

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



Mémoire

De fin d'étude

En vue de l'obtention d'un diplôme master en Génie
Civil

OPTION : Constructions Civiles et Industrielles (CCI)

THEME

**ETUDE D'UN bâtiment (R+8) à OSSATURE
MIXTE en béton armé**

Dirigé par :

M^r : LARI BI



Étudié par :

ZOUAOUI sofiane

TILMATINE samir

PROMOTION 2013/2014

REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous remercions Dieu

le tous puissant.

En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

Nous tenons encore à remercier notre promoteur

M^r LARIBI qui est le guide et l'exemple du sérieux dans le travail et de savoir dans ce domaine et pour le vif intérêt qu'il a témoigné à l'égard de notre travail, aussi pour son aide, si efficace qu'il nous a apporté.

Nous sommes également très reconnaissants, à toute personne ayant contribué à la limite du possible du près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail, en particulier :

Le corps enseignant du département de génie civil.

Le personnel de la bibliothèque de génie civil.

Nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

By Jpb 2005

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents à ceux que je dois tout.

A mon frères .

A mes sœur.

A toute la famille ZOUAOUII.

A tous mes amis.

A toute la promotion 2013-2014.

SOFIANE
SOFIANE

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents

A mes frères..

A toute la famille TILMATINE.

A tous mes amis :

A toute la promotion 2013-2014.

SAMIR
SAMIR

SOMMAIRE

INTRODUCTION

Chapitre I :Présentation et description de l'ouvrage1-11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....12-31

Chapitre III : Calcul des éléments

- III-1-Acrotère..... 32-36
- III-2-Escalier étage courant.....37 - 57
- III-3-Poutre palière58-70
- III-4-Planchers étage71 -87
- III-5-Planchers terrasse 88 - 109
- III-6-Balcons.....110-124

Chapitre IV : Contreventement125-140

Chapitre V : Modélisation de la structure141-166

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- VI-1- Les poteaux.....167-181
- VI-2- Les poutres.....182-194
- VI-3- Les voiles.....195-206

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure.....207-236

Conclusion.

Bibliographie.

Introduction


L'histoire de l'humanité à été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois par leur importances des destructions massives.

Le dernier séisme du 21 mai 2003, qui a touché la région centre du pays (Boumèrdes, Alger et Tizi – ouzou) on est un exemple très probant.

D'énormes pertes tant humaines que matérielles ont été déplorées.

L'impérieuse nécessité de se doter de nouvelles mesures parasismiques actualisées (règlement parasismique algérien version 2003) pour faire face au danger sans cesse grandissant que représente la haute sismicité du sol algérien sur le tissu urbain en plein expansion s'est révélée d'une importance primordiale.

Pour cela l'élaboration d'un ouvrage parasismique doit comporter deux aspects principaux :

 *La prévision de l'ampleur des manifestations sismiques attendues sur le site.*

 *La destination de l'ouvrage.*

L'ingénieur en sa qualité de cheville ouvrière dans ce domaine et de par sa responsabilité dans la sécurité publique et la préservation du potentiel économique, doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application les dispositions qui s'imposent afin d'éviter ou minimiser les dégâts.

I. Présentation de l'ouvrage :

I.1 introduction :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment (R+8) a usage d'habitation. Le projet sera implantée à nouvelle ville de TIZI-OUZOU (daïra et wilaya de Tizi-Ouzou), une région classée, selon le RPA 99 modifié 2003 (règlement parasismique algérien), comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone II-a).

Le bâtiment est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles porteurs).

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions en plan du bâtiment sont répertoriées comme suit :

❖ Longueur du bloc :	$L = 28,50 \text{ m}$
❖ Largeur du bloc :	$l = 17,00 \text{ m}$
❖ hauteur d'étage courant :	$h_e = 3,06 \text{ m}$
❖ hauteur du RDC :	$h = 3,06 \text{ m}$
❖ hauteur totale (y compris l'acrotère) :	$H_T = 28,14 \text{ m}$
❖ hauteur de l'acrotère :	$h_a = 0,6 \text{ m}$

I.3 Les éléments de l'ouvrage :

❖ **L'ossature :**

L'ossature est composée de portiques longitudinaux et transversaux (ensemble poteaux – poutres) en béton armé coulés sur place, ainsi qu'un ensemble de voiles en béton armé, coulés sur place disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

❖ **Les planchers :**

Ce sont des aires planes infiniment rigides dans le plan horizontal limitant les différents étages, supportant et transmettant les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure. Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Le plancher terrasse sera inaccessible et comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

A l'exception du plancher supportant l'appareil de levage (ainsi que le plancher couvrant ce dernier), le plancher des balcons et des loggias ainsi qu'une partie du plancher de la cuisine où des dalles pleines seront prévues, les autres planchers seront en corps creux

d'une épaisseur de 20 cm comportant une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées.

❖ **Les escaliers :**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre.

Le bâtiment sera muni d'une cage d'escalier de type « escalier droit a trois volées de RDC au dernier étage » reliant les différents étages; Ces escaliers comporteront trois volées adjacentes et deux paliers intermédiaires et seront réalisés en béton armé coulé sur place.

❖ **Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs dans la structure :

- *les murs extérieurs* : murs de 30 cm d'épaisseur (15+5+10), réalisés en double cloison de briques creuses séparées par une lame d'air d'une épaisseur de 5 cm.

- *les murs intérieurs* : murs de séparation réalisés en simple cloison de briques creuses d'une épaisseur de 10 cm.

❖ **Les revêtements :**

- Mortier de ciment pour les murs de façades.

- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.

- Céramique pour les murs des cuisines et les salles d'eau.

❖ **Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment sera muni d'un ascenseur dont la cage sera réalisée en béton armé coulé sur place.

❖ **Système de coffrage :**

Le coffrage doit être suffisamment rigide et étanche afin de supporter la poussée du béton.

On opte :

- *pour le coffrage des portiques* : un coffrage classique en bois.

❖ **Les fondations :**

Situées à la base de la structure, les fondations assurent la transmission des charges et des surcharges au sol.

Le choix du type de fondation dépendra de la nature du sol d'implantation et de l'importance du bâtiment.

I.5 : Réglementation utilisée :

L'étude de ce projet sera menée selon les règles suivantes :

- **BAEL 91** (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA 99 VERSION 2003** (règles parasismiques algériennes).
- **CBA 93** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- **DTR-BC-2.2** (document technique réglementaire – charges permanentes et surcharges d'exploitation).

II. Caractéristiques mécaniques des matériaux

II.1 Introduction :

Le choix des matériaux entrant dans la composition d'une structure à grandes dimensions dépend d'un critère majeur qui est la résistance mécanique. Cependant, d'autres critères sont pris en considération (prévalant souvent sur le critère précédent) tel que la disponibilité des matériaux sur place, leur coût et la facilité de la mise en œuvre.

Le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91 sera utilisé pour cette étude ainsi que le règlement parasismique Algérien (RPA 99/2003) et le règlement neige et vent (RNV99).

II.2 Les différents états limites :

Les états limites correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement par lesquels la structure peut être calculée.

On distingue deux catégories d'états limites :

II.2.1 Les états limites ultimes (ELU) : dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure.

- *L'état limite ultime d'équilibre statique* : glissement, renversement, tassement.

- *L'état limite ultime de résistance* : concerne la non-rupture de l'ouvrage sous l'effet des efforts qui lui sont appliqués, cela conduira à déterminer par exemple les quantités d'armatures à placer dans un élément de la structure.

- *L'état limite de stabilité de forme* : concerne les pièces élancées, par exemple un poteau qui est soumis à la flexion composée se doit de résister au risque de flambement.

II.2.2 Les états limites de service (ELS) : dont le non-respect compromet la durabilité de l'ouvrage.

- *L'état limite de service vis-à-vis de la compression du béton*

- *L'état limite de service d'ouverture des fissures :* la corrosion des armatures insuffisamment protégées compromet la durabilité de l'ouvrage.

- *L'état limite de service de déformation :* des déformations importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres (comme la fissuration du carrelage sur une dalle trop fléchie par exemple).

II.3 Actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (permanentes, climatiques, d'exploitations...etc.) qui s'appliquent à une construction, on distingue :

- *Les actions permanentes(G) :* s'appliquant pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage et comportant :

- ❖ Le poids propre de la structure
- ❖ Les charges de la superstructure (équipements fixes)

- *Les actions variables(Q_i):* actions dont l'intensité est plus ou moins constante et définies par des textes réglementaires.

- *Les actions accidentelles :* séisme, action du feu, chocs...etc.

II.4 Le béton :

Le béton présente une résistance à la compression assez élevée, par contre, sa résistance à la traction est faible (1/10 de sa résistance à la compression).

Le béton est constitué d'un mélange, dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (sable et gravier), d'eau de gâchage et, éventuellement, des produits d'addition (adjuvants).

II.4.1 Résistance caractéristique du béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} (à j jours d'âge) est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

La valeur de la résistance à la compression à 28 jours d'âge (f_{c28}) est utilisée le plus souvent.

Selon l'article A.2.1-1-1 du BAEL 91, lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours est inférieur à 28 jours (en cours d'exécution), on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré, tel que :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

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

Pour ce projet, on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

II.4.2 Résistance caractéristique du béton à la traction :

Selon l'article A.2.1-1-2 du BAEL 91, la résistance caractéristique à la traction du béton à j jours (f_{tj}) est conventionnellement définie par ces relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.}$$

Pour $j = 28$ j, on a : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ Mpa}$.

II.4.3 Contrainte limite ultime de résistance à la compression:

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article A.4.3-4-1 du BAEL91 :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad [\text{Mpa}]$$

γ_b : coefficient de sécurité.

- pour $\gamma_b = 1,50$ (en situation courante) $\rightarrow f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$.

- pour $\gamma_b = 1,15$ (en situation accidentelle) $\rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$.

θ : coefficient tenant compte de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

➤ Pour la vérification à l'état limite ultime, on adopte le diagramme dit "parabole – rectangle" (Fig. 1.1).

Ce diagramme est constitué :

❖ D'un tronç de courbe parabolique (état élastique) où la déformation relative :

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{‰}$$

❖ D'un rectangle (état plastique) où la déformation relative :

$$2 \text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰}$$

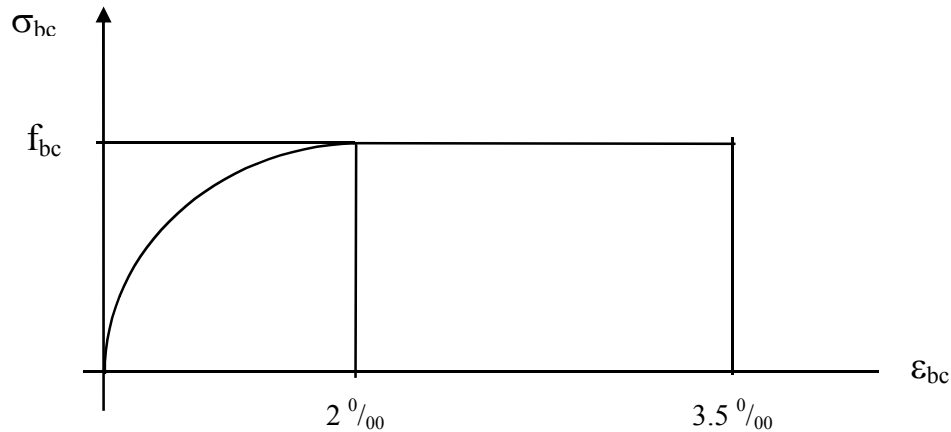


Fig. I.1 : Diagramme « contrainte- déformation » du béton (à L'ELU)

II.4.4 Contrainte limite de service de résistance à la compression:

La contrainte limite de service à la compression du béton est limitée par :

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

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

Les déformations nécessaires pour atteindre l'état limite de service sont relativement faibles, on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique ce qui donne un diagramme de « contrainte – déformation » linéaire :

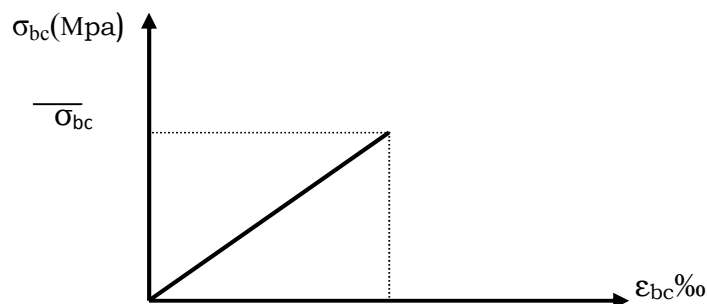


Fig. I.2 : Diagramme « contrainte – déformation » du béton (à l'ELS)

II.4.5 Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par l'article A.5.1-2-1 du BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$\tau_u = \min [0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}] = 3,25 \text{ Mpa}$ cas où la fissuration est peu nuisible.

$\tau_u = \min [0,10 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}] = 2,5 \text{ Mpa}$ cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

II.4.6 Module d'élasticité:

Le module d'élasticité est défini comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. On distingue :

- Module d'élasticité instantanée : (Article A.2.1-2-1 du BAEL 91).

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures (chargement de courte durée), il en résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre cas : $E_i = 32164,2 \text{ Mpa}$.

- Module d'élasticité différée : Article A.2.1-2-2 du BAEL 91

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre cas : $E_v = 10818,9 \text{ Mpa}$.

- Module d'élasticité transversale:

$$G = E / 2 (1+\nu) \quad [\text{Mpa}]$$

Avec :

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de POISSON, c'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales, tel que :

- ❖ $\nu = 0$ (cas des états limites ultimes)
- ❖ $\nu = 0,2$ (cas des états limitent de service)

II.5 Les aciers :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction et présente, dans le cas de faibles élancements, une bonne résistance à la compression. Etant un matériau très ductile, l'acier peut subir de très importantes déformations avant sa rupture.

L'acier est un alliage fer - carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs (de 0,15 à 0,25 % de carbone).
- Aciers durs (de 0,25 à 0,40 % de carbone).

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface : les ronds lisses (RL) et les armatures à haute adhérence (HA)

Quand les armatures sont soudées entre elles sous forme de quadrillage, elles forment un panneau de treillis soudés (TS).

Pour le présent projet, deux types d'armatures seront utilisées, le tableau ci-dessous nous donne leurs principales caractéristiques :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [Mpa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration $[\eta]$	Coefficient de scellement $[\psi_s]$
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau. I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés

II.5.1 Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$E_s = 200\,000 \text{ Mpa}$ (article A.2.21 du BAEL 91).

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

II.5.2 Coefficient de POISSON :

Le coefficient de POISSON des aciers est pris égal à : $\nu = 0,3$.

II.5.3 Contrainte limite de l'acier :

- Etat limite ultime :

Diagramme « contrainte – déformation » :

Pour les calculs de béton armé à l'état limite ultime, on utilisera le diagramme conventionnel suivant :

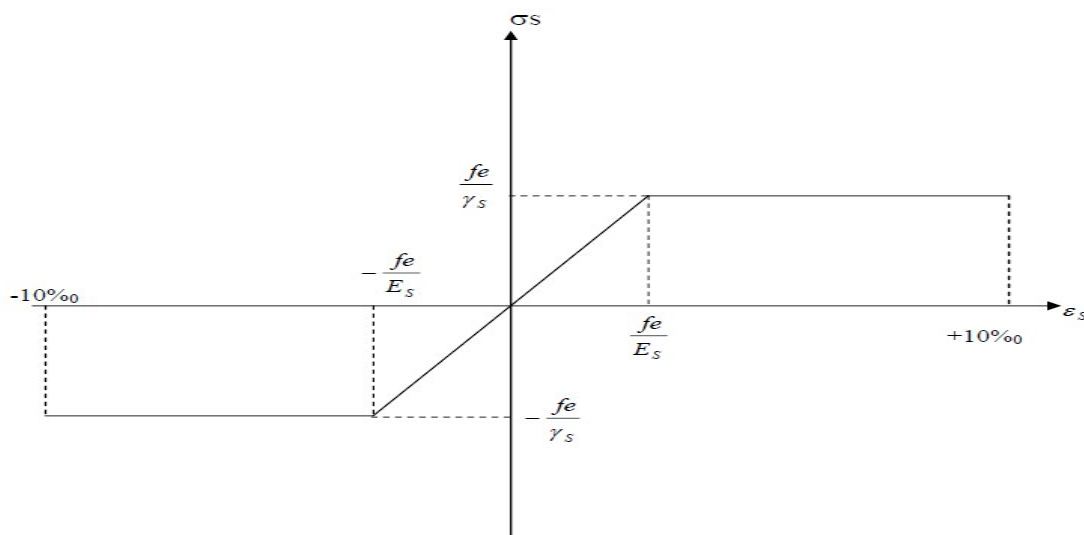


Fig. I.3 : Diagramme « contrainte – déformation » de l'acier (à l'ELU)

- L'allongement et le raccourcissement sont limités à 10‰.
- La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par l'article A.4.3-2 du BAEL 91 :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}).$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{en situation courante.}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \text{en situation accidentelle.}$$

- pour le présent projet, en situation courante, on obtient les valeurs suivantes :

Pour les aciers HA (FeE400) : $\sigma_S = 348 \text{ Mpa}$.

Pour les treillis soudés TL520 : $\sigma_S = 452,17 \text{ Mpa}$.

- **Etat limite de service :**

Les contraintes limites de l'acier à l'état limite de service sont données en fonction de l'ouverture des fissures dont il est nécessaire de limiter et ce, a cause des risques de corrosion des armatures.

Il y a trois cas de fissurations d'après les règles de l'article A.4.5-3 du BAEL 91 :

- ***Fissurations peu nuisible*** : Cas des éléments situés dans des locaux couverts, aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

- ***Fissurations préjudiciables*** : Cas des éléments exposés aux intempéries où il y a risque d'infiltration, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{St} = \min [2/3F_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}] \quad [\text{Mpa}].$$

η : Coefficient de fissuration qui dépend de l'adhérence.

$\eta = 1,6$ pour les aciers (HA) si $\phi \geq 6\text{mm}$.

$\eta = 1,3$ pour les aciers (HA) si $\phi < 6\text{mm}$.

➤ On obtient donc les valeurs suivantes :

- pour les aciers (HA) si $\phi \geq 6\text{mm}$: $\sigma_{St} \leq \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ [Mpa]}$.

- pour les aciers (HA) si $\phi < 6\text{mm}$: $\sigma_{St} \leq \min (266,66 ; 181,75) = 181,75 \text{ [Mpa]}$.

- ***Fissurations très préjudiciables*** : Cas d'un milieu agressif où l'étanchéité doit être assurée, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{St} \leq 0,8 \cdot \bar{\sigma}_{St}$$

$$\bar{\sigma}_{St} = \min [2/3F_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}] \quad [\text{Mpa}].$$

$\eta = 1,6$ pour les aciers (HA)

➤ On obtient donc la valeur suivante : $\sigma_{St} \leq 161,30 \text{ [Mpa]}$.

