du radier :

a- poids du radier :

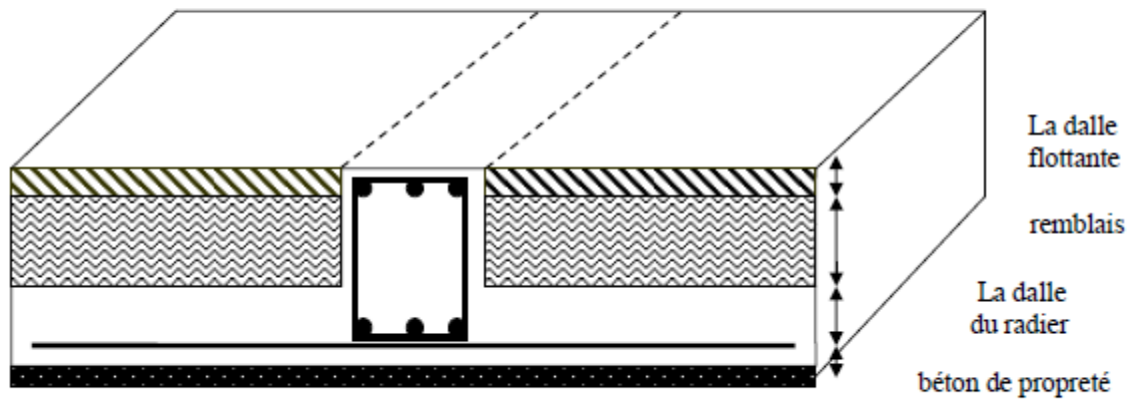


Figure VIII-1 : La coupe verticale d'un radier générale

b-4- Charge permanente

P_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

$P_{dalle} = (315.16 \times 0.3) \times 25 = 2363.7 \text{ KN}$

Poids du remblais en T.V.O = $(0.7 \times 195.45) \times 17 = 2325.85 \text{ KN}$

Poids de la dalle flottante = $(195.45 \times 0.1) \times 25 = 488.62 \text{ KN}$

Poids de la superstructure = 52709.011 KN.

$G_{tot} = 57887.18 \text{ KN}$

b-5- Surcharge d'exploitation

Surcharge de la superstructure = 8011.78 KN.

Surcharge du radier = $5 \times 279.04 = 1395.2 \text{ KN}$.

$Q_{tot} = 9406.98 \text{ KN}$.

b-6- Combinaison d'actions

$ELU : N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 92258.163 \text{ KN}$

$$ELS: N_s = G + Q = 67297.16 \text{ KN}$$

VII-3- Vérifications

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{92258.163 \times 1}{315.16} \times \frac{4}{2} = 585.46 \text{ KN}$$

Avec :

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

$$\tau_u = \frac{585.46 \times 10^{-3}}{0.27 \times 1} = 1.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la stabilité du radier

b-1) Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10.53 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 12.62 \text{ m}.$$

d-2) Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = 7082.1847 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = 2106.3085 \text{ m}^4.$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous ce dernier 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. $M = M_0 + T_0 h$

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 :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

On doit vérifier que :

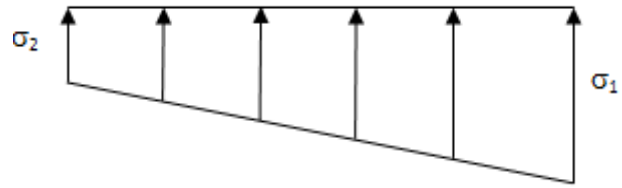


Figure X.3 : Diagramme des contraintes

E L U : $\sigma_m \leq 2\sigma_{sol}$

E L S : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2, \quad 2\sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2$$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$

V : distance entre le CDG du radier, et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

b-3) Calcul des moments

$$M_x = 1612.078 + (2208.993 \times 0.7) = 3158.37 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 145.144 + (33150.38 \times 0.7) = 23350.41 \text{ KN.m}$$

• Sens (xx):

A l'ELU : $M_x = 3158.37 \text{ KN.m}, \quad N_u = 92258.163 \text{ KN}.$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{92258.163}{315.16} + \frac{3158.37}{2106.308} \times 10.53 = 308.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{92258.163}{315.16} - \frac{3158.37}{2106.308} \times 10.53 = 276.94 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 308.52) + 276.94}{4} = 300.62 \text{ KN/m}^2 ; \quad 2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 300.62 \text{ KN/m}^2 < 2\sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS : $M_x = 3158.37 \text{ KN.m}, \quad N_s = 67297.16 \text{ KN}.$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{67297.16}{315.16} + \frac{3158.37}{2106.308} \times 10.53 = 229.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{67297.16}{315.16} - \frac{3158.37}{2106.308} \times 10.53 = 197.74 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 229.32) + 197.74}{4} = 221.42 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 221.42 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Sens (yy) :

A l'ELU : $M_y = 23350.41 \text{ KN.m}$, $N_u = 92258.163 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{92258.163}{315.16} + \frac{23350.41}{7082.184} \times 12.62 = 334.49 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{92258.163}{315.16} - \frac{23350.41}{7082.184} \times 12.62 = 251.12 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 334.49) + 251.12}{4} = 313.64 \text{ KN/m}^2 ; 2 \cdot \sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 313.64 \text{ KN/m}^2 < 2 \cdot \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS : $M_y = 23350.41 \text{ KN.m}$, $N_s = 67297.16 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{67297.16}{315.16} + \frac{23350.41}{7082.184} \times 12.62 = 255.14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{67297.16}{315.16} - \frac{23350.41}{7082.184} \times 12.62 = 171.92 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 255.14) + 171.92}{4} = 234.33 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 234.33 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VII-3 : vérification des contraintes

	<u>ELU</u>			<u>ELS</u>			<u>OBS</u>
	σ_1 (KN/m^2)	σ_2 (KN/m^2)	σ_m (KN/m^2)	σ_1 (KN/m^2)	σ_2 (KN/m^2)	σ_m (KN/m^2)	
<u>X-X</u>	<u>308.52</u>	<u>276.94</u>	<u>300.62</u>	<u>229.32</u>	<u>197.74</u>	<u>221.42</u>	<u>vérifiée</u>
<u>Y-Y</u>	<u>334.49</u>	<u>251.12</u>	<u>313.64</u>	<u>255.14</u>	<u>171.92</u>	<u>234.33</u>	<u>vérifiée</u>

c) **Vérification au poinçonnement (Art A.5.2 4 BAEL91)** On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier,

N_u : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur totale du radier.

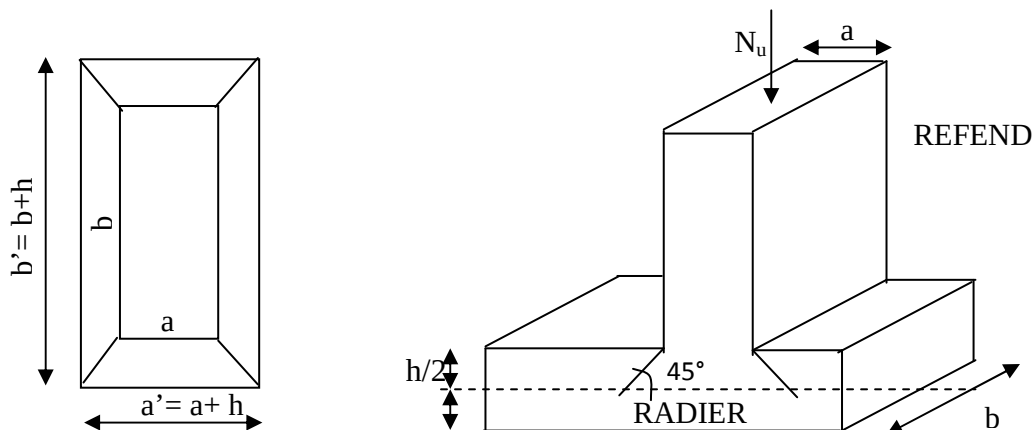


Figure VII-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

d) Vérification pour le poteau le plus sollicité :

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.45 + 0.50 + 2 \times 0.7) \times 2 = 4.7m$$

$$N_u = 593.436KN \leq \frac{0.07 \times 4.7 \times 1 \times 25 \times 1000}{1.5} = 5483.3KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification pour le voile le plus sollicité :

On considère une bande de 1ml du voile :

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 0.7) \times 2 = 5.2m$$

$$N_u = 41298.84KN \leq \frac{0.07 \times 5.2 \times 1 \times 25 \times 1000}{1.5} = 6066.67KN \Rightarrow \text{Condition}$$

vérifiée.

f) Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 10 \times 1 \times 315.16 = 4727.4KN$$

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 ($\gamma_w = 10 KN/m^3$),

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1 m$),

$$P = 52709.011KN > 4727.4KN \Rightarrow \text{Pas de risque de soulèvement de la structure}$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée .

VII-4- 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.

a) Ferrailage de la dalle

On distingue deux cas : selon $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

1^{er} cas :

Si $\alpha \leq 0.4 \Rightarrow$ 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 :

$0.4 \leq \alpha \leq 1$ $\Rightarrow$ 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.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons à la contrainte maximale $\sigma_m^{\max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

$$E.L.U : \quad q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 313.64 - \frac{5178.17}{315.16} = 297.20 \text{ KN / m}^2$$

$$E.L.S : \quad q_s = \sigma_M - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 234.33 - \frac{5178.17}{315.16} = 217.89 \text{ KN / m}^2$$

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 : $\begin{cases} l_x = 3.6 \text{ m} \\ l_y = 4 \text{ m} \end{cases}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.6}{4} = 0.9$$

$$0.4 \leq \rho = 0.9 \leq 1$$

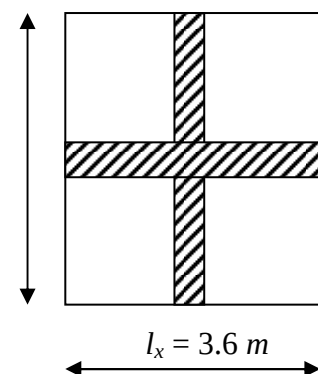
La dalle travaille en flexion dans les deux sens.

$$L_y = 4 \text{ m}$$

c) Calcul des sollicitations

On a : $\rho = 0.9$

$$A l'ELU : \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases} \quad A l'ELS : \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0529 \\ \mu_y = 0.846 \end{cases}$$



d) Moments fléchissant

Suivant (x-x) : $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Suivant (y-y) : $M_y = \mu_y \times M_x$

• Calcul à l'ELU

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0458 \times 297.2 \times (3.6)^2 = 176.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.778 \times 176.4 = 137.24 \text{ KN.m}$$

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.

e) Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 176.4 = 149.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 137.24 = 116.65 \text{ KN.m}$$

f) Moments aux appuis

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 176.4 = 88.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 137.24 = 68.62 \text{ KN.m}$$

VII-5- Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : b = 100 cm ; h = 30 cm.

a) Sections minimales

Sens de la petite portée (l_x), le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : b = 100 cm ; h = 30 cm.

b) 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 : $\omega_0 = 0.8\%$

$$A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) bh$$

$$A_x^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0.9}{2} = 6.12 \text{ cm}^2 \quad \text{Sens de la grande portée (l_y) :}$$

$$\omega_y = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{\min} \geq \omega_0 bh$$

$$A_y^{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

• Ferrailage aux appuis

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} \quad A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{88.2 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.085 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$A_x^a = \frac{88.2 \times 10^3}{0.955 \times 27 \times 348} = 9.82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_x^a = 7 \text{ HA14} = 10.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement de } 25 \text{ cm} < \min \{3 h ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{68.62 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.066 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$A_y^a = \frac{68.62 \times 10^3}{0.996 \times 27 \times 348} = 7.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_y^a = 7 \text{ HA12} = 7.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement de } 25 \text{ cm} < \min \{4 h ; 45 \text{ cm}\} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

• Ferrailage en travées :

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{149.94 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.144 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$A_x^t = \frac{160.46 \times 10^3}{0.922 \times 27 \times 348} = 18.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_x^t = 10\text{HA16} = 20.096 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 17 cm < min {3 h ; 33 cm} $\Rightarrow$ Vérifiée.