II.5.4 Protection des armatures :

D'après l'article A.7.2-4 du BAEL91, pour avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, il faut veiller à ce que l'enrobage « c » des armatures soit :

- **$c \geq 5\text{cm}$** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- **$c \geq 3\text{cm}$** : pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- **$c \geq 1\text{cm}$** : pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

II.1 pré-dimensionnement des éléments :

II.1.1 Introduction :

Afin d'éviter un surcoût de béton et d'acier, le pré-dimensionnement est une étape où l'on détermine, par un pré-calcul, l'ordre de grandeur des différents éléments résistants de la structure.

Le pré-dimensionnement sera effectué selon les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), du règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) ainsi que des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91 modifié 99).

II.1.2 Pré-dimensionnement des planchers :

- **Plancher en corps creux :**

Le plancher est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée de treillis soudés, reposant sur des poutrelles préfabriquées placées parallèlement à la petite portée.

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée de manière à ce que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnerait aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule de l'article (B.6.8.424 du BAEL91 modifié 99) :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \text{ [cm]}$$

L_{\max} : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

$$L = 3,80 \text{ m} = 380 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{380}{22,5}$$

Donc : $h_t \geq 16,88 \text{ cm}$

➤ **Épaisseur adoptée :** plancher de 20cm d'épaisseur (corps creux de 16cm et dalle de compression de 4 cm).

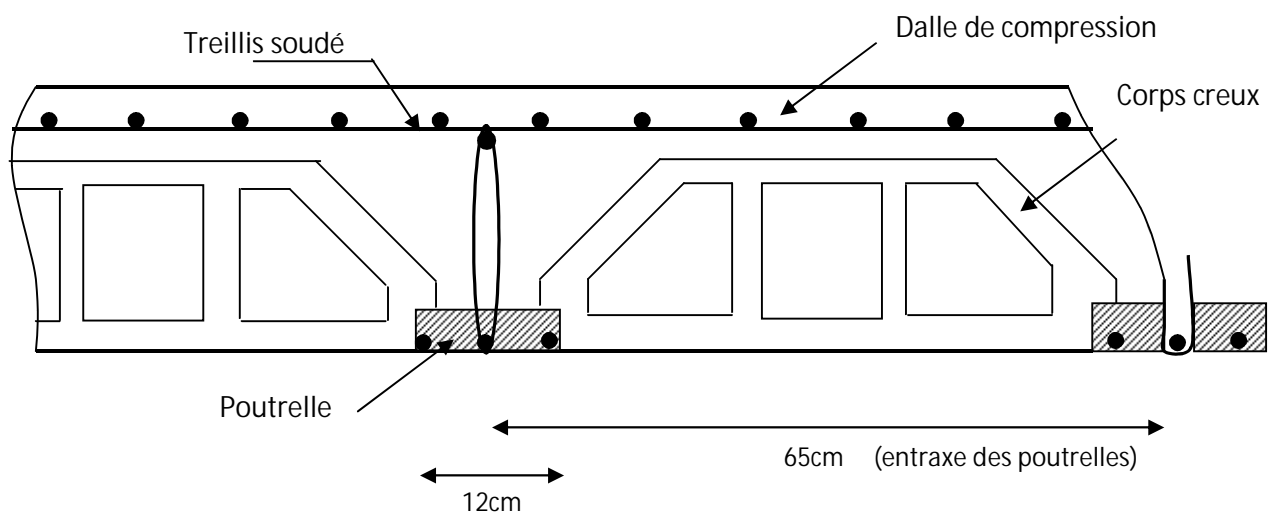


Fig. II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- **Plancher en dalle pleine :**

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

- ***Condition de résistance à la flexion :***

- **dalle pleine de type « console » :**

$$e_p \geq \frac{l_0}{10}$$

l_0 : Largeur de la console ($l_0 = 130$ cm).

$$e_p \geq \frac{130}{10} \Rightarrow e_p \geq 13 \text{ cm.}$$

➤ On opte pour : **$e_p = 15$ cm.**

- **Panneau de dalle pleine reposant sur trois ou quatre appuis :**

Si $\alpha \leq 0,4$: $e_p \geq l_x / 25$

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$: $e_p \geq l_x / 30$

Avec :

$$\alpha = l_x / l_y$$

l_x : petit coté du panneau de dalle considéré.

l_y : grand coté du panneau de dalle considéré.

a) Panneau de la dalle pleine du local machine :

$$\alpha = 1,30 / 3,80 = 0,342 \longrightarrow 0,4 \leq \alpha \leq 1$$

$$e_p \geq l_x / 30 = 130 / 30 = 4,33 \text{ cm}$$

➤ On opte pour : $e_p = 15 \text{ cm}$

- Condition de résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de résistance au feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de résistance au feu.

$e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de résistance au feu.

e : épaisseur de la dalle pleine

➤ On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu, c'est-à-dire :

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

- Isolation acoustique : (règles techniques CBA 93)

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de 350 kg/m^2 .

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

➤ On opte pour une épaisseur de 15 cm .

II.1.3 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulées sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et des surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

On distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.

- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

L'article A.4.14 du BAEL 91 nous donne les conditions suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0,4.h \leq b \leq 0,7.h$$

L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis

- **Poutres principales** : Disposées perpendiculairement aux poutrelles (sens transversal).

$$L_{\max} = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$$

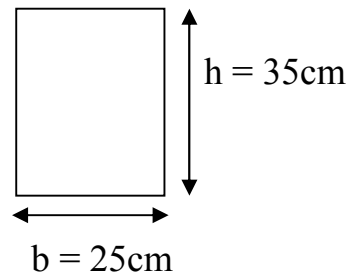
$$355/15 \leq h \leq 355/10$$

$$\text{Donc : } 23,66 \text{ cm} \leq h \leq 35,50 \text{ cm}$$

On prend : h = 35 cm

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,50 \text{ cm}$$

On prend : b = 25 cm



Poutre principale

- **Poutres secondaires** : Disposées parallèlement aux poutrelles (sens longitudinal).

$$L_{\max} = 380 - 25 = 355 \text{ cm} \dots\dots\dots$$

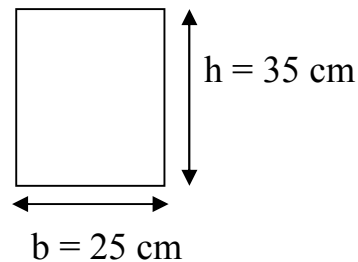
$$355/15 \leq h \leq 355/10$$

$$\text{Donc : } 23,66 \text{ cm} \leq h \leq 35,5 \text{ cm}$$

On prend : h = 35 cm

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : b = 25 cm



Poutre secondaire

Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 :

L'article (A.7.4-1) du RPA 99 version 2003 nous donne les dimensions des poutres à respecter :

$$\begin{cases} \geq 20 \\ h \geq 30 \\ - \leq 4 \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur totale de la poutre

b : largeur de la poutre

▪ **Poutres principales :**

$$\begin{aligned} &= 25 > 20 \\ h &= 35 > 30 \\ - &= \frac{h}{25} = 1,40 < 4 \end{aligned}$$

Les conditions sont vérifiées.

▪ **Poutres secondaires :**

$$\begin{aligned} b &= 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h &= 35 > 30 \\ - &= \frac{h}{25} = 1,4 < 4 \end{aligned}$$

Les conditions sont vérifiées.

➤ **Conclusion** : les sections à adopter sont :

- *Poutres principales* : (25 × 35) cm²

- *Poutres secondaires* : (25 × 35) cm²

II.1.4 Pré-dimensionnement des voiles :

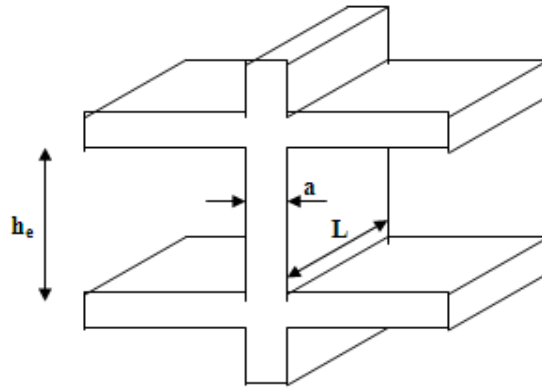
Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article (A.7.7-1) du RPA 99 version 2003 :

$$L_{\min} \geq 4.a$$

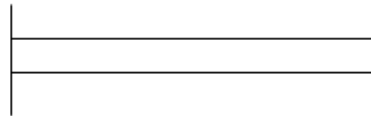
L_{\min} : longueur minimale des voiles.

a : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm.



L'épaisseur (a) doit aussi être déterminée en fonction de la hauteur d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :



$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

20 cm : épaisseur du plancher (16+4)

$$a \geq h_e / 20$$

Donc : $a \geq (286/20) = 14,3 \text{ cm}$

➤ **épaisseur adoptée : $a = 20 \text{ cm}$**

Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Article A.7.7-1) :

$$L_{\min} \geq 4.a$$

$L_{\min} = 2,00 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m} \Rightarrow$ La condition est vérifiée

II.1.5 Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait en fonction de la descente des charges sur le poteau le plus sollicité, le dimensionnement retenu doit satisfaire les conditions imposées par le RPA 99 version 2003 et le BAEL 91 modifié 99.

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'état limite de service (ELS) en compression simple en supposant que, seul, le béton reprend l'effort normal (N) tel que :

$$N = G + Q$$

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ (en zone II-a)
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$ (avec $h_e = 408 \text{ cm}$)
- $1/4 \leq b / h \leq 4$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par :

$$S = N / \bar{\sigma}_{bc}$$

N : effort de compression déterminé par la descente de charge.

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte limite de service du béton en compression tel que :

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

II.2 Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le document technique réglementaire (D.T.R) B.C.2-2 - charges permanentes et surcharges d'exploitation, idem pour les surcharges d'exploitation.

- **Charges permanentes des murs extérieurs :**

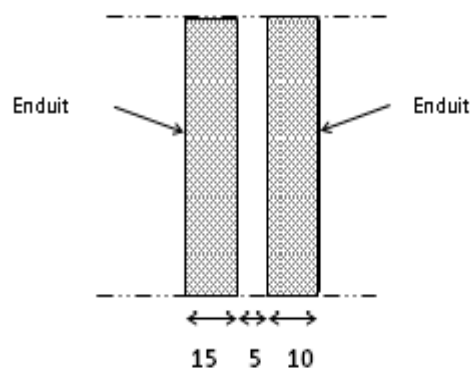


Fig. II.2 : Coupe transversale du mur extérieur (en double cloison)

	Eléments du mur	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Enduit extérieur (ciment)	20	2	0,40
2	Brique creuse (12 trous)	9	15	1,35
3	Brique creuse (8 trous)	9	10	0,90
4	Enduit intérieur (plâtre)	10	2	0,20
				G = 2,85 KN/m²

• Charges permanentes des murs intérieurs :

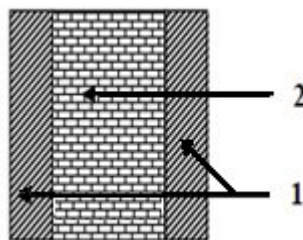


Fig. II.3 : Coupe transversale du mur intérieur.

	Eléments du mur	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Enduit de plâtre	10	4	0,40
2	Brique creuse	9	10	0,90
				G = 1,30 KN/m²

- **Charges permanentes de l'acrotère :**

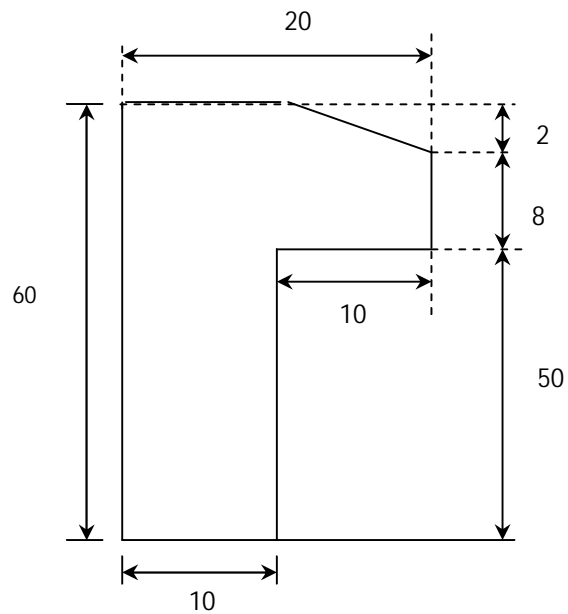


Fig. II.4 : Coupe transversale de l'acrotère

Surface de l'acrotère :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,08) + (0,02 \times 0,10) / (2) = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \cdot S$$

$$G = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/ml.}$$

- **Charges permanentes des planchers :** $G = \rho \cdot e$

ρ : Poids volumique :

e : l'épaisseur de l'élément

a) Plancher terrasse (dalle en corps creux) :

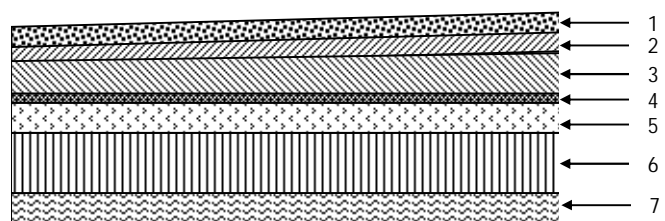


Fig. II.5 : Plancher terrasse (dalle en corps creux)

	Eléments du plancher	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Gravillon roulé de protection	18	5	0,90
2	Etanchéité multicouche	6	2	0,12
3	Béton en forme de pente	22	10	2,20
4	Pare vapeur (feuille de polyane)	/	/	0,01
5	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
6	Dalle en corps creux (16+4)	14	20	2,85
7	Enduit de plâtre	10	2	0,20
				G = 6.44 KN/m²

b) Plancher terrasse (dalle pleine) :

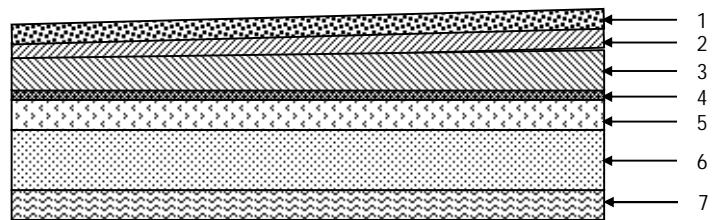


Fig. II.6 : Plancher terrasse (dalle pleine)

	Eléments du plancher	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Gravillon roulé de protection	18	5	0,90
2	Etanchéité multicouche	6	2	0,12
3	Béton en forme de pente	22	10	2,20
4	Pare vapeur (feuille de polyane)	/	/	0,01
5	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
6	Dalle pleine	25	15	3,75
7	Enduit de plâtre	10	2	0,20
				G = 7,34 KN/m²

c) Plancher étage courant (dalle en corps creux) :

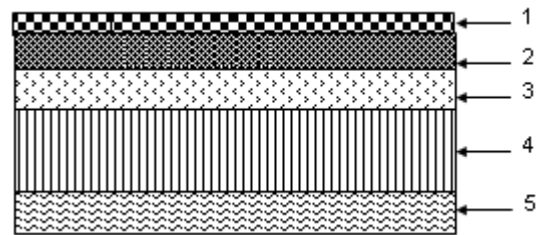


Fig. II.7 : Plancher étage courant (dalle en corps creux)

	Eléments du plancher	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Revêtement de carrelage	22	2	0,44
2	Mortier de pose	20	2	0,40
3	Lit de sable	18	2	0,36
4	Dalle en corps creux (16+4)	14	20	2,85
5	Enduit en plâtre	10	2	0,20
6	Cloison en briques creuses 8 trous (avec revêtements)	9	10	0,90
				G = 5,15KN/m²

d) Plancher étage courant (dalle pleine) :

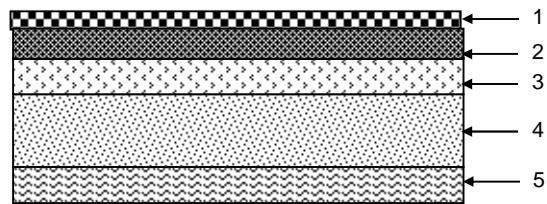


Fig. II.8 : Plancher étage courant (dalle pleine).

	Eléments du plancher	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Revêtement de carrelage	22	2	0,44
2	Mortier de pose	20	2	0,40
3	Lit de sable	18	2	0,36
4	Dalle pleine	25	15	3,75
5	Enduit en plâtre	10	2	0,20
6	Cloison en briques creuses 8 trous (avec revêtements)	9	10	0,90
				G = 6,05 KN/m²

e) Plancher balcons, séchoirs et loggias (dalle pleine) :

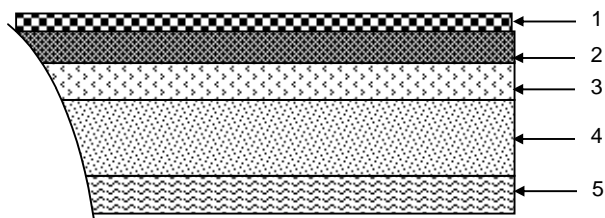


Fig. II.9 : Plancher balcon (dalle pleine)

	Eléments du plancher	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	22	2	0,44
2	Mortier de pose	20	2	0,4
3	couche de sable	18	2	0,36
4	Dalle pleine	25	15	3,75
5	Enduit de ciment	22	2	0,44
				G = 5,39 KN/m²

- **Charges permanentes des voiles :**

	Eléments du voile	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Béton armé	25	20	5
2	Enduit de plâtre	10	2	0,2
3	Enduit de ciment	22	2	0,44

- Voile intérieure : $G = 5 + 0,2 \times 2 = 5,40 \text{ KN/m}^2$

- Voile extérieure : $G = 5 + 0,2 + 0,44 = 5,64 \text{ KN/m}^2$

- **Charges permanentes des escaliers :**

a) Charges agissant sur le palier:

	Eléments du plancher	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Poids propre	25	20	5
2	Poids des revêtements (carrelage+mortier)	20 et 22	2	0,84
3	Poids du lit de sable	18	2	0,36
4	Poids de l'enduit en plâtre	10	2	0,20
				G = 6,40 KN/m²

b) Charges agissant sur la paillasse :

	Eléments du plancher	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Poids des marches	25	0,085	2,13
2	Poids de la volée	25	0,23	5,75
3	Poids des revêtements (carrelage+mortier)	22 et 20	2	0,84
4	Poids du lit de sable	18	2	0,36
5	Poids de l'enduit en plâtre	10	2	0,20
6	Poids du garde corps	/	/	0,20
				G = 9,48 KN/m²

- **Surcharges d'exploitation :**

Désignation du plancher	Q [KN/m ²]
Plancher de la terrasse inaccessible	1
Plancher des étages courants et rez-de-chaussée (habitations)	1,50
Plancher des balcons, loggias et séchoirs	3,50
Acrotères	1
Escaliers	2,50

II.3 descente de charges :

La descente de charges est l'opération qui détermine, le cheminement des efforts, dans la structure, depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations, ce qui nous permet de pré-dimensionner les poteaux les plus sollicités de la structure.