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{116.65 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.112 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$A_y^t = \frac{116.65 \times 10^3}{0.940 \times 27 \times 348} = 13.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_y^t = 9\text{HA14} = 13.84 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 20 cm < min {4 h ; 45 cm} $\Rightarrow$ Vérifiée

Tableau VII-4 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures de la dalle

Sens			M_u	μ_b	μ_l	OBS	β	A_{cal}	A_s	$A_{adoptée}$	S_t
X-X	ELU	Appuis	88.2	0.085	0.392	SSA	0.955	9.82	10.77	7HA14	25
		Travée	149.94	0.144		SSA	0.922	18.52	20.096	10HA16	17
Y-Y	ELU	Appuis	68.62	0.066		SSA	0.996	7.56	7.91	7HA12	25
		Travée	116.65	0.112		SSA	0.94	13.20	13.84	9HA14	20

VII-6- Vérification de la condition de non fragilité :

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{min}$

Tableau VII-5 : Vérification de la condition de non fragilité

Sens			$A_s (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	Observation
X-X	ELU	Appuis	10.77	6.12	Condition vérifiée
		Travée	20.096	6.12	Condition vérifiée
Y-Y	ELU	Appuis	7.91	2.4	Condition vérifiée
		Travée	13.84	2.4	Condition vérifiée

VII-7- Vérification à l'ELS**a) Evaluation des moments fléchissant M_x ; M_y :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0529 \times 217.89 \times (3.6)^2 = 147.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.846 \times 147.65 = 124.91 \text{ KN.m}$$

• Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 149.94 = 127.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 124.91 = 106.17 \text{ KN.m}$$

• Moments aux appuis :

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 147.65 = 73.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 73.82 = 36.91 \text{ KN.m}$$

VII-8- Vérification des contraintes dans le béton (sens-x):

Aux appuis : $A_s = 13.84 \text{ cm}^2$ $M_s = 73.82 \text{ KN.m}$

EN Travée : $A_t = 20.096 \text{ cm}^2$ $M_s = 127.44 \text{ KN.m}$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 13.84}{100 \times 27} = 0.512$$

$$\rho_1 = 0,512 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,892 \rightarrow K_1 = 31.30$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A} = \frac{73.82 \times 10^3}{0,892 \times 27 \times 13.84} = 221.46 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 6.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times 25 = 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = K. \sigma_s = \frac{1}{31.30} = 0.031 \times 221.46 = 6.86$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 20.096}{100 \times 27} = 0.776$$

$$\rho_1 = 0,776 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,873 \rightarrow K_1 = 24.37.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A} = \frac{127.44 \times 10^3}{0,873 \times 27 \times 20.096} = 269.04 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 11.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times 25 = 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VII-8- Ferrailage de la nervure

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

$$h = 70 \text{ cm} \quad ; \quad b = 45 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm} \quad ; \quad d = 67 \text{ cm}$$

a) Charges revenant à la nervure:**- Pour les charges triangulaires**

$$l_m = 0.333 \times l_x.$$

$$l_t = 0.25 \times l_x.$$

- Pour les charges trapézoïdales

$$l_m = l_x. (0.5 - \rho_x^2 / 6).$$

$$L_t = l_x. (0.5 - \rho_x^2 / 4).$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = q_u \times l_m \\ Q_s = q_s \times l_m \end{array} \right\} \text{ Pour les moments fléchissant.}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = q_u \times l_t \\ Q_s = q_s \times l_t \end{array} \right\} \text{ Pour les efforts tranchant.}$$

b) Détermination des charges

$$\text{ELU : } q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{nerv}}}{S_{\text{nerv}}} \right) = 300.62 - \frac{5178.17}{315.16} - \frac{2094.925}{119.17} = 266.61 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{nerv}}}{S_{\text{nerv}}} \right) = 234.33 - \frac{5178.17}{315.16} - \frac{2094.925}{119.17} = 200.32 \text{ kN/m}$$

c) Calcul des charges

Travée	Panneau	l_x	l_y	ρ	Chargement	L_m	L_t	q_u	q_s
A_B	1	3.3	4	0.825	Triangle	1.098	0.825	266.61	200.32
	2	4	4	1	Triangle	1.332	1	266.61	200.32
B_C	1	3.3	3.6	0,916	Trapèze	1.18	0.95	266.61	200.32
	2	3.6	4	0.9	Triangle	1.19	0.9	266.61	200.32
C_D	1	3.3	3.6	0.916	Trapèze	1.18	0.95	266.61	200.32
	2	3.6	4	0,9	Triangle	1.19	0.9	266.61	200.32
D_E	1	3.3	4	0.825	Trapèze	1.27	1.08	266.61	200.32
	2	4	4	1.00	Triangle	1.33	1	266.61	200.32

moment fléchissant				effort tranchant			
Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
292.73778	647.85	219.95136	486.77	219.95325	486.77	165.264	365.58
355.12452		266.82624		266.61		200.32	
314.5998	631.855	236.3776	474.75	253.2795	341.48	190.304	370.59
317.2659		238.3808		239.949		180.288	
314.5998	631.864	236.3776	474.75	253.2795	223.68	190.304	370.59
317.2659		238.3808		239.949		180.288	
338.5947	693.184	254.4064	520.826	287.9388	339.99	216.3456	416.66
354.5913		266.4256		266.61		200.32	

- Sens (x-x)

A L'ELU

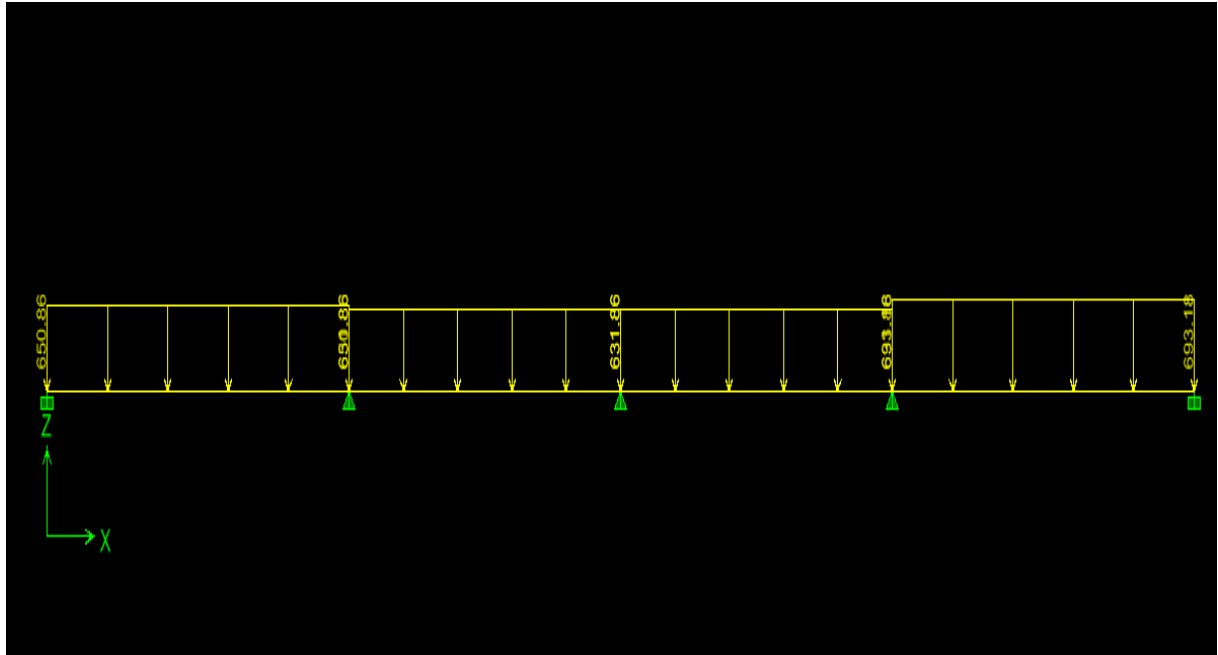


Figure VII-4 : Schéma statique de la nervure

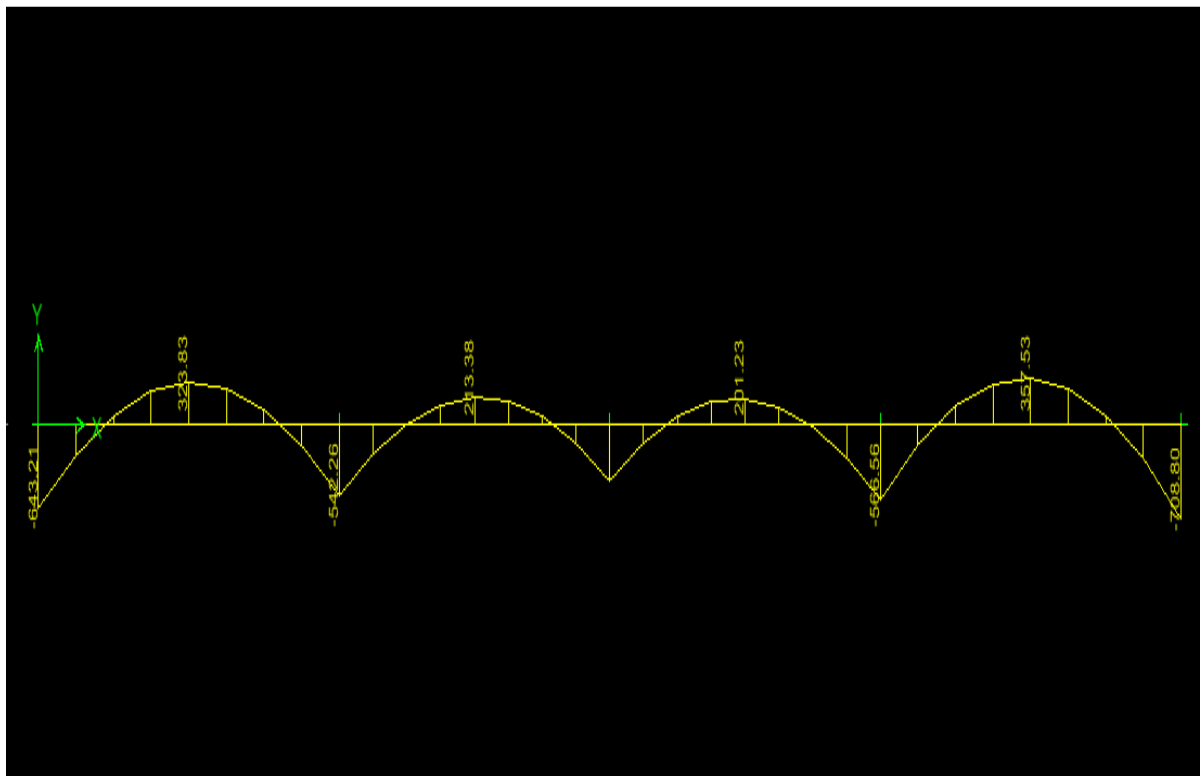


Figure VII-5 : Diagramme des moments fléchissant

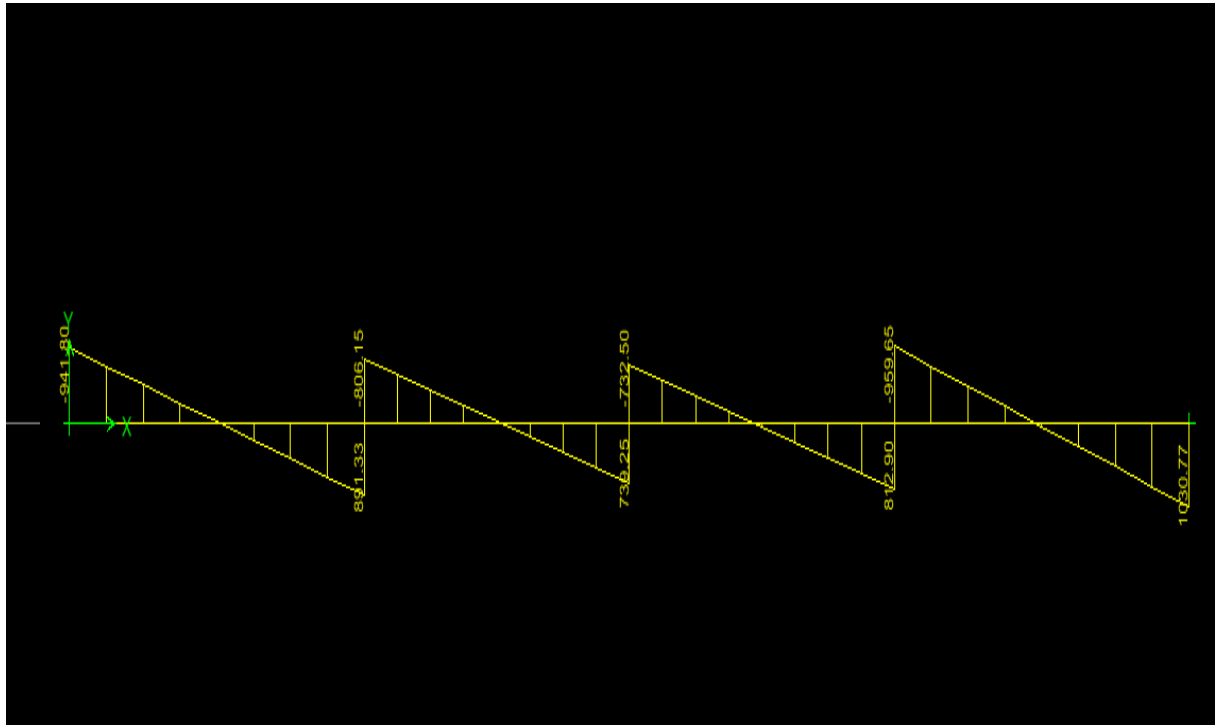


Figure VII-6 : Diagrammes des efforts tranchants

A L'ELS

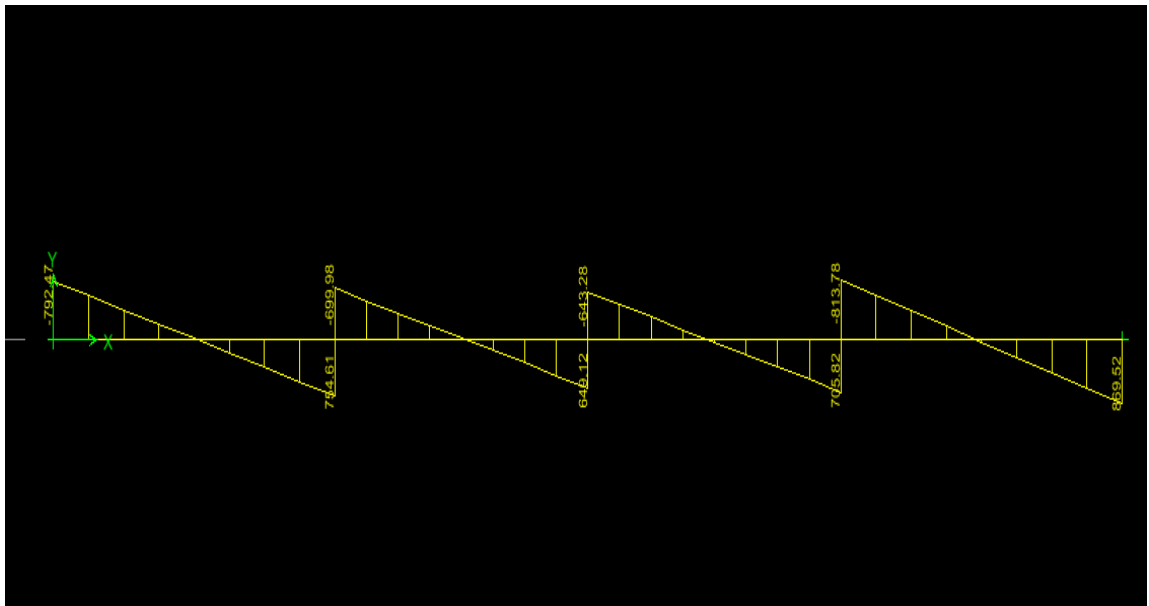


Figure VII-7 : Diagrammes des efforts tranchants

Tableau VII-5 : Ferrailage de la nervure

Sens			M_u	μ_b	μ_l	OBS	β	A_{cal}	A_s	$A_{adoptée}$
X-X	E L U	Appuis	708. 8	0.11 2	0.39 2	SSA	0.9 4	32.0 8	32.1 8	4HA25+4HA20
		Travée	357. 53	0.05 6		SSA	0.9 71	15.7 9	20.5 9	4HA20+4HA16

▪ Sens (Y-Y)

$q_u=297.63\text{KN}$. $q_s=187.41\text{KN}$. $d=67\text{cm}$. $h=1\text{m}$ $b=45\text{cm}$

- Calcul des charges

Travée	Panneau	l_x	l_y	ρ	Chargement	L_m	L_t	q_u	q_s
A_B	1	3.5	4	0.825	Triangle	1.165	0.875	279.63	187.41
	2	3.5	3.6	1	Triangle	1.165	0.875	279.63	187.41
B_C	1	3.4	4	0,916	Triangle	1.132	0.85	279.63	187.41
	2	3.4	3.6	0.9	Triangle	1.132	0.0.85	279.63	187.41
C_D	1	3.3	4	0.916	Triangle	1.098	0.825	279.63	187.41
	2	3.3	3.6	0,9	Triangle	1.098	0.825	279.63	187.41
D_E	1	4	4	0.825	Trapèze	1.546	1.319	279.63	187.41
	2	3.6	4	1.00	Trapèze	1.2	0.9	279.63	187.41

moment fléchissant	effort tranchant
--------------------	------------------

Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
325.76895	651.52	218.33265	436.66	244.67625	489.34	163.98375	327.96
325.76895		218.33265		244.67625		163.98375	
316.54116	633.082	212.14812	424.29	237.6855	475.36	159.2985	318.58
316.54116		212.14812		237.6855		159.2985	
307.03374	633.082	205.77618	411.55	230.69475	461.38	154.61325	309.22
307.03374		205.77618		230.69475		154.61325	
432.30798	767.86	289.73586	514.62	368.83197	620.49	247.19379	415.85
335.556		224.892		251.667		168.669	