➤ Dans notre cas, le poteau le plus sollicité est le poteau B4.

Surface d'influence revenant au poteau B4 :

$$S_T = 11,728 \text{ m}^2.$$

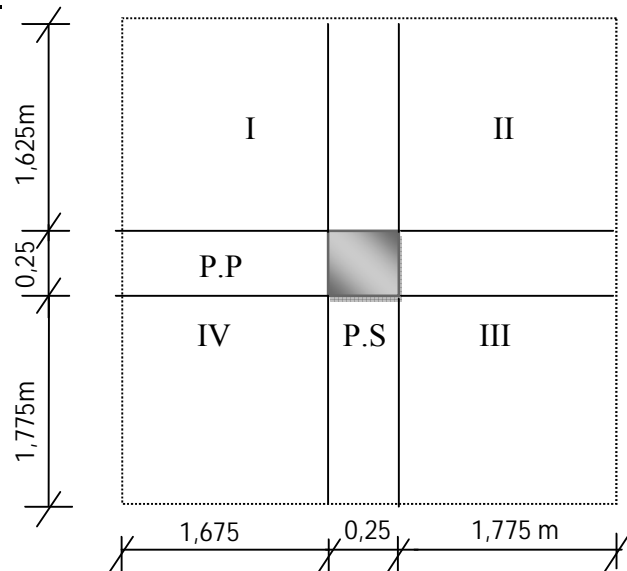


Fig. II.10 : Surface d'influence revenant au poteau

.Charge d'exploitation

- Plancher terrasse: $Q_0 = 1 \times 11,728 = 11,728 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant: $Q_0 = 1,5 \times 11,728 = 17,592 \text{ KN}$

Loi de dégression des surcharges :

Le document technique règlementaire (DTR) nous impose une dégression des surcharges d'exploitation afin de tenir compte de la non-simultanéité de l'application des surcharges sur tous les planchers (surcharges différentes).

(Q_0) étant la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

($Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$) sont les surcharges d'exploitation respectives des planchers des étages (1, 2, 3, ..., n) numérotées à partir du sommet du bâtiment.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5 niveaux, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Dans notre cas, les surcharges d'exploitations sont réduites aux proportions suivantes :

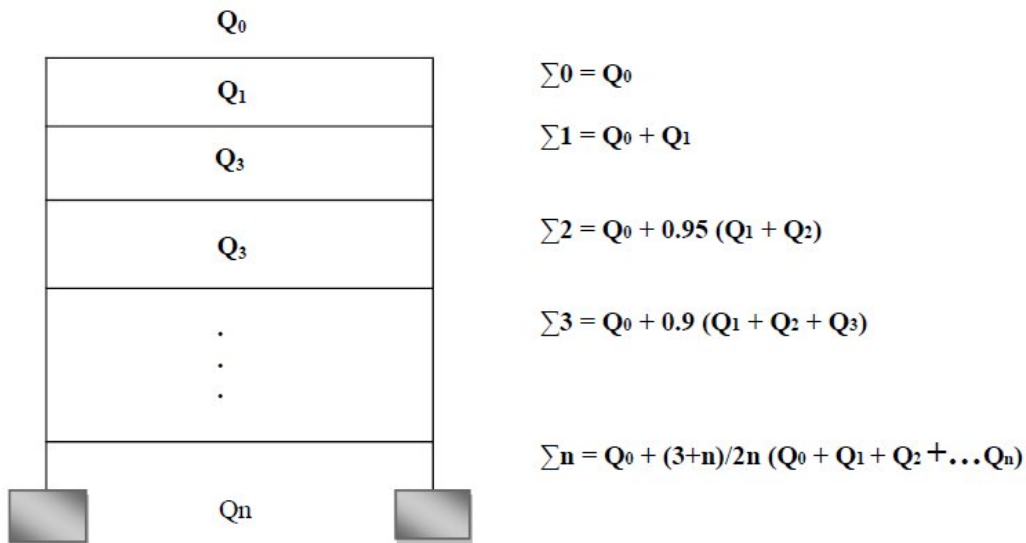


Fig. II.11 : Loi de dégression des surcharges

Coéfficients de dégression des surcharges :

Niveau	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,69

Surcharges Cumulées :

$$S_T = Q_0 = 11,728 \text{ m}^2.$$

$$S_7 = Q_0 + Q_1 = 11,728 + 17,592 = 29,32 \text{ KN}$$

$$S_6 = Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2) = 11,728 + 33,424 = 45,152 \text{ KN}$$

$$S_5 = Q_0 + 0,90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11,728 + 47,49 = 59,23 \text{ KN}$$

$$S_4 = Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11,728 + 59,81 = 71,540 \text{ KN}$$

$$S_3 = Q_0 + 0,80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11,728 + 70,37 = 82,09 \text{ KN}$$

$$S_2 = Q_0 + 0,75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11,728 + 79,16 = 90,90 \text{ KN}$$

$$S_1 = Q_0 + 0,71 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 11,728 + 87,43 = 99,16 \text{ KN}$$

$$S_0 = Q_0 + 0,69 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 11,728 + 97,10 = 108,83 \text{ KN}$$

Poids propre des poutres :

- Poutres principales : $G_{pp} = 0,35 \times 0,25 \times 25 \times 3,55 = 7,76 \text{ KN}$
- Poutres secondaire : $G_{ps} = 0,35 \times 0,25 \times 25 \times 3,55 = 7,76 \text{ KN}$

D'où le poids des poutres : $G_p = 7,76 + 7,76 = 15,53 \text{ KN}$

Poids propre des planchers :

- Plancher terrasse : $G_{pt} = St \times G_{pt} = 11,728 \times 6,44 = 75,52 \text{ KN}$
- Plancher courant : $G_{pc} = St \times G_{pc} = 11,728 \times 5,15 = 60,39 \text{ KN}$

Poids propre des poteaux :

- Poteau d'étage courant:

$$G_{pot} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,06 = 4,78 \text{ KN}$$

- Poteau du rez-de-chaussée :

$$G_{pot} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 4,08 = 6,38 \text{ KN.}$$

Descente de charges sur le poteau D28 :

Niveau	Charges Permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]		Efforts normaux [KN]	Sections [cm ²]	
	plancher	poutres	poteau	G	G Cumul	Q	Q Cumul	N = G _c +Q _c	S ≥ N/ σ _{bc}	Section adoptée
8	75,52	15,53	0,00	91,05	91,05	11,728	11,728	102,78	68,52	30x30
7	60,39	15,53	4,78	80,70	171,75	17,592	29,32	201,07	134,04	30x30
6	60,39	15,53	4,78	80,70	252,45	17,592	45,152	297,60	198,40	30x30
5	60,39	15,53	4,78	80,70	333,15	17,592	59,23	392,38	261,58	35x35
4	60,39	15,53	4,78	80,70	413,85	17,592	71,54	485,39	323,60	35x35
3	60,39	15,53	4,78	80,70	494,55	17,592	82,09	576,64	384,43	35x35
2	60,39	15,53	4,78	80,70	575,25	17,592	90,90	666,15	444,10	40x40
1	60,39	15,53	4,78	80,70	655,95	17,592	99,16	755,11	503,40	40x40
RDC	60,39	15,53	6,38	82,30	738,25	17,592	108,83	847,08	564,72	40x40

Tableau. II.1 : Descente de charges sur le poteau P4.Vérification des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 :

- Poteaux d'étage courant (du 6^{ème} au dernier étage) : poteau (30×30)

- $\text{Min}(30, 30) \geq 25 \text{ cm}$ Vérifiée
- $\text{Min}(30, 30) \geq h_e / 20 = 15,3 \text{ cm}$ Vérifiée
- $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$ Vérifiée

- Poteaux d'étage courant (du 3^{ème} au 5^{ème} étage) : poteau (35×35)

- $\text{Min}(35, 35) \geq 25 \text{ cm}$ Vérifiée
- $\text{Min}(35, 35) \geq h_e / 20 = 15,3 \text{ cm}$ Vérifiée
- $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$ Vérifiée
-

- Poteaux d'étage courant (du RDC au 2^{ème} étage) : poteau (40×40)

- $\text{Min}(40, 40) \geq 25 \text{ cm}$ Vérifiée
- $\text{Min}(40, 40) \geq h_e / 20 = 15,3 \text{ cm}$ Vérifiée
- $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4$ Vérifiée

Conclusion :

Les conditions du RPA sont vérifiées, toutes les sections des poteaux sont admissibles.

Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \text{(1)}$$

Avec :

λ : Élancement du poteau ;

L_f : Longueur de flambement ; ($L_f = 0,7 \cdot L_0$) (2)

i : Rayon de giration ($i = [I / A]^{1/2}$)(3)

I : Moment d'inertie ($I = bh^3 / 12$)(4)

A : Section transversale du Poteau ($B = a \cdot b$)(5)

L_0 : hauteur libre du poteau

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 0,7L_0 \frac{\sqrt{12}}{h}$$

En remplaçant (2), (3), (4) et (5) dans (1) on trouve : $2,42 l_0/h$

- **Les vérifications**

Pour le RDC au 3^{er} étage (poteau 35x35) cm² : $l_0 = 3,78 \rightarrow \lambda = 26,19 < 50$ vérifier

Pour le 4^{ème} au dernier étage (poteau 30x30) cm² : $l_0 = 2,76 \rightarrow \lambda = 22,26 < 50$ vérifier

- **Conclusion**

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Récapitulatif :

- Poutres :

- Poutres principales : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$.

- Poteaux :

- Poteaux du Sous-sol, RDC et 2^{er} étage : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.
- Poteaux du 3^{ème} au 5^{ème} étage : $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Poteaux du 6^{ème} au dernier étage : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.

- Voiles : épaisseur de 20 cm.

- Plancher en corps creux : plancher de 20 cm d'épaisseur (corps creux de 16cm et dalle de compression de 4 cm).

- Plancher en dalle pleine : plancher de 15 cm d'épaisseur

I-1) Calcul de l'acrotère :

Il est assimilé à une console encastré au niveau du dernier étage, soumis à son poids propre (G), et un effort horizontal $Q=1\text{KN}$ du à la main courante qui engendre un moment (M).

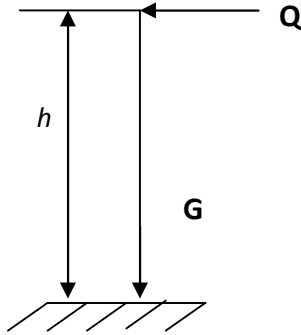


Fig I-1-1 : Schéma statique

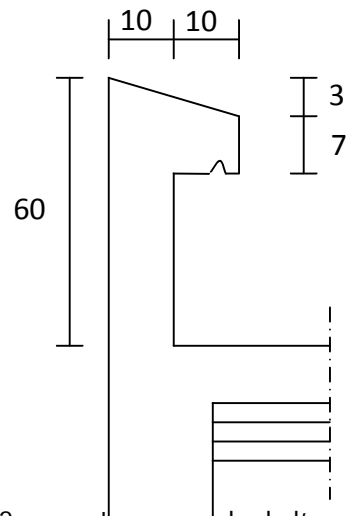


Fig I-1-2 coupe transversale de l'acrotère

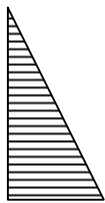


Diagramme du moment

$$M = Q \times H$$

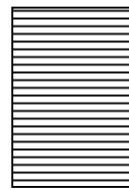


Diagramme de l'effort tranchant $T = Q$



Diagramme de l'effort normal $N = G$

Fig I-1-3 : diagramme des efforts internes.

I -1-1) Calcul des sollicitations : le calcul se fera pour une bande de 1mètre de largeur.

➤ **L'effort normal :**

$$N = G \times h. \text{ avec}$$

ρ : masse volumique du béton.

S : section transversale de l'acrotère.

$\frac{A N}{S}$

$$: N = 1.675 \times 0.6 = 1.005 \text{KN}$$

$$N = 1.005 \text{KN.}$$

➤ **L'effort horizontal :**

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

➤ **Le moment de renversement M du à l'effort horizontal :**

$$M_Q = Q \times H \times 1\text{m} = 1 \times 0.6 \times 1\text{m} = 0.6 \text{KN.m}$$

I-1-2) Combinaison de charges:

- **ELU:** la combinaison : $1.35G + 1.5Q$

-Effort normal du à G :

$$N_U = 1.35(1.675) = 2.26 \text{KN/ml}$$

-Moment de flexion du à Q

$$M_u = 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

- E L S : la combinaison : G+Q

- Effort normal de compression

$$N_s = G = 1.675 \text{ KN/ml}$$

- Moment de flexion

$$M_s = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

I-1-3) Ferrailage de l'acrotère :

Les sollicitations se résume en un effort normal « N » et un moment de flexion « M » .

Le ferrailage sera déterminé pour une section rectangulaire $(100 \times 10) \text{ cm}^2$ [$b=100 \text{ cm}, h=10 \text{ cm}$]

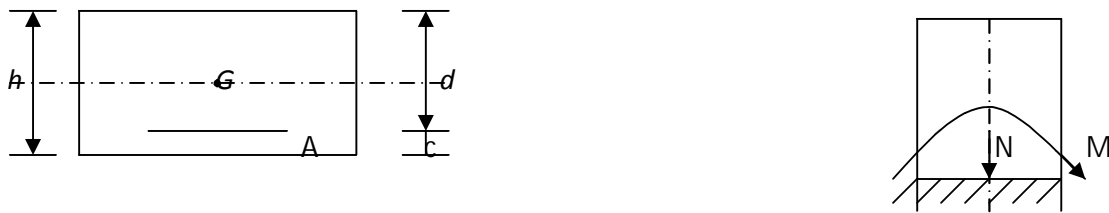


Fig I-1-4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

a. Calcul à l'E L U :

➤ Position du centre de pression :

$$e_u = \dots = 0.39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

Nous avons $2c = 2 \times 3 \text{ cm} = 6 \text{ cm} < e_u = 39 \text{ cm} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section délimitée par les aciers, donc une section partiellement comprimée.

On fera un calcul en flexion simple afin de déterminer une section d'armatures fictives (A_f), puis on déduira la section d'armatures réelle (A_r) en flexion composée.

➤ calcul en flexion simple (section d'armatures fictives) :

M_f : moment fictif

$$M_f = M_u + N_u (-c)$$

$$\text{AN: } M_f = 0.9 + 2.261(0.03) = 0.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \dots \text{ avec } d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm (la hauteur utile), } f_{td} = \dots = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \dots = 0.01 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{ section simplement armée } \beta = 0.995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_c}{\gamma_s}} = \frac{0.97 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times \frac{400}{1.15}} = 0.35 \text{ cm}^2$$

➤ calcul en flexion composée :

$$A_r = A_f - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.35 - \frac{2.261 \times 10}{400 \cdot 1.15} = 0.28 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$A_r < A_{\min} \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée

On prend $A_{\text{dop}} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Armatures de repartition :

$A_{\text{rep}} = \dots = 0,5025 \text{ cm}^2$ On prend $A_{\text{rep}} = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = \text{cm}$

Vérification de S_t : $S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.1 BAEL91)

Pour les fissurations préjudiciables nous avons :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}; \quad \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b.d}$$

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

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 8 \text{ cm} \Rightarrow \tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \cdot 8} = 0,01875 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,01875 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence des barres

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad = 1,5: \text{coefficient de scellement droit}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0,9.d.\sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n\pi\phi = 4 \cdot 3,14 \cdot 0,8$$

$$\Rightarrow \sum U_i = 10,048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{150}{0,9 \cdot 8 \cdot 10,048} \cdot 10^{-1}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = 0,207 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Vérification à l'ELS :

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

$$\text{La contrainte dans les aciers } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{La contrainte dans le béton } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{adop}}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{adop}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 ; k_1 = 47,5$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{\rho_1} = \frac{40,56}{0,251} = 161,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99.Art 6.2.3)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ Avec :}$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (41) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $\Rightarrow (A = 0,15 \text{ en zone II}_a \text{ d'usage 2})$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

Soit : C_p = 0,8 ; W_p = 1,675 KN/ml .

W_p : Poids propre de l'acrotère ;

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,675 = 0,804 \text{ KN / ml} \quad (Q = 1 \text{ KN / ml})$$

Il est inutile de vérifier l'acrotère au séisme.

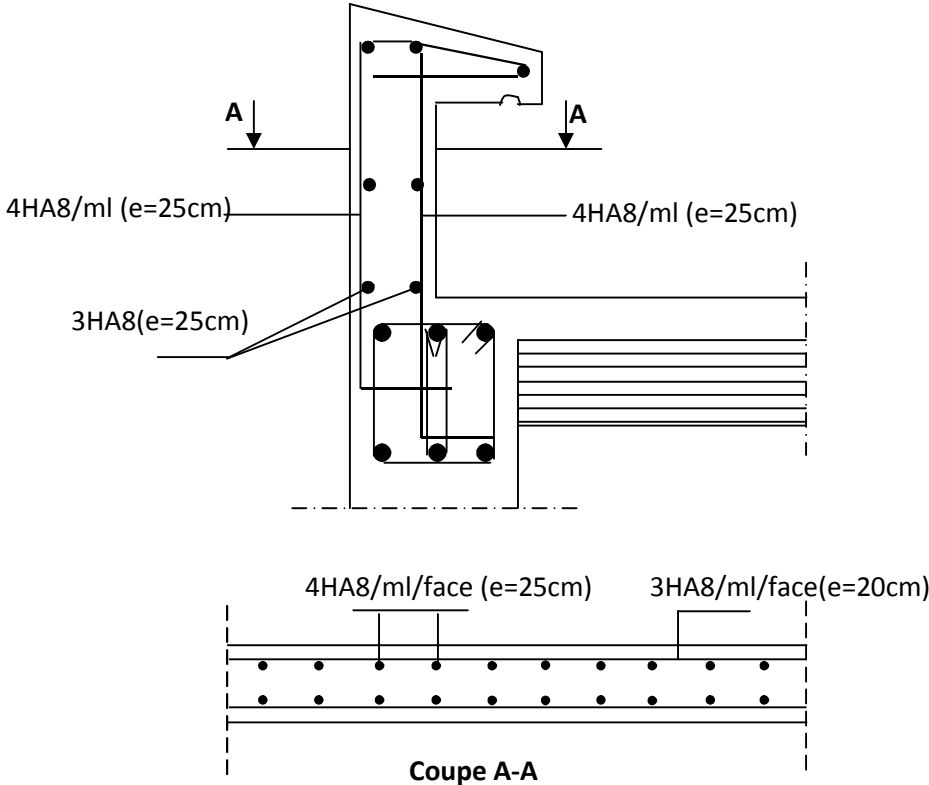


Fig I-1-5 : schéma de ferraillage de l'acrotère.

III.1 Calcul des escaliers

III.1.1 Définition

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction. L'escalier est constitué d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

Notre bâtiment comporte 02 cages d'escaliers de même type (escalier à 03 volées) et seront réalisés en béton armé coulé sur place.

III.1.2 Terminologie

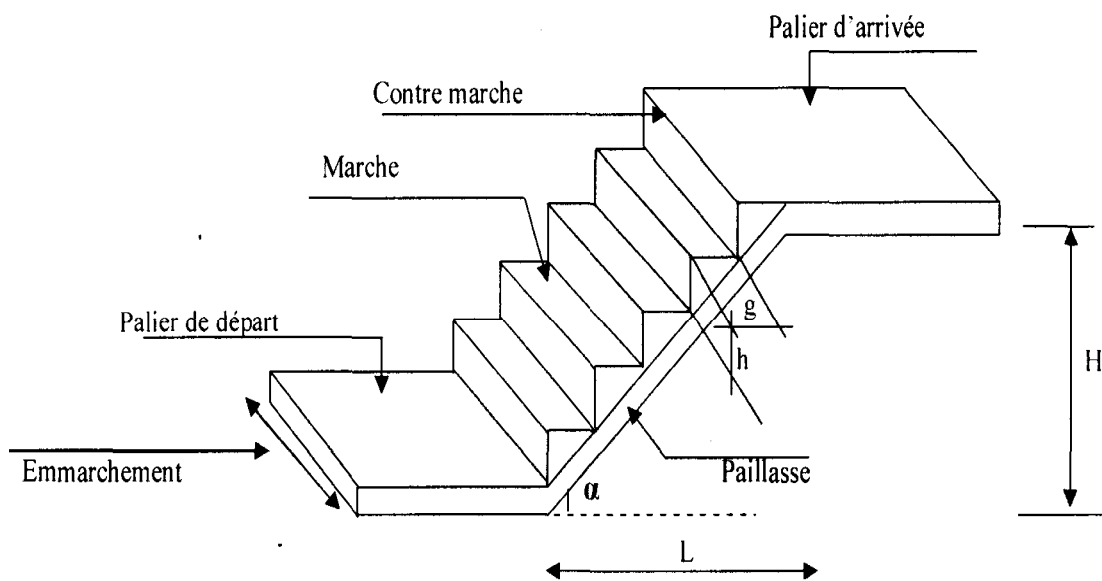


Figure III.1.3 Constituants d'un escalier

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **La hauteur de la contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

III.1.4 Prédimensionnement de l'escalier de service (menant du sous sol au 1^{er} étage)

- *Calcul du nombre de marches et contre marches*

$$13 \leq h \leq 18 \quad \text{et} \quad 28 \leq g \leq 36$$

On prend la hauteur des marches $h = 17\text{cm}$.

Soit n le nombre de contre marches et m le nombre de marches :

$$H = 306\text{ cm} ; h = 17\text{cm}$$

Le nombre de contre marches est : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \Rightarrow n = 18$ contre marches.

Les 20 contre marches seront réparties de la manière suivante :

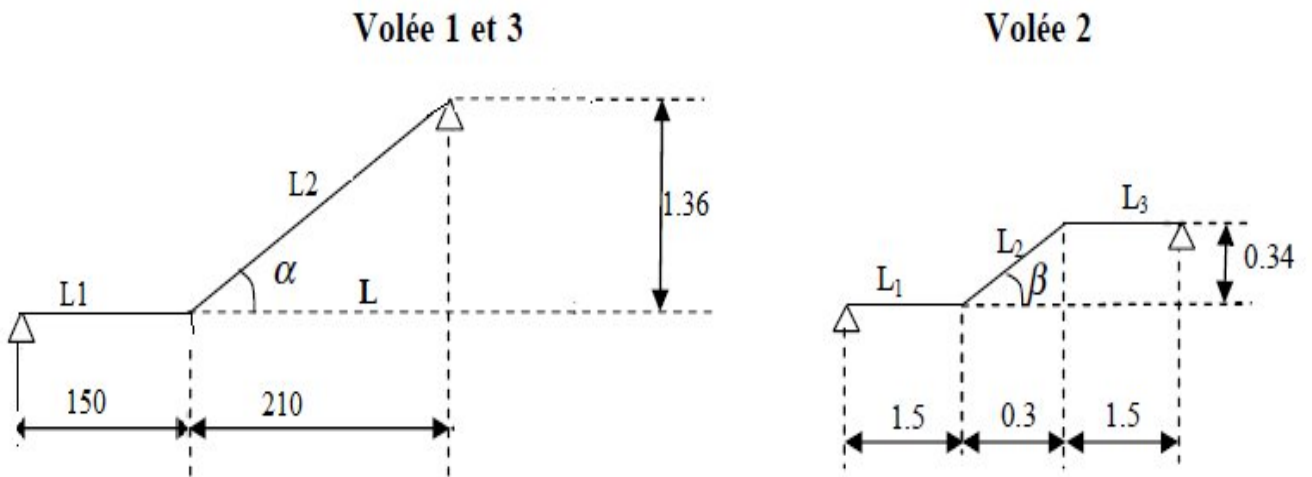
- **Volée 1 et 3** : $n = 8$ contre marches ; donc : $m = n-1 = 7$ marches.
- **Volée 2** : $n = 2$ contre marches ; donc : $m = n-1 = 1$ marche.

Loi de BLONDEL

C'est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier plus confortable : $60 \leq g + 2h \leq 64$

Pour $h=17\text{cm}$; on aura : $26 \leq g \leq 30$ donc on prend $g=30\text{ cm}$

Nous allons étudier 02 volées comme représenté dans les schémas suivants :



III.1.4.1 Etude des volées 1 et 3

1. Dimensionnement de la paillasse :

L'épaisseur doit vérifier : $0,12 \leq e \leq 0,16$

$$\tan \alpha = \frac{1,36}{2,10} = 0,647 \Rightarrow \alpha = 32,92^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{2,10}{L} \Rightarrow L = \frac{2,10}{\cos 32,92^\circ} = 250,16$$

Longueur réelle de la paillasse : $= \quad + \quad = 250.16 + 150 = 400.16$

D'où : $\text{---} \leq \quad \leq \text{---}$

$$13.33 \leq \quad \leq 20.008 \Rightarrow \quad \text{é} \quad = 20$$

Nous adaptons la même épaisseur pour le palier.

2. Détermination des charges et surcharges

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la celle-ci, le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale en considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges permanentes

➤ Palier

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/ml)	G (KN/ml)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.03	20	0.60
Lit de sable	0.03	22	0.66
Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
Dalle en béton	0.20	25	5.00
			G_{TOTALE}=6.86KN/ml

➤ Volée

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN/ml)	G (KN/ml)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.03	20	0.60
Lit de sable	0.03	22	0.66
Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
Marches	/	25	$25 \times 0.17 / 2 = 2.125$
Paillasse	0.20	25	$25 \times \frac{0.20}{\quad} = 5.93$
Garde corps	/	/	0.20
			G_{TOTALE}=10.115KN/ml

b) Surcharges d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par la DTR B.C.2.2:

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

3. Combinaison des charges et surcharges

	ELU : $1.35G + 1.5Q$ (KN/ml)	ELS : $G+Q$ (KN/ml)
Palier	13.011	9.360
Volée	17.405	12.615

4. Calcul à l'ELU

a. Calcul des efforts internes

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

➤ Réactions d'appuis :

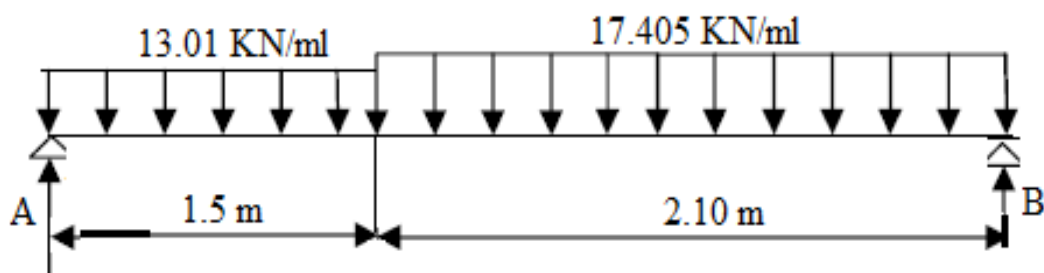


Figure III.4.2 Schéma statique des volées 1 et 3 à l'ELU

$$\sum \uparrow = 0$$

$$R_A + R_B = 17.405 \times 2.10 + 13.011 \times 1.5 = 56.067 \text{ KN}$$

$$\sum \curvearrowright = 0$$

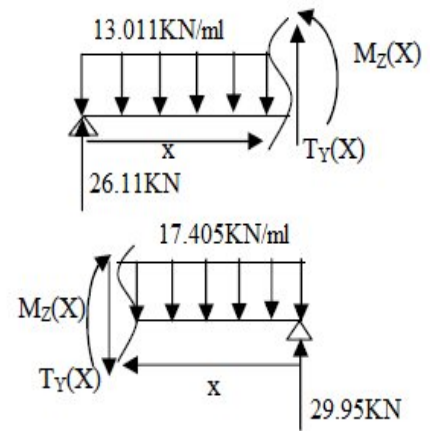
$$R_B (1.5 + 2.10) - 13.01 (1.5) (1.5/2) - 17.405 \times 2.1 (1.5 + 2.1/2)$$

$$R_B = 29.95 \text{ KN et } R_A = 26.11 \text{ KN}$$

➤ **Efforts internes :**

❖ **Efforts tranchants :**

Tronçon	Expression	X(m)	T _y (KN)
0 ≤ ≤ 1.5 (de gauche)	13.011x-26.11	0	-26.11
		1.5	-6.59
0 ≤ ≤ 2.10 (de droite)	-17.405x+ 29.95	0	29.95
		2.10	-6.59



❖ **Moments fléchissant :**

Tronçon	Expression	X(m)	M _z (KN.m)
0 ≤ ≤ 1.5 (de gauche)	26.11 - 13.011 -	0	0
		1.5	24.52
0 ≤ ≤ 2.10 (de droite)	29.35 - 17.40 -	0	0
		2.10	24.52

Le moment M_z est maximal pour T_y=0

$$= 0 \Rightarrow 13.01 - 26.11 = 0 \Rightarrow = 2.00$$

Donc : = 26.11 (2) - 13.01 - = 26.2 .

$$= 26.2 .$$

Remarque :

A fin de tenir compte des semi-encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

Soit : = 0.85 = -0.3

Donc : = 22.27 . = -7.86 .

➤ Diagrammes des efforts internes :

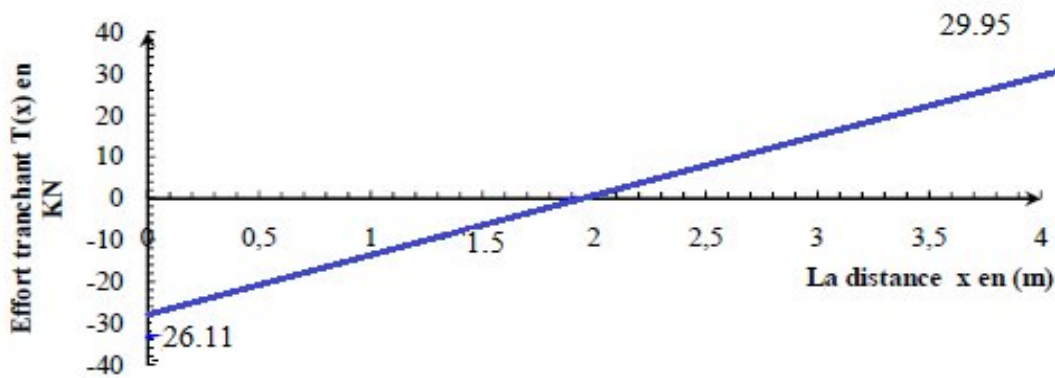
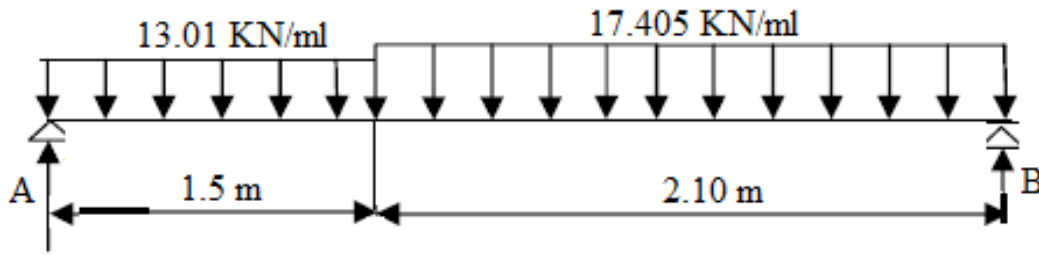


Figure III.4.3 Diagramme des efforts tranchant des volées 1 et 3 à l'ELU

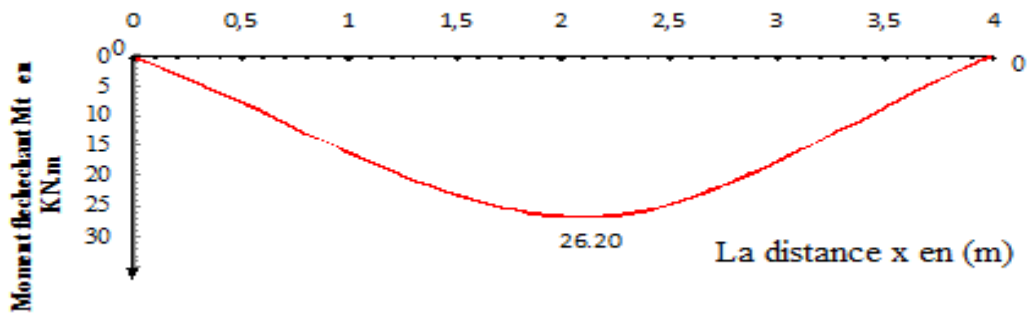


Figure III.4.4 Diagramme du moment isostatique des volées 1 et 3 à l'ELU

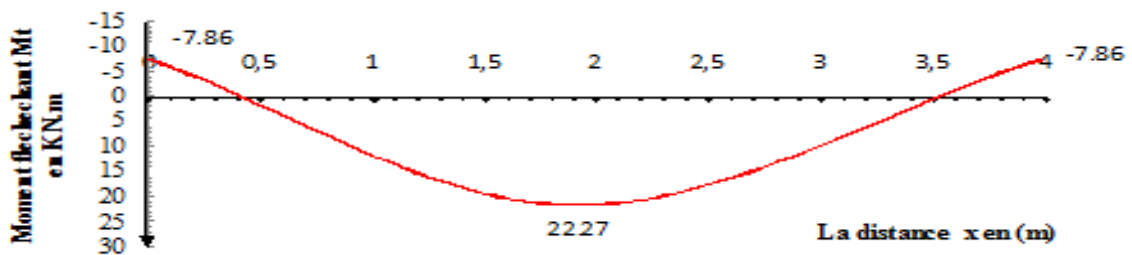


Figure III.4.5 Diagramme du moment isostatique des volées 1 et 3 à l'ELU

5. Calcul à l'ELS

a. Calcul des efforts internes

➤ **Réactions d'appuis**

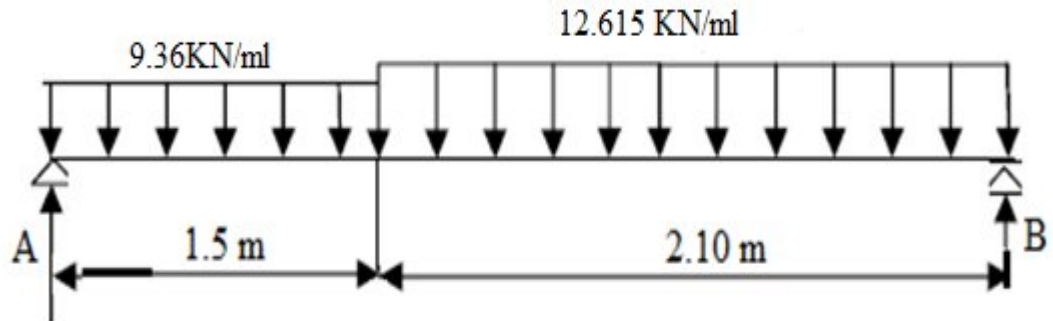


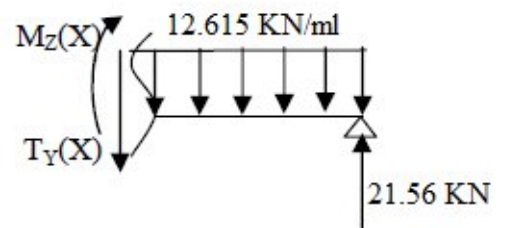
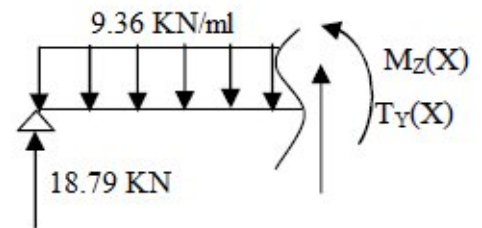
Figure III.4.6 Schéma statique des volées 1 et 3 à l'ELS.