A L'ELU

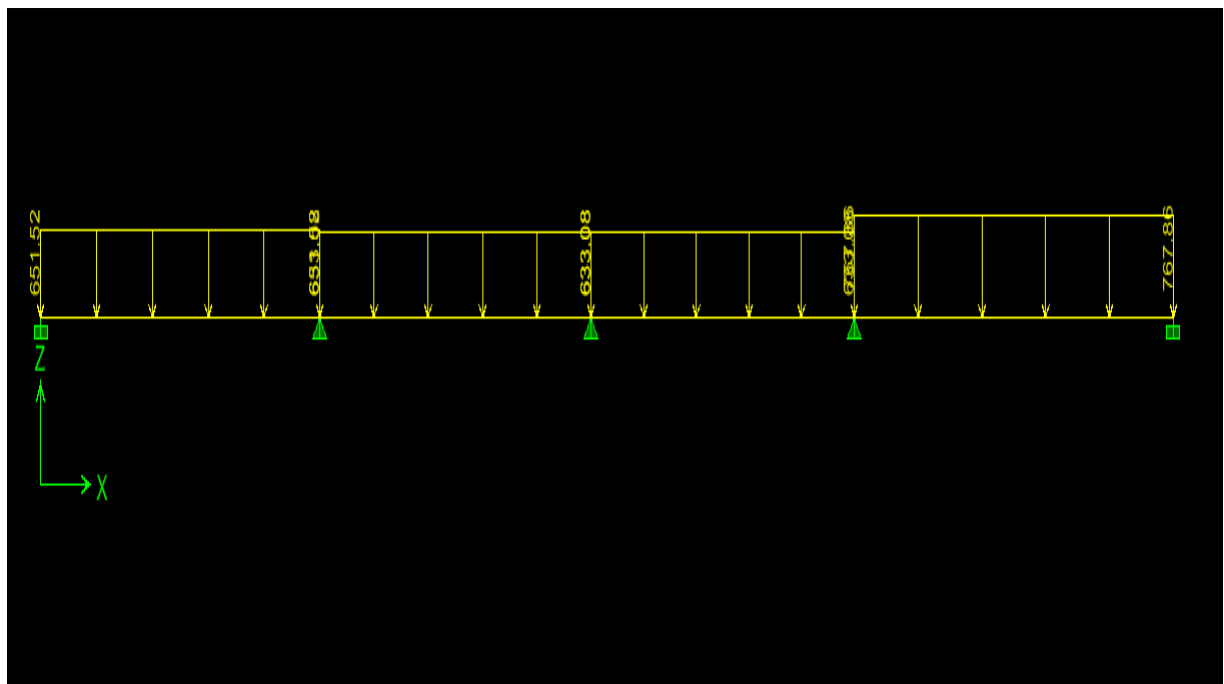


Figure VII-8 : Schéma statique de la nervure

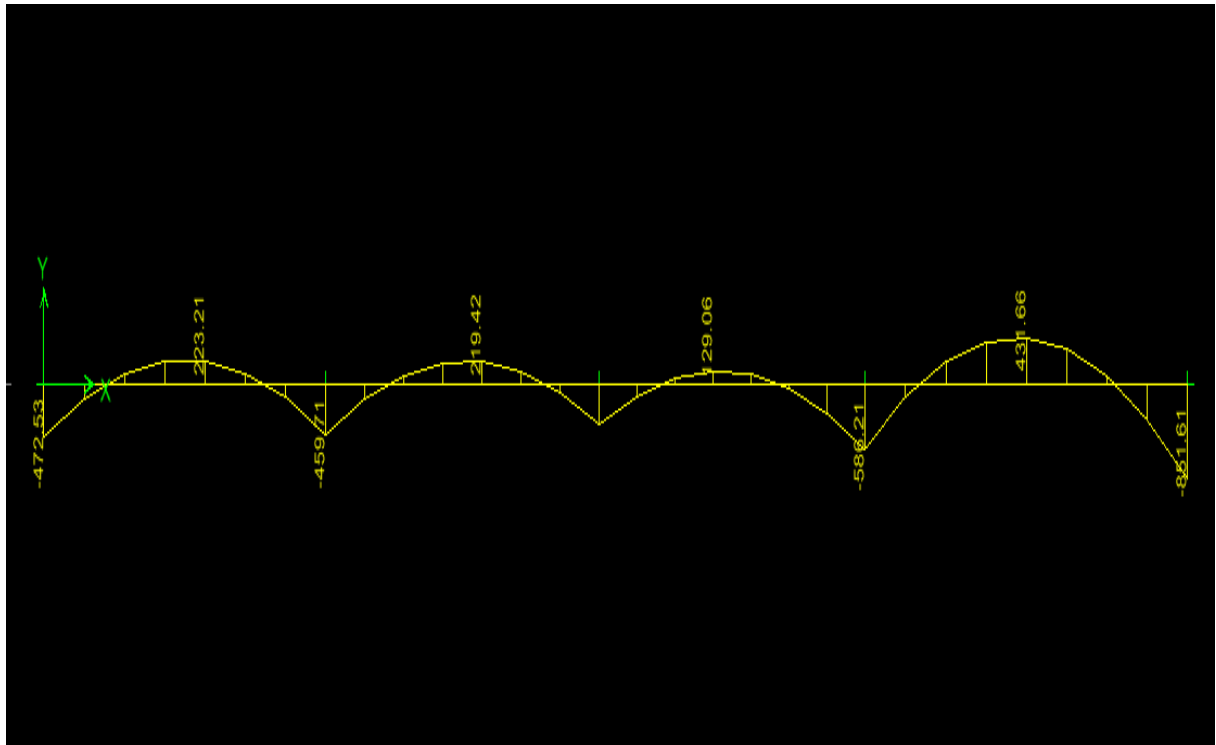


Figure VII-9 : Diagramme des moments fléchissants

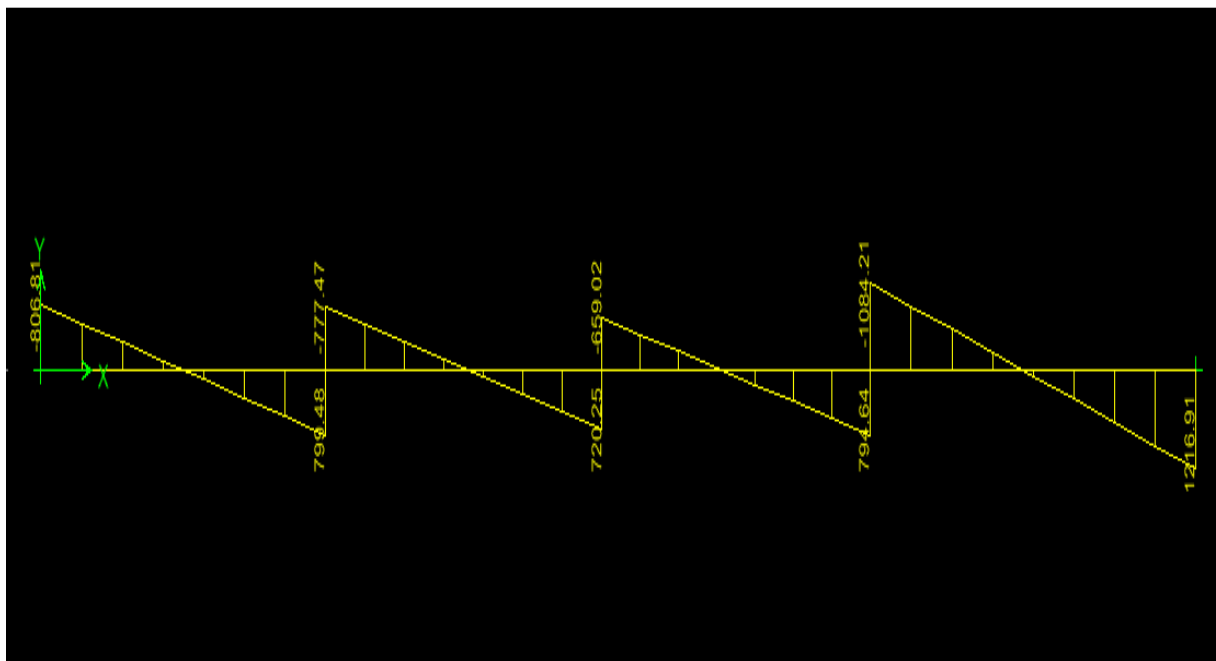


Figure VII-10 : Diagramme des efforts tranchants

A L'ELS :