$R_A = 18.79 \text{ KN}$ et $R_B = 21.56 \text{ KN}$

➤ **Efforts internes**

❖ **Efforts tranchants :**

Tronçon	Expression	X(m)	T_y (KN)
$0 \leq x \leq 1.5$ (de gauche)	$9.36x - 18.79$	0	-18.79
		1.5	-4.74
$0 \leq x \leq 2.10$ (de droite)	$-12.615x + 21.56$	0	21.56
		2.10	-4.74



❖ **Moments fléchissant :**

Tronçon	Expression	X(m)	M_z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.5$ (de gauche)	$18.79 - 9.36x$	0	0
		1.5	17.65
$0 \leq x \leq 2.10$ (de droite)	$21.56 - 12.615x$	0	0
		2.10	17.65

Le moment M_z est maximal pour $T_y=0$

$$= 0 \Rightarrow 9.36 - 18.79 = 0 \Rightarrow = 2.00$$

Donc : $= 18.79 (2) - 9.36 - = 18.86$.

$$= 18.86$$

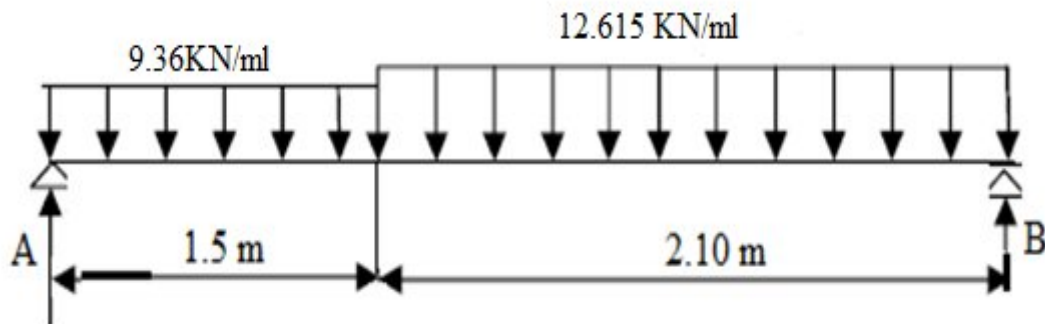
Remarque :

En tenant compte des semi-encastres :

$$= 0.85 \quad = -0.3$$

Donc : $= 16.03$. $= -5.65$.

➤ **Diagrammes des efforts internes :**



III.4.7 Etude de la volée 2 :

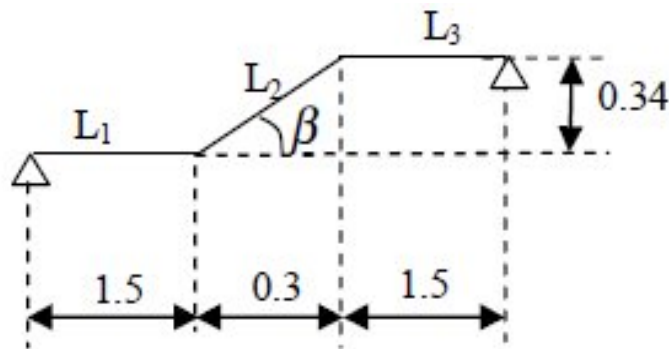


Figure III.4 .8 Schéma statique de la volée 2

1. Dimensionnement de la paillasse :

L'épaisseur doit vérifier : $- \leq \leq -$

$$= - = - = 1.133 \Rightarrow \approx 48.6^\circ$$

$$\cos = - \Rightarrow = - = - = 45$$

Longueur réelle de la paillasse : $= + + = 150 + 45.4 + 150 = 345$

D'où : $\text{---} \leq \text{---} \leq \text{---}$

$$11.5 \leq \text{---} \leq 17.25 \Rightarrow \text{---} \text{ é } \text{---} = 15$$

2. Détermination des charges et surcharges

a) Charges permanentes

➤ Palier

$$G_{\text{TOTALE}} = 5.61 \text{ KN/ml}$$

➤ Volée

$$G_{\text{TOTALE}} = 9.86 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharges d'exploitation

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

3. Combinaison des charges et surcharges

	ELU : $1.35G + 1.5Q$ (KN/ml)	ELS : $G+Q$ (KN/ml)
Palier	11.324	8.110
Volée	17.061	12.360

4. Calcul à l'ELU

a. Calcul des efforts internes

➤ Réactions d'appuis

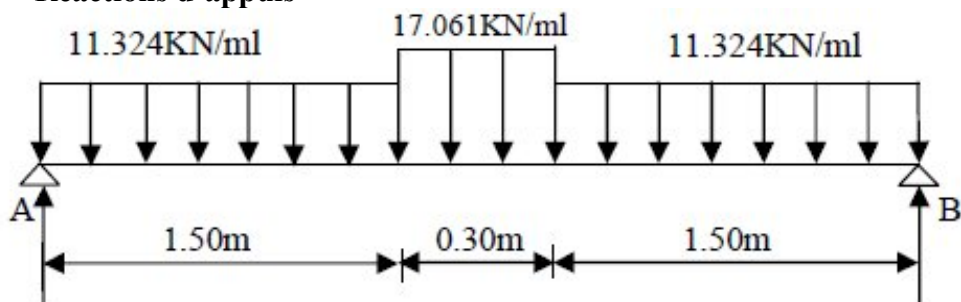


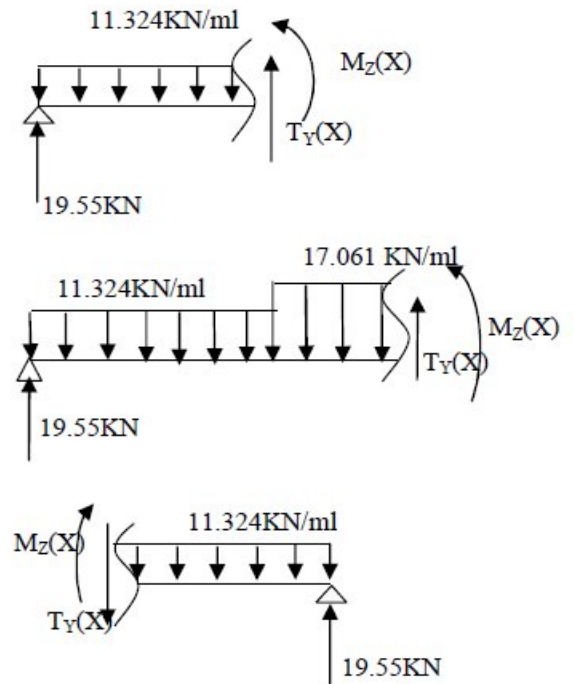
Figure III.4.9 Schéma statique de la volée 2 à l'ELU

$R_A = 19.55 \text{ KN}$ et $R_B = 19.55 \text{ KN}$

➤ Efforts internes

❖ Efforts tranchants

Tronçon	Expression	X(m)	T_y (KN)
$0 \leq x \leq 1.5$ (de gauche)	$11.324x - 19.55$	0	-19.55
		1.5	-2.564
$0 \leq x \leq 1.8$ (de gauche)	$17.061x - 28.15$	1.5	-2.564
		1.8	2.564
$0 \leq x \leq 1.5$ (de droite)	$-11.324x + 19.55$	0	19.55
		1.5	2.564



❖ Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X(m)	M_z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.5$ (de gauche)	$19.55x - 11.324 \times \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.5	16.58
$0 \leq x \leq 1.8$ (de gauche)	$-8.53x + 28.15x - 6.45x^2$	1.5	16.58
		1.8	16.58
$0 \leq x \leq 1.5$ (de droite)	$19.55x - 11.324 \times \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.5	16.58

Le moment M_z est maximal pour $T_y=0$

$$= 0 \Rightarrow 17.061x - 28.15 = 0 \Rightarrow x = 1.65$$

$$\text{Donc : } M_z = -8.53(1.65) + 28.15(1.65) - 6.45 = 16.77$$

$$= 16.77$$

Remarque :

En tenant compte des semi-encastremets :

$$= 0.85 \quad = -0.3$$

Donc : $V = 14.25$; $M = -5.031$.

➤ Diagrammes des efforts internes :

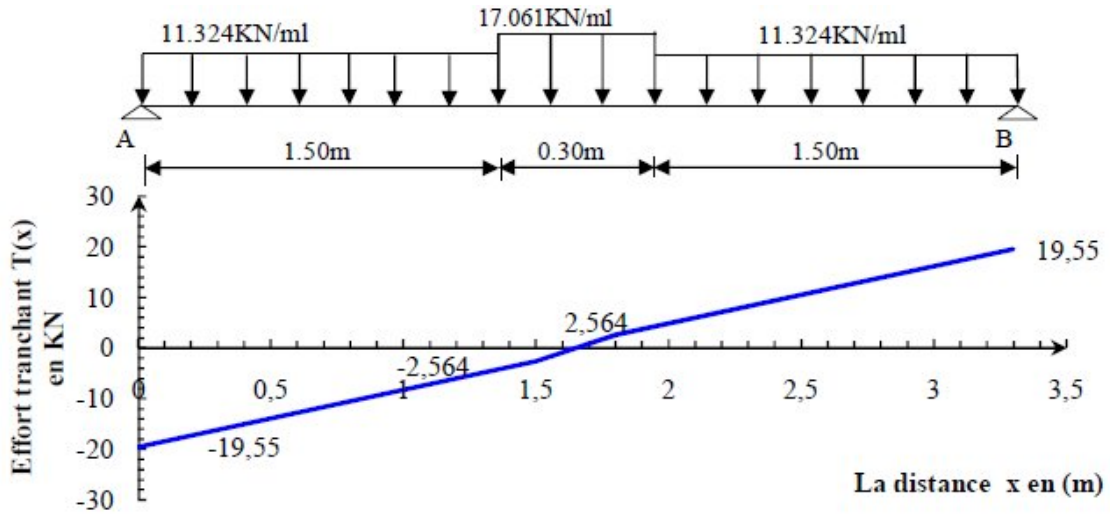


Figure III.4.10 Diagramme des efforts tranchant de la volée 2 à l'ELU

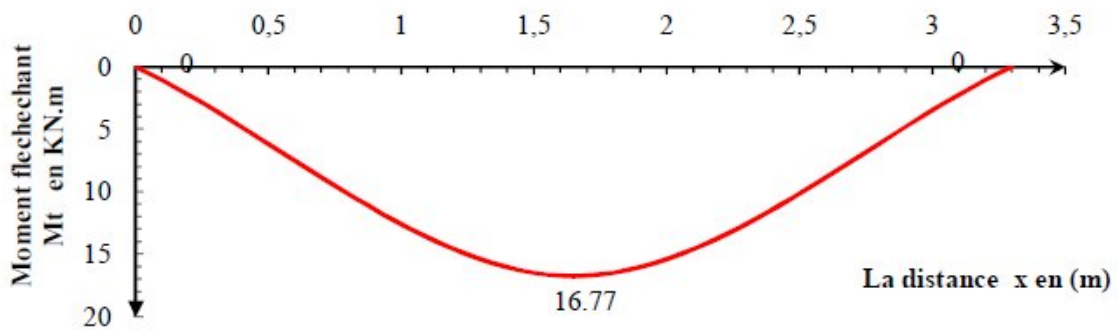


Figure III.4.11 Diagramme du moment isostatique de la volée 2 à l'ELU

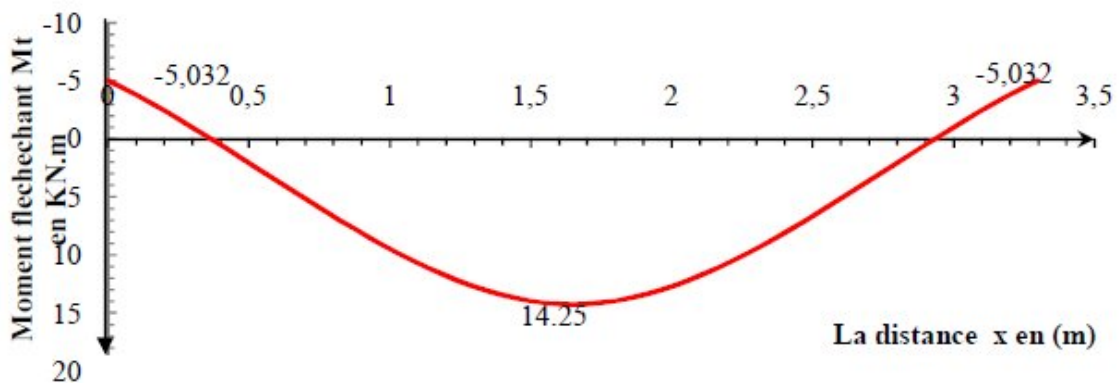


Figure III.4.12 Diagramme du moment fléchissant de la volée 2 à l'ELU

5. Calcul à l'ELS

a. Calcul des efforts internes

➤ Réactions d'appuis

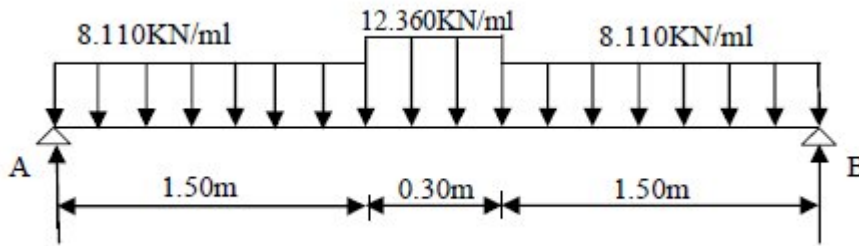


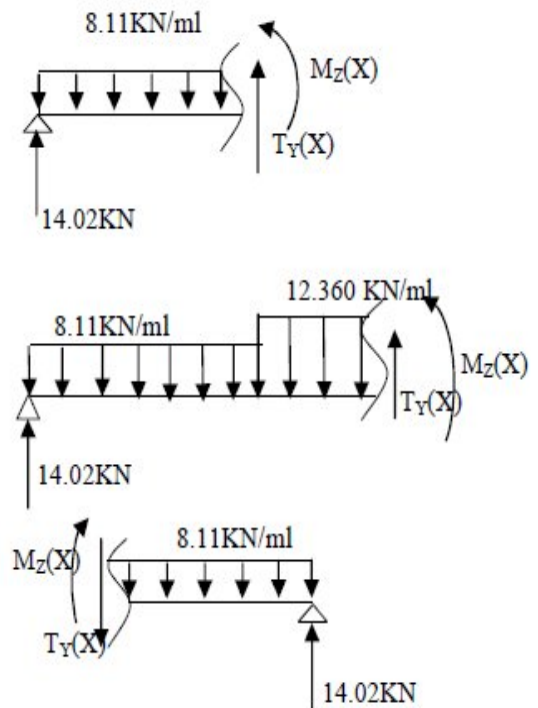
Figure III.4.13 Schéma statique de la volée 2 à l'ELS

$R_A=14.02 \text{ KN}$ et $R_B=14.02 \text{ KN}$

➤ Efforts internes

❖ Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X(m)	T_y (KN)
$0 \leq x \leq 1.5$ (de gauche)	$8.11x - 14.02$	0	-14.02
		1.5	-1.86
$1.5 \leq x \leq 1.8$ (de gauche)	$12.360x - 20.40$	1.5	-1.86
		1.8	1.86
$0 \leq x \leq 1.5$ (de droite)	$-8.11x + 14.02$	0	14.02
		1.5	1.86



❖ Moments fléchissant

Tronçon	Expression	X(m)	M_z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.5$ (de gauche)	$14.02 - 8.11 \times \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.5	11.91
$1.5 \leq x \leq 1.8$ (de gauche)	$-6.18 + 20.4x - 4.78x^2$	1.5	11.91
		1.8	11.91
$0 \leq x \leq 1.5$ (de droite)	$14.02 - 8.11 \times \frac{x^2}{2}$	0	0
		1.5	11.91

Le moment M_z est maximal pour $T_y=0$

$$= 0 \Rightarrow 12.360 - 20.40 = 0 \Rightarrow = 1.65$$

Donc : $= -6.18(1.65) + 20.4(1.65) - 4.78 = 12.05$.

$$= 12.05$$

En tenant compte des semi-encastres :

$$= 0.85 \quad = -0.3$$

Donc : $= 10.24$. $= -3.615$.

➤ Diagrammes des efforts internes :

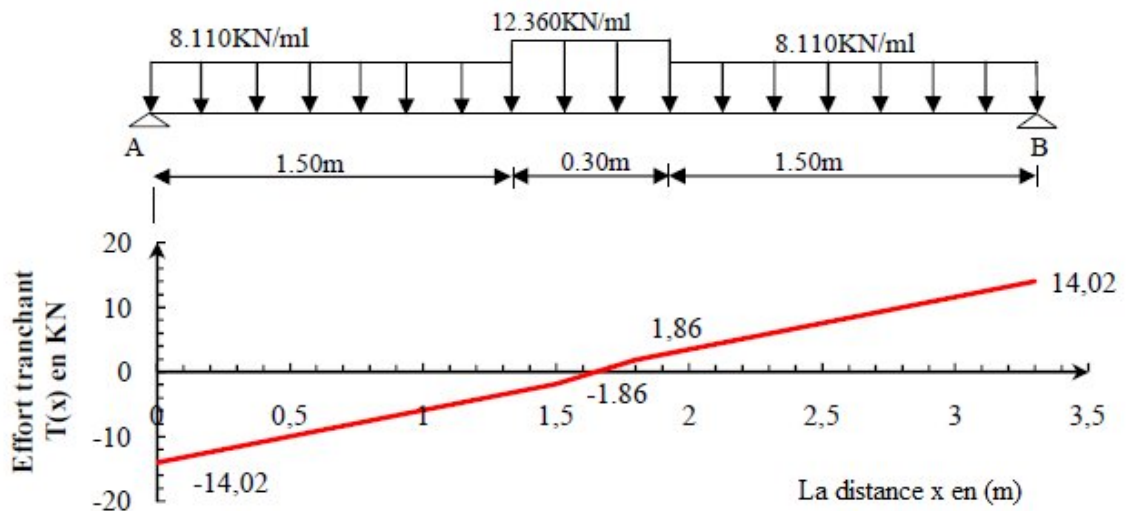


Figure III.4.14 Diagramme des efforts tranchant de la volée 2 à l'ELU

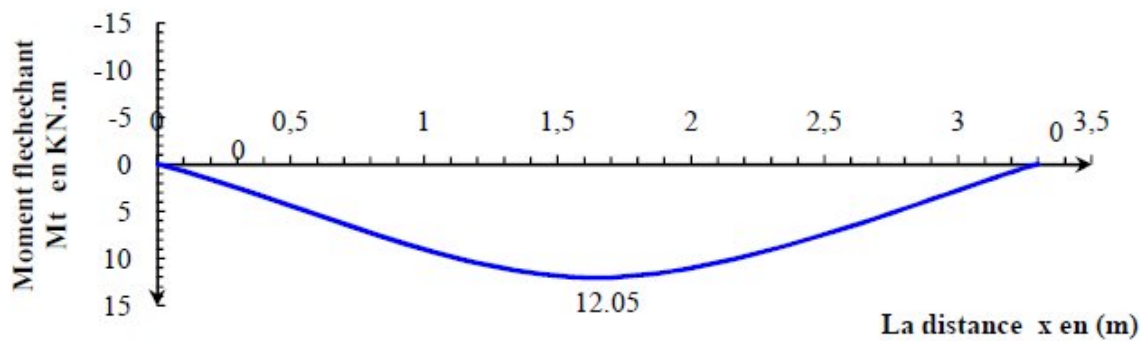


Figure III.4.15 Diagramme du moment isostatique de la volée 2 à l'ELU

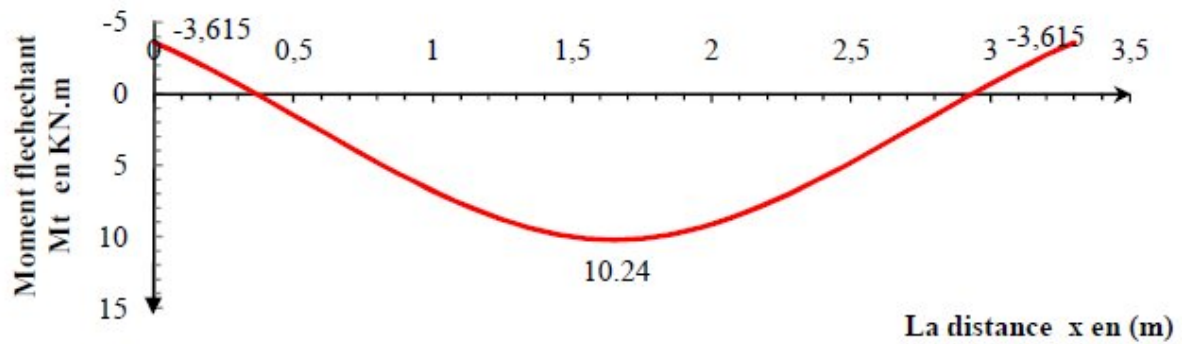


Figure III.4.16 Diagramme du moment fléchissant de la volée 2 à l'ELU

III.4.3.3 Ferrailage :

- Calcul des armatures

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, avec :

- ✓ *Volée 1 et 3* : $h = 20\text{cm}$; $c = 2\text{cm}$; $d = 18\text{ cm}$.
- ✓ *Volée 2* : $h = 15\text{cm}$; $c = 2\text{cm}$; $d = 13\text{cm}$.

		Volée 1 et 3		Volée 2	
		<i>En travée</i>	<i>Aux appuis</i>	<i>En travée</i>	<i>Aux appuis</i>
ARMATURES PRINCIPALES	M_u (KN)	22.27	7.86	14.25	5.031
	ρ	0.049	0.017	0.059	0.020
	μ	0.9745	0.9915	0.969	0.990
	ρ_{min}	3.65	1.26	3.25	1.12
	A_s adoptée (cm ²)	6HA14=9.24	4HA10=3.14	6HA14=9.24	4HA10=3.14
	St (cm)	15	25	15	25
ARMATURES DE REPARTITION	$A_R = \frac{A_p}{4}$ (cm ²)	2.31	0.78	2.31	0.785
	A_s adoptée (cm ²)	6HA10=4.71	4HA8=2.01	6HA10=4.71	4HA8=2.01
	St (cm)	15	25	15	25

a. Vérification à l'ELU

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

$$\text{Volée 1 et 3 : } \sigma_{st} = 0.23 \times \sigma_{st} \times \sigma_{st} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \sigma_{st} = 2.17$$

$$\begin{aligned} \blacksquare \sigma_{st} &: = 4.13 > 2.17 && \text{é} \quad \text{é} \\ \blacksquare \sigma_{st} &: = 9.24 > 2.17 && \text{é} \quad \text{é} \end{aligned}$$

$$\text{Volée 2 : } \sigma_{st} = 0.23 \times \sigma_{st} \times \sigma_{st} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \sigma_{st} = 2.17$$

$$\begin{aligned} \blacksquare \sigma_{st} &: = 3.14 > 1.57 && \text{é} \quad \text{é} \\ \blacksquare \sigma_{st} &: = 9.24 > 1.57 && \text{é} \quad \text{é} \end{aligned}$$

2) Réparation des barres (Art A.8.2,42/BAEL91)

$$\text{a) Armatures principales : } s \leq \min(3h, 33) = 33$$

$$\begin{aligned} \blacksquare s &: = 25 > 33 && \text{é} \quad \text{é} \\ \blacksquare s &: = 15 > 33 && \text{é} \quad \text{é} \end{aligned}$$

$$\text{b) Armatures de réparation: } s \leq \min(4h, 45) = 45$$

$$\begin{aligned} \blacksquare s &: = 25 > 33 && \text{é} \quad \text{é} \\ \blacksquare s &: = 15 > 33 && \text{é} \quad \text{é} \end{aligned}$$

3) Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1,2/BAEL91)

$$\tau = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \min\left(\frac{0.20}{\sigma_{st}}, 5\right) = 3.33$$

Avec T_u : effort tranchant maximal

$$\checkmark \text{ Volée 1 et 3 : } \tau = \frac{T_u}{b \times d} = 0.166 < \tau_{adm} \Rightarrow \text{é} \quad \text{é} .$$

$$\checkmark \text{ Volée 2 : } \tau = \frac{T_u}{b \times d} = 0.15 < \tau_{adm} \Rightarrow \text{é} \quad \text{é} .$$

4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1,3/BAEL91)

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{adm} = \Psi \times \sigma_{st} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$$

Ψ : Coefficient de scellement pris à 1.5 pour les aciers HA

Σ : Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\Sigma = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6$$

$$\checkmark \text{ Volée 1 et 3 : } \sigma_{st} = \frac{T_u}{\Sigma} = 1.47 < \sigma_{adm} \Rightarrow \text{é} \quad \text{é} .$$

$$\checkmark \text{ Volée 2 : } \sigma_{st} = \frac{T_u}{\Sigma} = 0.15 < \sigma_{adm} \Rightarrow \text{é} \quad \text{é} .$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

5) Ancrage des barres aux appuis

➤ Longueur de scellement droit (Art A.6.1,22/BAEL91)

$$= \frac{\varnothing \times}{4} = 0.6 \psi = 284$$

✓ Volée 1,2 et 3 : $= \frac{x}{x} = 35.2$

On prend $= 35$

$$= 0.4 = 0.4 \times 35 = 14$$

Les règles du BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91) 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 0.4Ls pour les aciers HA.

6) *Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313/BAEL91)*

➤ *Influence sur le béton*

✓ Volée 1 et 3

$$\leq 0.4 \times \frac{x}{x} \times (0.9 \times 18) \times 100 = 0.4 \times \frac{x}{x} \times (0.9 \times 18) \times 100 = 1080$$

$$= 29.95 < 1080 \Rightarrow \text{é é}$$

✓ Volée 2 :

$$\leq 0.4 \times \frac{x}{x} \times (0.9 \times 13) \times 100 = 0.4 \times \frac{25 \times 10}{1.5} \times (0.9 \times 13) \times 100 = 780$$

$$= 19.55 < 780 \Rightarrow \text{é é}$$

➤ **Influence sur les armatures longitudinales**

On doit vérifier que : $\geq \frac{x}{x} \times + \frac{x}{x}$

✓ Volée 1 et 3

$$\frac{x}{x} \times + \frac{x}{x} = \frac{x}{x} \times 29.95 + \frac{x}{x} = -0.053$$

$$= 3.14 \Rightarrow \text{é é}$$

✓ Volée 2

$$\frac{1.15}{0.9 \times} \times + \frac{x}{x} = \frac{1.15}{400} \times 29.95 + \frac{-7.86 \times 10}{0.9 \times 13} = -0.067$$

$$= 3.14 \Rightarrow \text{é é}$$

b. Vérification à l'ELS

1) Contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5,2/BAEL91)

La fissuration étant peu nuisible, alors on doit vérifier que :

$$= \frac{x}{x} \leq 0.6 = 15$$

✓ Volée 1 et 3

▪ Aux appuis : $\sigma = 5.65$.

$$= \frac{\sigma}{\sigma_{ad}} = \frac{5.65}{32.8} = 0.174$$

$$= 0.174 \Rightarrow \sigma_{ad} = 0.932$$

$$= 58.53$$

$$= \frac{\sigma}{\sigma_{ad}} = \frac{5.65}{58.53} = 0.0965$$

$$= 1.83 < 15 \Rightarrow \text{é é}$$

▪ En travée : $\sigma = 16.03$.

$$= \frac{\sigma}{\sigma_{ad}} = \frac{16.03}{31.3} = 0.51$$

$$= 0.51 \Rightarrow \sigma_{ad} = 0.892$$

$$= 31.30$$

$$= \frac{\sigma}{\sigma_{ad}} = \frac{16.03}{31.30} = 0.512$$

$$= 3.30 < 15 \Rightarrow \text{é é}$$

✓ Volée 2

▪ Aux appuis : $\sigma = 3.615$.

$$= \frac{\sigma}{\sigma_{ad}} = \frac{3.615}{15.1} = 0.24$$

$$= 0.24 \Rightarrow \sigma_{ad} = 0.921$$

$$= 48.29$$

$$= \frac{\sigma}{\sigma_{ad}} = \frac{3.615}{48.29} = 0.0748$$

$$= 1.99 < 15 \Rightarrow \text{é é}$$

▪ En travée : $\sigma = 10.24$.

$$= \frac{\sigma}{\sigma_{ad}} = \frac{10.24}{14.5} = 0.71$$

$$= 0.71 \Rightarrow \sigma_{ad} = 0.877$$

$$= 25.65$$

$$= \frac{\sigma}{\sigma_{ad}} = \frac{10.24}{25.65} = 0.399$$

$$= 3.79 < 15 \Rightarrow \text{é é}$$

2) Etat limité d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL91)

La fissuration étant peu nuisible, donc aucune vérification n'est à nécessaire

3) Etat limite de déformation (Art B.6.5/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{4.2}{L} \end{cases}$$

✓ Volée 1 et 3

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0.05 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{é} \quad \text{é}$$

✓ Volée 2

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{330} = 0.045 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{é} \quad \text{é}$$

Conclusion : On doit vérifier la flèche

➤ Calcul de la flèche

$$\text{a) } \frac{h}{L} = \frac{20}{360} < \frac{1}{16} = 0.062$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} = \frac{15}{330} < \frac{1}{16} = 0.062$$

Avec :

$\frac{1}{16}$: flèche admissible

L : longueur de la poutre

M_s : moment de service maximal en travée

E_c : module de déformation différée du béton ;

$$= 3700 \frac{1}{25} = 3700 \sqrt{25} = 10818.86$$

E_c : module de déformation instantanée ;

$$= 32164.2$$

I_0 : inertie fictive de la section pour la déformation de longue durée.

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène.

Position de l'axe neutre

$$= \frac{M_s}{E_c I_0}$$

Avec :

M_s : moment statique de la section homogène.

: surface de la section homogénéisée.

✓ Volée 1 et 3

$$= \times h + 15 \times = (100 \times 20) + (15 \times 9.24) = 2138.6$$

$$= \frac{h}{2} + 15 \times \times$$

$$= \frac{100 \times (20)}{2} + 15 \times 9.24 \times 18 = 22494.8$$

$$\Rightarrow = \frac{\cdot}{\cdot} = 10.5 \quad ; \quad = h - = 20 - 10.5 = 9.5$$

Le moment d'inertie de la section homogène

$$= \frac{1}{3} (+) + 15 (-)$$

$$= \frac{100}{3} \times (10.5 + 9.5) + 15 \times 9.24 \times (9.5 - 2) = 74962.9$$

Calcul des coefficients

$$= \frac{9.24}{\times} = \frac{9.24}{100 \times 18} = 0.0051$$

$$= \frac{0.05}{\times 2 + 3 -} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0051 \times 5} = 4.118$$

$$= \frac{2}{5} = 1.647$$

$$= 107.26$$

$$= 1 - \frac{1.75}{4 +} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0051 \times 107.26 + 2.1} = 0.857$$

$$= \frac{1.1}{1 + \times} = \frac{1.1 \times 74962.9}{1 + 1.647 \times 0.857} = 34194.44$$

$$= \frac{1.1}{1 + \times} = \frac{1.1 \times 74962.9}{1 + 4.118 \times 0.857} = 18206.42$$

D'où :

$$\left. \begin{aligned} &= \frac{16.03 \times 10 (3600)}{10 \times 32164.2 \times 42081 \times 10} = 2.33 < \frac{7.2}{500} = 7.2 \\ &= \frac{16.03 \times 10 (3600)}{10 \times 32164.2 \times 34194.44 \times 10} = 5.61 < \frac{7.2}{500} = 7.2 \end{aligned} \right\} \text{ è } h \quad \text{é}$$

✓ Volée 2

Position de l'axe neutre

$$= \frac{100 \times 15}{2} + 15 \times 4.71 = (100 \times 15) + (15 \times 4.71) = 1570.65$$

$$= \frac{h}{2} + 15 \times \frac{b}{2}$$

$$= \frac{100 \times (15)}{2} + 15 \times 4.71 \times 13 = 12168.45$$

$$\Rightarrow \bar{x} = \frac{12168.45}{1570.65} = 7.75 \quad ; \quad \bar{y} = h - \bar{x} = 15 - 7.75 = 7.25$$

Le moment d'inertie de la section homogène

$$= \frac{100}{3} (\bar{x}^2 + \bar{y}^2) + 15 (\bar{x}^2 - \bar{y}^2)$$

$$= \frac{100}{3} \times (7.75^2 + 7.25^2) + 15 \times 4.71 \times (7.25 - 2) = 30166.04$$

Calcul des coefficients

$$= 0.0071$$

$$= \frac{0.05}{1 \times 2 + 3} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0036 \times 5} = 5.83$$

$$= \frac{2}{5} = 2.33$$

$$= 97.20$$

$$= 1 - \frac{1.75}{4} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0071 \times 97.20 + 2.1} = 0.244$$

$$= \frac{1.1}{1 + 2.33} = \frac{1.1 \times 30166.04}{1 + 2.33 \times 0.244} = 34194.44$$

$$= \frac{1.1}{1 + 5.83} = \frac{1.1 \times 30166.04}{1 + 5.83 \times 0.244} = 18206.42$$

D'où :

$$\left. \begin{aligned} &= \frac{10.24 \times 10^3 (3300)}{10 \times 32164.2 \times 13697.57 \times 10} = 2.53 < \frac{6.6}{500} = 6.6 \\ &= \frac{10.24 \times 10^3 (3300)}{10 \times 10818.87 \times 21155.38 \times 10} = 4.87 < \frac{6.6}{500} = 6.6 \end{aligned} \right\} \text{è } h \text{ é}$$

Conclusion :

Pour des raisons de sécurité et pour faciliter la mise en œuvre de ces escaliers, on généralise l'ensemble des volées avec l'épaisseur et le ferrailage trouvé dans la volée 1 et 3

III.4.3.4 Calcul de la poutre palière du sous sol et RDC

Etant donnée que l’escalier à 02 paliers de repos, la poutre palière sera brisée, partiellement encastrée dans les poteaux.

1. Prédimensionnement de la poutre brisée

❖ **Hauteur**

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

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

Avec : L : longueur libre de la poutre entre nus d’appuis

$$= 3.75 \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \quad : 24 \leq h \leq 36$$

On opte pour $h = 35$

❖ **Largeur :**

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

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h \quad \text{d’où} : 14 \leq b \leq 24.5$$

On prend $b=25$ cm.

➤ **Vérifications aux exigences du RPA (art.7.4.1/RPA 99)**

- $\frac{b}{h} \geq 20 \dots \dots \dots \Rightarrow \dots \dots \dots$
- $h \geq 30 \dots \dots \dots \Rightarrow \dots \dots \dots$
- $\frac{h}{L} \leq 4 \dots \dots \dots \Rightarrow \dots \dots \dots$

Donc la poutre brisée à pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 35)$

2. Détermination des charges et surcharges revenant à la poutre

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et au poids du mur extérieur.

• **Poids propre de la poutre**

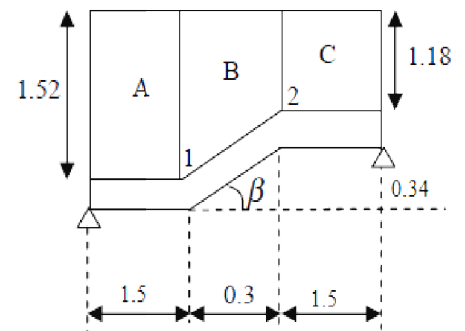
Partie A et C : $25 \times 0.35 \times 0.25 = 2.188 \quad /$

Partie B : $25 \times 0.35 \times 0.25 \times \dots = 3.31 \quad /$

• **Chargement du aux réactions du palier**

Partie A et C : $\dots = 26.11 \quad /$, $\dots = 18.79 \quad /$

Partie B : 0



• **Chargement du au poids du mur extérieur**

Partie A et C : $2.36 \times 1.52 = 3.59$ /

Partie B : Chargement trapézoïdal

Point 1 : 3.59 KN/ml

Point 2 : 2.78 N/ml

3. Combinaison des charges et surcharges

	ELU : $1.35 G + 1.5 Q$ (KN/N)	ELS : $G+Q$ (KN/ml)
Partie A	$1.35 (2.188 + 3.59) + 26.11 = 33.91$	$(2.188 + 3.59) + 18.79 = 24.57$
Partie B	Point 1 : $1.35(3.31 + 3.59) = 9.32$ Point 2 : $1.35(3.31 + 2.78) = 8.22$	Point 1 : $(3.31 + 3.59) = 6.90$ Point 2 : $(3.31 + 2.78) = 6.90$
Partie C	$1.35 (2.188 + 2.78) + 26.11 = 32.81$	$(2.188 + 2.78) + 18.79 = 23.76$

4. Calcul à l'ELU

a) Calcul des efforts internes

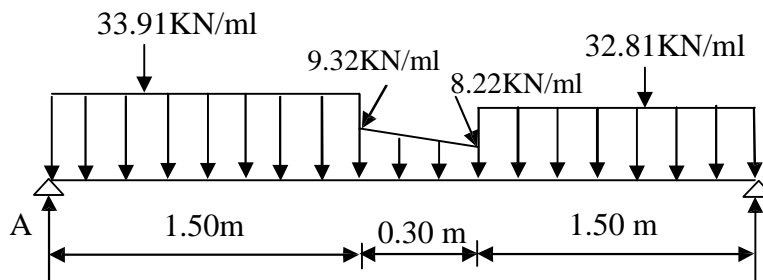


Figure III.51 Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU

➤ **Réactions d'appuis :**

$$= 0$$

$$+ = 1.5 \times 33.91 + 0.3 \times 8.22 + \frac{9.32 - 8.22}{2} \times 0.3 + 1.50 \times 32.81 = 102.72$$

$$/ = 0$$

$$(3.30) - 32.82 \times 1.50 \times \frac{1.50}{2} + 0.3 + 1.5 - 8.22 \times 0.3 \times \frac{0.3}{2} + 1.5 - \frac{9.32 - 8.22}{2} \times 0.3 \times \frac{0.3}{3} + 1.5 - 33.91 \times 1.5 \times \frac{1.5}{2} = 0$$

$$= 50.92 \quad \text{et} \quad = 51.8$$

➤ **Efforts internes**

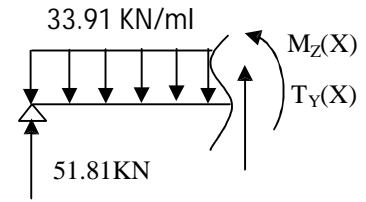
Le 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.5$.

$$M_z(x) = 51.8 - 39.91 \times \frac{x}{2}$$

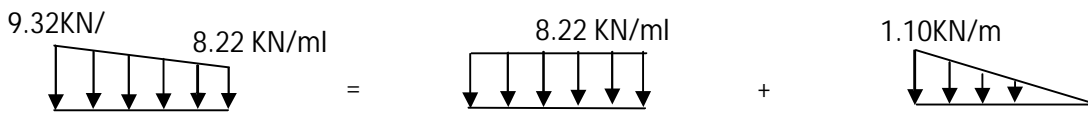
- Pour $x=0$ \longrightarrow $M_z(0) = 51.8$
- Pour $x=1.5$ m \longrightarrow $M_z(1.5) = 39.55$

$$T_y(x) = -51.8 + 33.91 x$$

- Pour $x=0$ \longrightarrow $T_y(0) = -51.8$
- Pour $x=1.5$ m \longrightarrow $T_y(1.5) = 0.935$



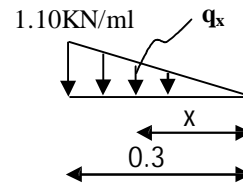
Le 2^{ème} tronçon : $1.5 \leq x \leq 2.0$.