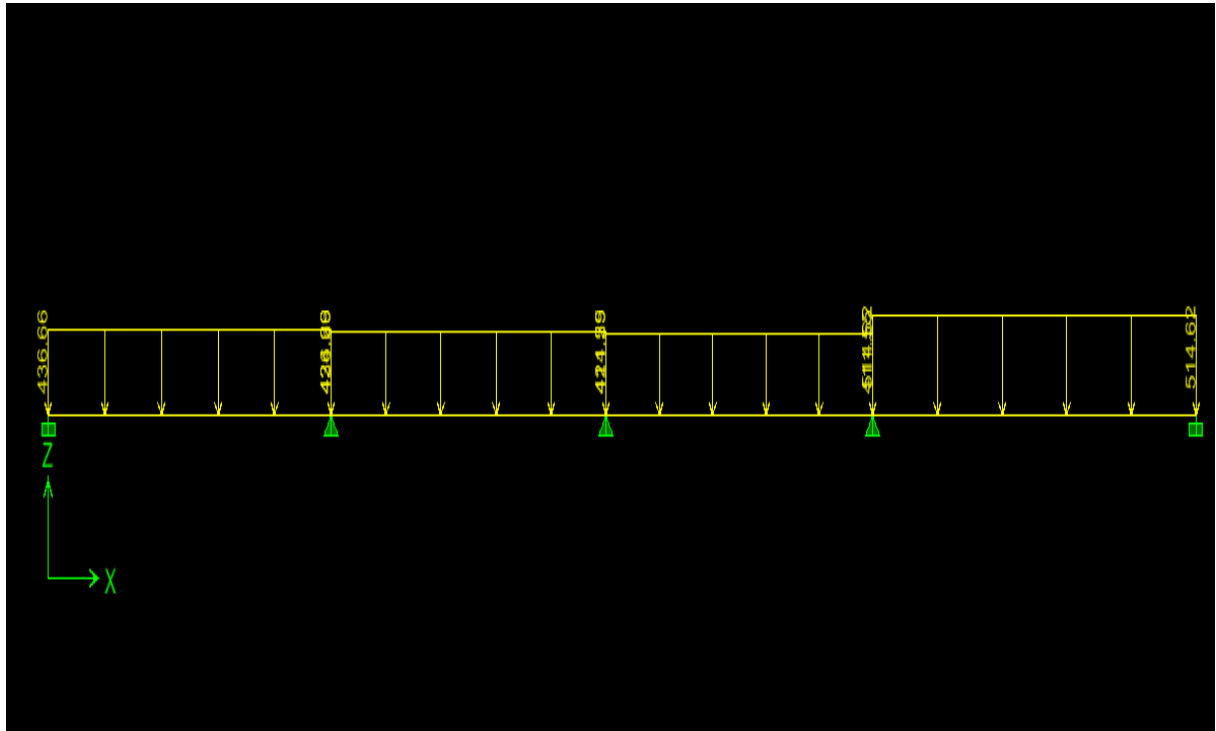


Figure VII-11 : Schéma statique de la nervure

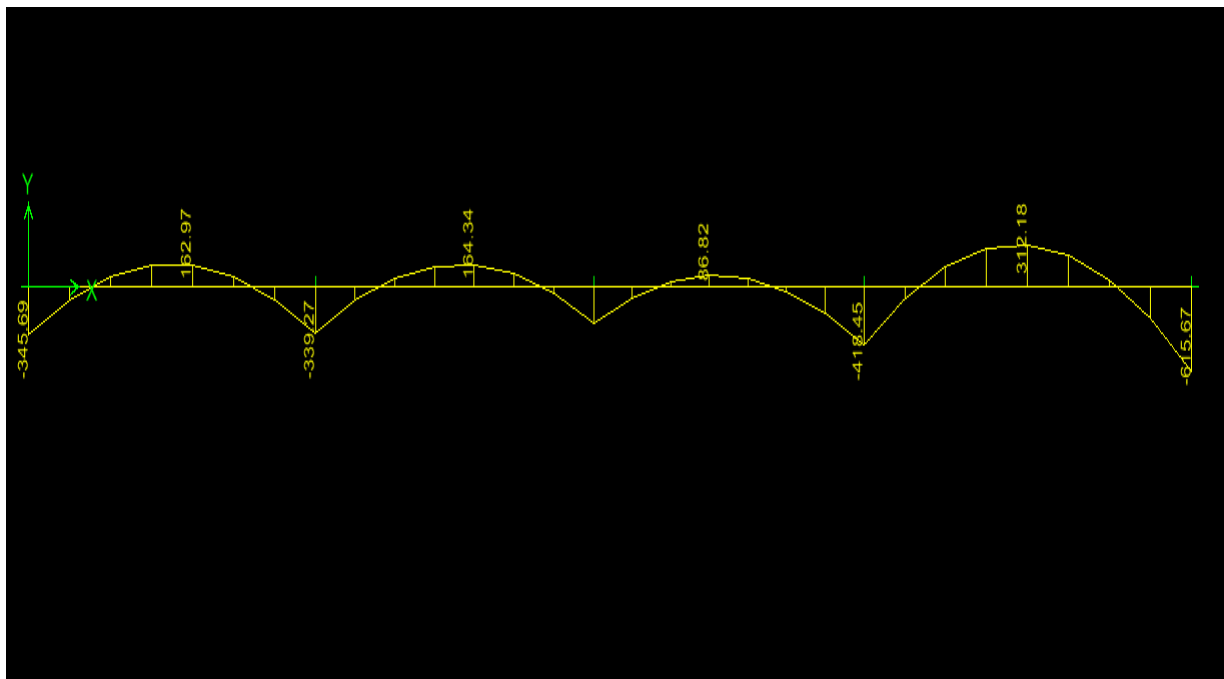


Figure VII-12 : Diagramme des moments

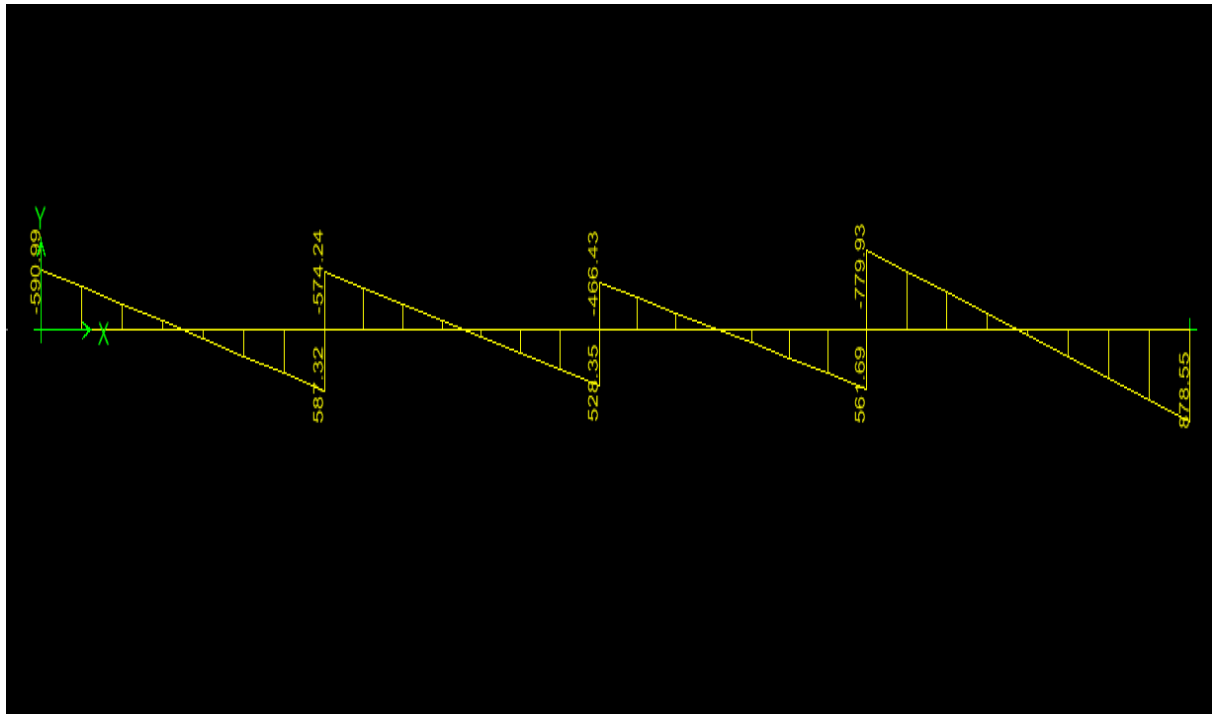


Figure VII-13 : Diagramme des efforts tranchants

VII-9- Ferrailage de la nervure

Sens			M_u	μ_b	μ_l	OBS	β	A_{cal}	A_s	$A_{adoptée}$
Y-Y	E L U	Appuis	851.61	0.114	0.39	SSA	0.939	38.89	42.32	4HA25+4HA25+2HA14
		Travée	431.66	0.068	0.29	SSA	0.965	19.18	20.6	4HA20+4HA16

• Armatures transversales

- Espacement des barres

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = 8.33 \text{ mm}$$

Soit : $\Phi = 10 \text{ mm}$.

➤ En zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \{17.5; 30\} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

➤ **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Armatures transversales minimales**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.025 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

a) Vérification à l'ELU**- Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 3.64 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 41.19 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.64 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 20.6 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.64 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : $T_{u \max} = 1216.91 \text{ KN}$ (effort tranchant maximal).

$$\tau_u = \frac{1216.91 \times 10^3}{450 \times 970} = 2.47 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification à l'ELS

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 32.18}{100 \times 67} = 0.483$$

$$\rho_1 = 0.483 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.895 \rightarrow K_1 = 32.62$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{615.67 \times 10^3}{0.891 \times 67 \times 32.18} = 320.48 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 9.80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

- En travée

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 20.6}{100 \times 67} = 0.307$$

$$\rho_1 = 0.307 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.913 \rightarrow K_1 = 42.47.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A} = \frac{312.18 \times 10^3}{0.913 \times 97 \times 20.6} = 171.11 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 4.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

IV-10- Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