○ **Détermination de la charge q en fonction de x**

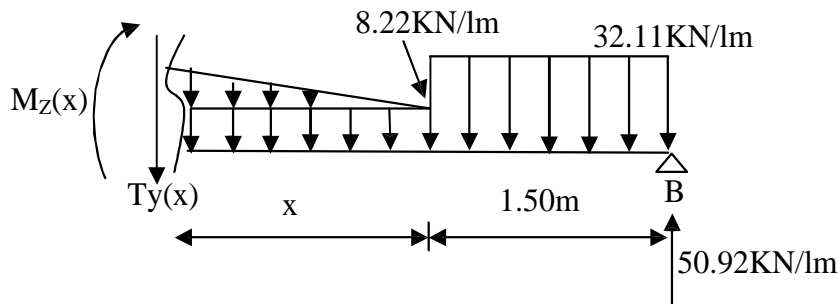
A partir des triangles semblables nous avons :

$$\frac{0.3}{1.10} \Rightarrow q_x = 3.66$$



$$M_z(x) = 50.92 (x + 1.5) - 32.81 \times 1.5 \times \frac{1.5}{2} + 50.92 \times 0.3 - 8.22 \times \frac{0.3}{2} - \frac{3.66}{2} \times 0.3 \times \frac{0.3}{3}$$

$$M_z(x) = -1.83x^2 + 8.22x + 18.11$$



- Pour $x=0$ \longrightarrow $M_z(0) = 27.16$
- Pour $x=1.5$ m \longrightarrow $M_z(0.3) = 32.20$

$$T_y(x) = -1.83x^2 + 8.22x + 18.11$$

- Pour $x=0$ \longrightarrow $T_y(0) = 8.11$
- Pour $x=0.3$ m \longrightarrow $T_y(0.3) = 15.48$

Le 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.5$

$$T(x) = 50.92 - 32.81 \times \frac{x}{2}$$

• Pour $x=0$ \longrightarrow $T(0) = 50.92$

• Pour $x=1.5$ m \longrightarrow $T(1.5) = 39.46$

$$M_z(x) = 50.92x - 32.81 \times \frac{x^2}{2}$$

• Pour $x=0$ \longrightarrow $M_z(0) = 0$

• Pour $x=1.5$ m \longrightarrow $M_z(1.5) = 17.0$

Le moment M_z est maximal pour $T_y=0$

$$0 = 0 \Rightarrow -51.8 + 33.91x = 0 \Rightarrow x = 1.52$$

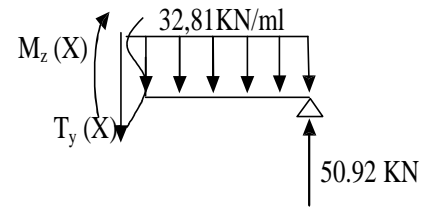
Donc : $M_z = 51.8(1.52) - 33.91 \left(\frac{1.52}{2}\right)^2 = 30.10$.

$$M_z = 30.10 \text{ .}$$

En tenant compte des semi-encastres :

$$M_z = 0.85 \text{ et } M_z = -0.3$$

Donc : $M_z = 28.58$. et $M_z = -9.03$.



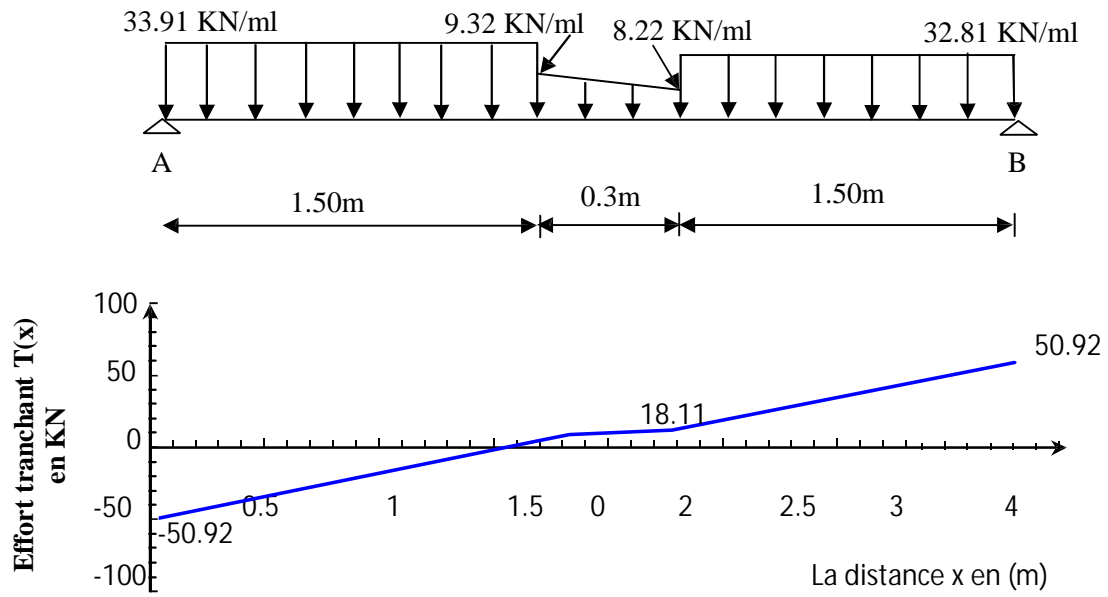


Figure III.52 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

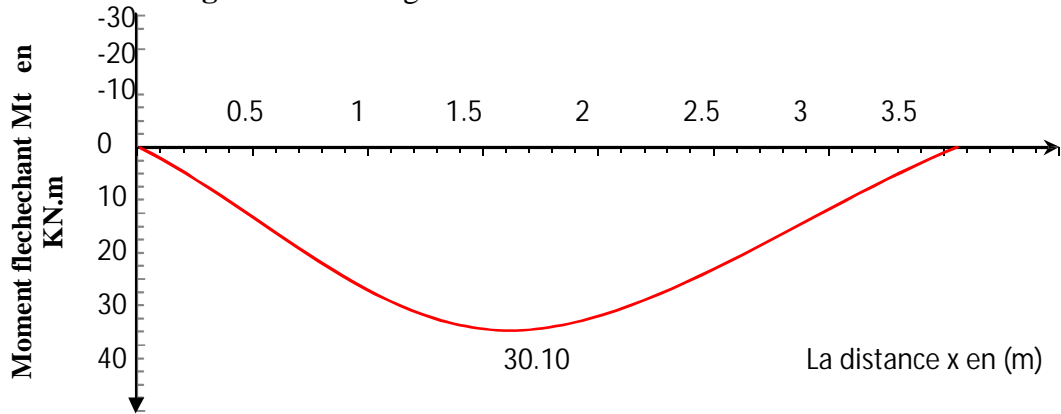


Figure III.53 Diagramme du moment isostatique à l'ELU

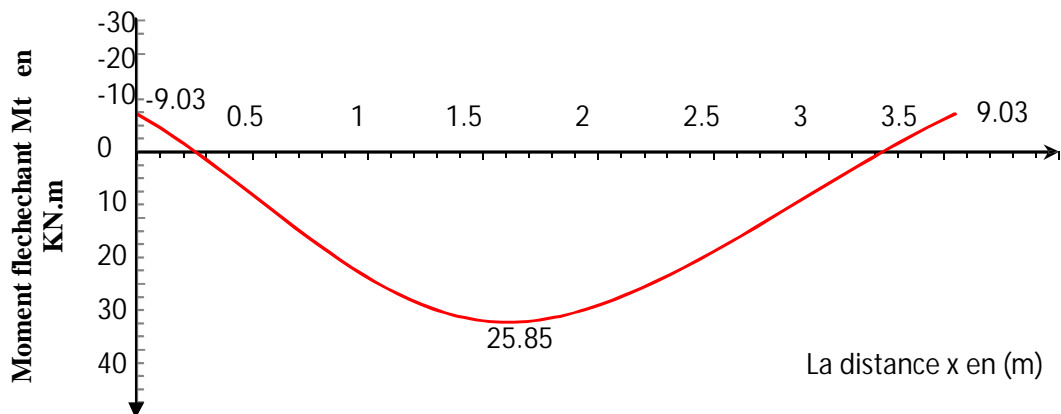


Figure III.54 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

b) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

- Aux appuis : $\mu = 17.95$.

$$\mu = \frac{9.03 \times 10}{250 \times (330) \times 14.2} = 0.024 < \mu = 0.392$$

$$\mu = 0.024 \Rightarrow \mu = 0.800$$

$$= \frac{9.03 \times 10}{0.800 \times 33 \times 348 \times 10} = 0.980$$

$$\text{Soit : } \mu = 3 \quad 12 = 3.39$$

- En travée : $\mu = 0.85$.

$$\mu = \frac{25.58 \times 10}{250 \times (330) \times 14.2} = 0.066 < \mu = 0.392 \Rightarrow$$

$$\mu = 0.066 \Rightarrow \mu = 0.973$$

$$= \frac{25.58 \times 10}{0.973 \times 33 \times 348 \times 10} = 2.29$$

$$\text{Soit : } \mu = 3 \quad 16 = 6.03$$

❖ Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (Art 7.5.2.1/RPA 99V2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$= 3 \quad 12 + 3 \quad 16 = 9.42 > 0.005 \times \quad \times h = 4.375$$

c) Vérification à l'ELU

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

$$= 0.23 \times \quad \times \quad = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1$$

- Aux appuis : $\mu = 3.39 > 1$

- En travée : $\mu = 6.03 > 1$

2. Vérification de la contrainte tangentielle (Art.A.5.1,2/BAEL91)

$$= \frac{0.20}{,5} = 3.33$$

$$= \frac{51.8 \times 10}{250 \times 330} = 0.63 < \quad \Rightarrow \quad \text{é} \quad \text{é}$$

3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

$$= \frac{\quad}{0.9 \times \quad \times \Sigma} \leq \quad = 3.15$$

$$= 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04$$

$$= \frac{51.8 \times 10}{0.9 \times 113.04} = 5.14 \leq 6 \Rightarrow \text{é } \text{é}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

4. Encrage des barres aux appuis

➤ Longueur de scellement droit (Art A.6.1,22/BAEL91)

$$= \frac{\emptyset \times 1.2}{4} = 2.84$$

$$= \frac{\emptyset \times 1.2}{4} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \Rightarrow \text{é } \text{é} ; \text{é } = 45$$

$$= \frac{\emptyset \times 1.6}{4} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.84} = 56.34 \Rightarrow \text{é } \text{é} ; \text{é } = 55$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal. D'après le BAEL 91, la longueur d'ancrage nécessaire pour les aciers HA est :

$$= 0.4 \times 18 = 7.2$$

5. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1.313/BAEL91)

➤ Influence sur le béton

$$\leq 0.4 \times \frac{25 \times 10}{1.5} \times (0.9 \times 33) \times 25 = 495$$

$$= 51.8 < 495 \Rightarrow \text{é } \text{é} .$$

➤ Influence sur les armatures longitudinales

On doit vérifier que : $\geq \frac{1.15}{400} \times 51.8 + \frac{(-9.03) \times 10}{0.9 \times 33}$

$$\frac{1.15}{400} \times 51.8 + \frac{(-9.03) \times 10}{0.9 \times 33} = 0.061$$

$$= 3.39 \Rightarrow \text{é } \text{é}$$

d) Calcul des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donnée par

$$\emptyset \leq \emptyset ; \frac{h}{35} ; \frac{10}{10} = \{16; 10; 25\} = 10$$

$$\emptyset = 8$$

Nous adopterons 1 cadre et 1 étrier en HA8

$$\text{Soit } = 2.01$$

❖ Espacement des armatures transversale (Art A.5,22/BAEL91)

$$\leq \{0.9 ; 40\} = \{0.9 \times 33; 40\} = 29.7$$

≤ 38.7

❖ Vérification selon le RPA (Art 7.5.2,2/RPA99V2003)

Selon le RPA99, l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

1) Zone courante (travée)

$\leq \frac{h}{4}; 12\phi = \{8.75 ; 19.2 \}$

Soit : = 8

2) Zone courante (travée)

$\leq \frac{h}{2} = 17.5$

Soit : = 16

Selon le RPA 99, la section d'armatures transversales doit vérifier :

$\geq = 0.003 \times \times = 0.003 \times 16 \times 25 = 1.2$
 $= 2.01 \geq = 1.2 \Rightarrow \text{é é}$

6. Calcul à l'ELS

a) Calcul des efforts internes

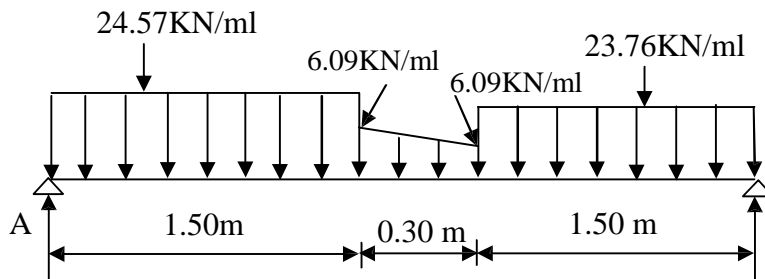


Figure III.55 Schéma statique de la poutre brisée à l'ELS

➤ Réactions d'appuis :

$= 37.56$ $= 36.88$

➤ Efforts internes

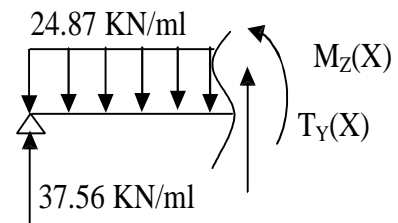
Le 1^{er} tronçon : $\leq \leq .$

$() = 37.56 - 24.57 \times \frac{x}{2}$

• Pour $x=0 \rightarrow (0) = 0$

• Pour $x=1.5 \text{ m} \rightarrow (1.5) = 28.70$

$T(x) = -37.56 + 24.57 x$



- Pour $x=0$ \longrightarrow $(0) = -37.56$
- Pour $x=1.5$ m \longrightarrow $(1.5) = -0.705$

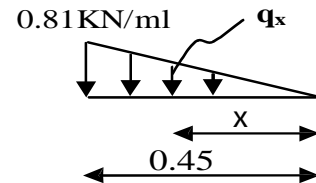
Le 2^{ème} tronçon : $\leq \leq$.



o Détermination de la charge q en fonction de x

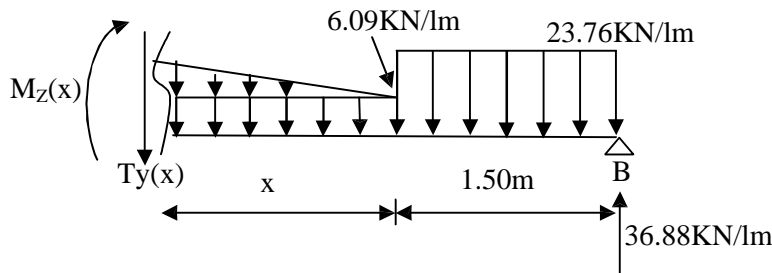
A partir des triangles semblables nous avons :

$$\frac{0.3}{0.81} \Rightarrow = 2.7$$



$$() = 36.88 (+ 1.5) - 23.76 \times 1.5 \times \frac{1.5}{2} + - 6.09 \times \frac{2}{2} - \frac{2.7}{2} \times \times \frac{3}{3}$$

$$() = - .45 - 3.045 + 1.24 + 28.59$$



- Pour $x=0$ \longrightarrow $(0) = 28.59$
- Pour $x=1.5$ m \longrightarrow $(0.3) = 28.67$

$$T(x) = -1.35x^2 - 6.09x + 1.24$$

- Pour $x=0$ \longrightarrow $(0) = 1.24$
- Pour $x=0.3$ m \longrightarrow $(0.3) = -0.708$

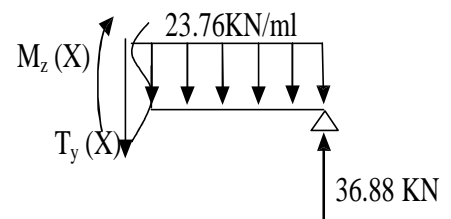
Le 3^{ème} tronçon : $\leq \leq$.

$$() = 36.88 - 23.76 \times \frac{2}{2}$$

- Pour $x=0$ \longrightarrow $(0) = 0$
- Pour $x=1.5$ m \longrightarrow $(1.5) = 28.59$

$$T(x) = 36.88 - 23.76x$$

- Pour $x=0$ \longrightarrow $(0) = 36.88$



- Pour $x=1.5$ m \longrightarrow $(1.5) = 1.24$

Le moment M_z est maximal pour $T_y=0$

$$= 0 \Rightarrow -37.56 + 24.57 = 0 \Rightarrow = 1.52$$

Donc : $= 37.56(1.52) - 24.57 \underline{(\cdot)} = 28.71$.

$$= 28.71$$
 .

En tenant compte des semi-encastres :

$$= 0.85 \quad \text{et} \quad = -0.3$$

Donc : $= 24.40$. et $= -8.61$.