Le moment d'encastrement est inférieur à celui de l'appui du panneau, donc nous n'avons qu'à prolonger les armatures du panneau au débord.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidés à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même l'application des règlements et de certaines méthodes et de mettre en évidence quelques principes de bases qui doivent être pris en considération dans la conception des structures. Après les différentes étapes de calcul nous avons relevés les aspects positifs et négatifs de cette étude.

Les aspects positifs :

- Toutes les conditions sont faites et vérifiées vis-à-vis du (R.P.A) dont :
- Le pré dimensionnement s'est fait en respectant les formules, en évitant le surdimensionnement des sections,
- La disposition des voiles a été effectuée de manière à diminuer au maximum la torsion du bâtiment,
- La modélisation nous a permis de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique ,l'étude de notre projet nous a donné une période de 0.67 s qui est inférieure a la période ampérique donné par le R.P.A estimé de 0.87 s donc, la période est vérifiée en rigidifiant les élément de contreventement, on disposant les voiles du façon optimale.
- ETABS ; Un logiciel dont la maitrise est loin d'être acquise mais qui nous a déjà permis d'exploiter des résultats qui nous ont permis de comprendre le comportement de notre structure et de mieux les interpréter par un ferraillage adéquat.

Les aspects négatifs :

- Nous avons souhaité avoir un contreventement mixte, dont répartition des charges sismiques sont équitables entre les voiles et les portiques, mais après différents essais de dispositions de voile, les résultats nous ont donné un contreventement par des voiles porteurs de 94% ce qui signifie que les portiques de 7% ont un rôle de contreventement négligeable devant les voiles.
- Une durée du temps importante pour l'étude et le calcul de ferraillage dans chaque élément avec ses efforts propres.
- vu la forme de la structure, nous n'avons pas pu éviter la torsion dans le mode fondamental.

Nous espérons que ce modeste travail puisse aider les promotions à venir.

Bibliographie

Rèlements :

- Règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).
- Document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) charges permanentes
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93
- Règle BAEL91

Ouvrages :

Construire parasismique.....Milan Zacek
Formulaire du béton armé.....Victor Davidovici
Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui
Cours de béton armé.....U.J.F Grenoble I
Cours de béton armé.....Abdelhak Baraka
Ouvrages en béton armé.....H.Renaud
Aide mémoire RDM.....Edition Dunod
Cours et TD des années de spécialité.
Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.