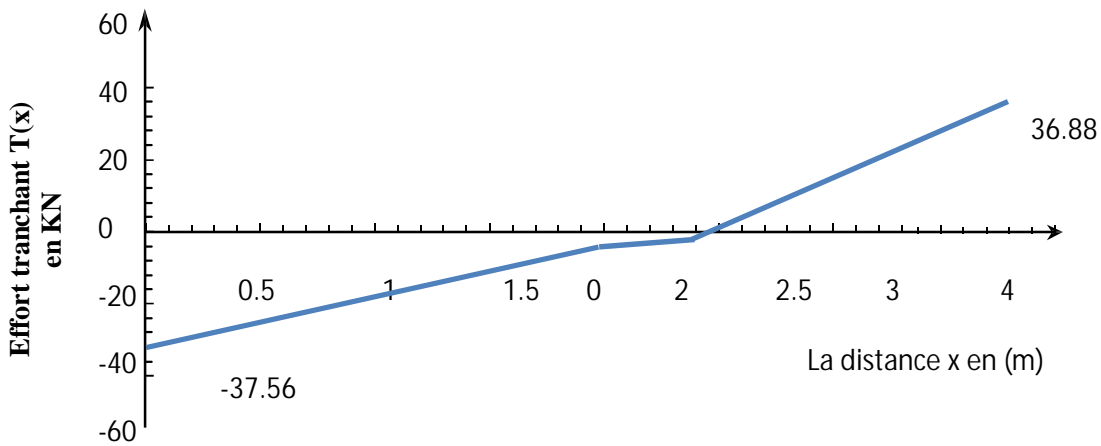
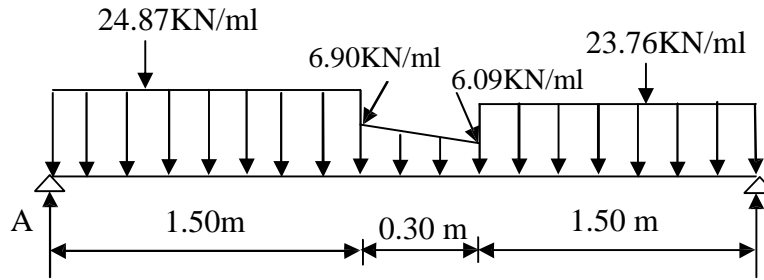


Figure III.56 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

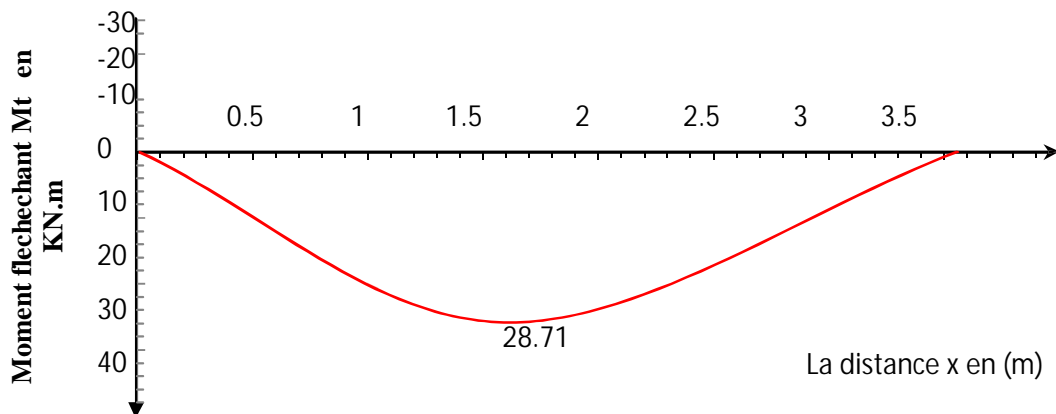


Figure III.57 Diagramme du moment isostatique à l'ELU

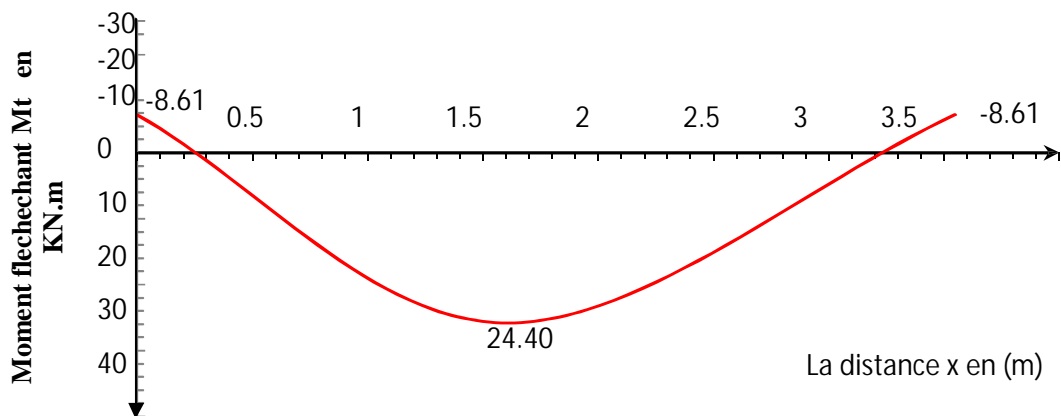


Figure III.58 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

b) Vérifications à l'ELS**1) Contrainte de compression dans le béton (Art A.4.5,2/BAEL91)**

La fissuration étant peu nuisible, alors on doit vérifier que :

$$\sigma_{\text{comp}} \leq \sigma_{\text{adm}} = 0.6 \cdot f_{\text{c}} = 15$$

▪ **Aux appuis :** $M = 8.61$.

$$\sigma_{\text{comp}} = \frac{M}{I} = \frac{8.61}{21} = 0.41$$

$$\sigma_{\text{comp}} = 0.41 \Rightarrow \sigma_{\text{adm}} = 0.901$$

$$\sigma_{\text{comp}} = 0.41 < \sigma_{\text{adm}} = 0.901$$

$$\sigma_{\text{comp}} = \frac{M}{I} = \frac{8.61}{21} = 85.42$$

$$\sigma_{\text{comp}} = 2.40 < 15 \Rightarrow \text{OK} \quad \text{é} \quad \text{é}$$

▪ **En travée :** $M = 24.40$.

$$\sigma_{\text{comp}} = \frac{M}{I} = \frac{24.40}{48} = 0.51$$

$$\sigma_{\text{comp}} = 0.73 \Rightarrow \sigma_{\text{adm}} = 0.876$$

$$\sigma_{\text{comp}} = 0.73 < \sigma_{\text{adm}} = 0.876$$

$$\sigma_{\text{comp}} = \frac{M}{I} = \frac{24.40}{48} = 139.97$$

$$\sigma_{\text{comp}} = 5.52 < 15 \Rightarrow \text{OK} \quad \text{é} \quad \text{é}$$

2) Etat limité d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL91)

La fissuration étant peu nuisible, donc aucune vérification n'est à nécessaire

3) Etat limite de déformation (Art B.6.5/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \\ \frac{M}{EI} \leq \frac{4.2}{400} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{360} = 0.0972 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{"} \quad \text{é} \quad \text{é} \quad \text{"}$$

$$\frac{h}{l} = 0.0972 \geq \frac{37.026}{10 \times 43.56} = 0.085 \quad \text{"} \quad \text{é} \quad \text{é} \quad \text{"}$$

$$\frac{M}{EI} = \frac{6.03}{25 \times 33} = 0.0073 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{"} \quad \text{é} \quad \text{é} \quad \text{"}$$

Il n'y a donc pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion : Le ferrailage de la poutre brisée sera comme suit :

Armatures longitudinales

3HA16 pour le lit inférieur.

3HA12 pour le lit supérieur.

Armatures transversales

1 cadre et 1 étrier en HA8.

VI.2.2 Plancher étage courant : (poutrelle continue à quatre travées)

- poids du plancher : $G = 7,34 \times 0,65 = 4,771 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/ml}$

La combinaison de charge :

- A l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 7,91 \text{ KN/ml}$
- A l'ELS : $q_s = G + Q = 5,751 \text{ KN/ml}$

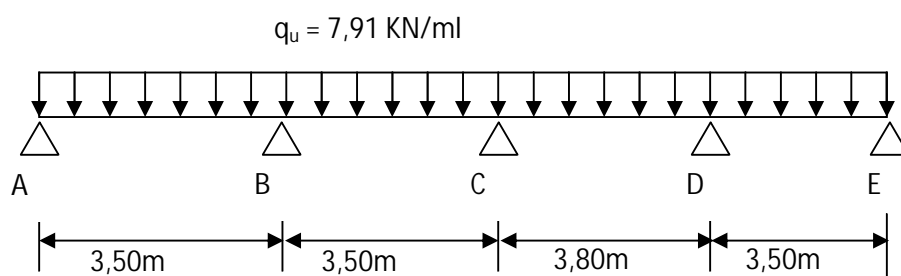


Fig. III.6.3 : Schéma statique de la poutrelle.

VI.2.2.1 : Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide d'une de ces méthodes usuelles :

- Méthode forfaitaire.
 - Méthode de Caquot.
 - Méthode des trois moments.
- **Méthode forfaitaire :**

Domaine d'application de la méthode forfaitaire : [Article A.6.2-2-1-0 du BAEL 91]

1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN

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

$$Q = 0,98 \text{ KN} < 2G = 9,54 \text{ KN}$$

⇒ La condition est vérifiée.

2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.

⇒ La condition est vérifiée.

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

$$L_i / L_{i+1} = 3,50 / 3,50 = 1$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,50 / 3,80 = 0,92 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,80 / 3,50 = 1,08$$

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.

⇒ La condition est vérifiée.

Conclusion : toutes les conditions sont vérifiées, la méthode forfaitaire est applicable.

Exposé de la méthode (Article 3.III4)

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

- Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées.

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

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} \text{ dont } L \text{ longueur entre nus des appuis.}$$

- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

$$\bullet M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0,3\alpha)M_0, 1,05M_0]$$

- $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \times M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \times M_0 / 2$ dans une travée de rive

M_t : Moment max en travée, pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

M_w : Moment en valeur absolue sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_e : Moment en valeur absolue sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_0 : moment max dans la travée indépendante (de comparaison), de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

- $0,6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
- $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées
- $0,3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

Application de la méthode :

$$\alpha = \frac{0,98}{4,771 + 0,98} = 0,170 \text{ Donc : } \left(0 < \alpha = 0,170 < \frac{2}{3} = 0,67 \right) \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

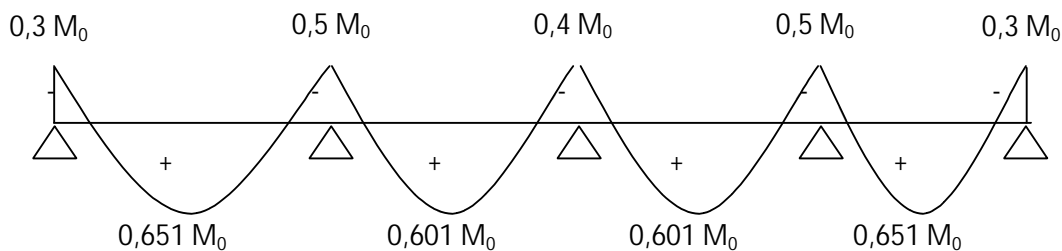


Fig. VI.2.2.2 : Coefficients forfaitaires sur appuis.

$$M_{0I} = 7,91 \times \frac{(3,50)^2}{8} = 12,11 \text{ KN.m} \quad M_{01} = M_{0I} = 12,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{0II} = 7,91 \times \frac{(3,50)^2}{8} = 12,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \max(M_{0I}, M_{0II}) = 12,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{0III} = 7,91 \times \frac{(3,80)^2}{8} = 14,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \max(M_{0II}, M_{0III}) = 14,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{0IV} = 7,91 \times \frac{(3,50)^2}{8} = 12,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = 12,11 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 3,63 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 M_{02} = 6,05 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 M_{03} = 5,71 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,5 M_{04} = 6,05 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,3 M_{04} = 3,63 \text{ KN.m}$$

AN :

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,62 \quad \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,52$$

a – Travée de rive (1-2) :

$$\left\{ \begin{array}{l} - M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,62 M_0 \\ - M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,051M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,651M_0 \\ - M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,65M_0 \end{array} \right.$$

On prend $M_t = 0,651 M_0$

b- Travée intermédiaire (2- 3) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,051M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,601M_0 \\ M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,60M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,52M_0 \end{array} \right.$$

On prend $M_t = 0,601 M_0$

c- Travée intermédiaire (3 - 4) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,051M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,601M_0 \\ M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,60M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,52M_0 \end{array} \right.$$

On prend $M_t = 0,601 M_0$

d – Travée de rive (4 -5) :

$$\left\{ \begin{array}{l} - M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,62M_0 \\ - M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,051M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,651M_0 \\ - M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,65M_0 \end{array} \right.$$

On prend $M_t = 0,651 M_0$

Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_e - M_w}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w - q_u L$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau ci-dessous nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
M_w [KN.m]	- 3,63	- 6,05	- 5,71	- 6,05
M_e [KN.m]	-6,05	- 5,71	- 6,05	- 3,63
T_w [KN]	13,15	13,93	14,93	14,53
T_e [KN]	- 14,53	- 13,75	- 15,12	- 13,15
M_t [KN.M]	7,88	7,28	8,58	7,88

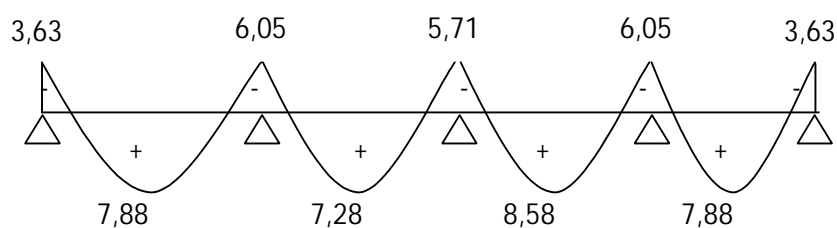


Fig. VI.2.2.3:Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [KN.m]

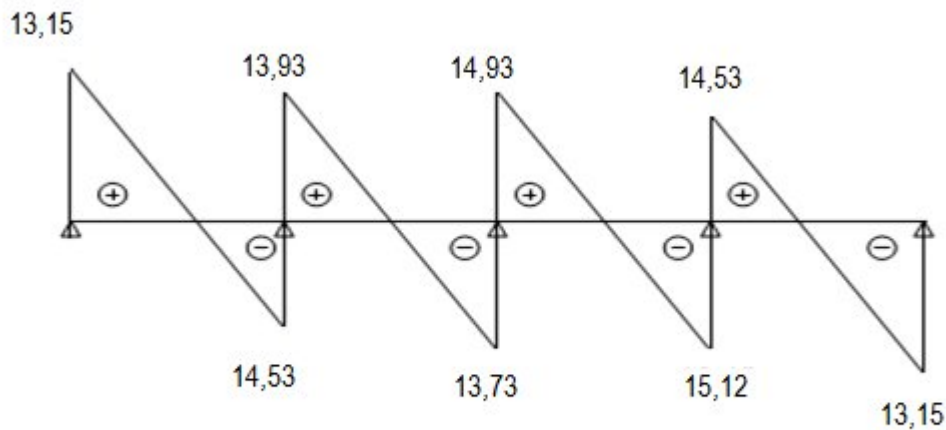


Fig. VI.2.2.4 : diagramme des efforts tranchants (plancher terrasse) à l'ELU [KN]

VI.2.2.5 : Calcul à l'ELU étage courant :

Le calcul se fait avec les moments maximaux en travées et sur appuis.

Armatures longitudinales :

➤ En travée :

- Le moment maximal en travée : $M_{\max}^t = 8,58 \text{ KN.m}$

- Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b x h_0 x \left(d - \frac{h_0}{2} \right) x f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04 / 2) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_{\max}^t = 8,58 \text{ KN.m} \leq M = 59,07 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (65 × 20) cm².

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8,58 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{8,58 \times 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 1,38 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis :**

La table de compression se situe dans la partie tendue de la section, alors nous étudierons une section rectangulaire de $(b \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 6,05 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,05 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,109 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0,109 \Rightarrow \beta = 0,9425$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6,05 \times 10^3}{0,9425 \times 18 \times 348} = 1,02 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_a = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}14 = 2,32 \text{ cm}^2$

VI-2.2.6) Vérifications à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité du béton : (Article A.4.2-1 du BAEL 91) :

- *En travée :*

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- *Aux appuis :*

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

$A_a = 2,32 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant : (Article A.5.1-1 du BAEL 91)

$$T_u^{\max} = 14,93 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{14,93 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,691 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible

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

$\tau_u = 0,691 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Article A.6.1-3 du BAEL 91)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1,5$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 d \sum U_i} = \frac{14,93 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3,14 \times (16 + 14)} = 1,467 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 1,467 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

e) Vérification de la contrainte d'adhérence à l'ancrage : (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$$

l_s = longueur de scellement droit.

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,30 \text{ cm}$$

Les règles du BAEL 91 (Article A.6.1-2-5-3) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors crochet est au moins égale à $\ll 0,4 l_s \gg$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 \times 49,30 = 19,72 \text{ cm}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Article A.5.1-3 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\bar{T}_u^{\max} \leq 0,267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$$

Avec : $a \leq 0,9d$

$$\bar{T}_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76 \text{ KN.}$$

$$\bar{T}_u^{\max} \leq 129,76 \text{ KN}$$

- Appuis de rive :

$$T_u^{\max} = 15,12 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$T_u^{\max} = 14,93 + 15,12 = 30,05 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Article A.5.4-3 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9d} \right)$$

$$A = 2,33 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(14,93 - \frac{6,05}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,65 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,33 \text{ cm}^2 \geq -0,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

h) Armatures transversales : (Article A.7.2-2 du BAEL 91)

Le diamètre minimal des armatures est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 14 \right\} = \min \{ 5,70; 12; 14 \} = 5,70 \text{ mm} = 0,57 \text{ cm}$$

ϕ_l^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit un cadre de Φ_8 donc : $A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$

i) Espacement des armatures transversales : (Article A.5.1-2-2 du BAEL 91)

L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à la plus petite des deux valeurs : $(0,9d ; 40\text{cm})$.

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40\text{cm}\}$$

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

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

j) Section minimale d'armatures d'âme :

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_{ct} , on doit avoir :

$$f_{ct} \geq 0,4\text{Mpa} \Rightarrow f_{ct} \geq 0,4 f_{ct}$$

$$A_t \geq 0,4 f_{ct} S_t = 0,18 \text{ cm}^2$$

$A_t = 1,01 \text{ cm}^2 \geq 0,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

VI.2.2.8 : Calcul à l'ELS :

a) Plancher terrasse (poutrelle continue à quatre travées) :

Lorsque la charge est la même sur toutes les poutrelles de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats

de calcul à l'ELU par le coefficient $\left(\frac{q_s}{q_u}\right)$.

$$\left(\frac{q_s}{q_u}\right) = \frac{5,751}{7,91} = 0,73$$

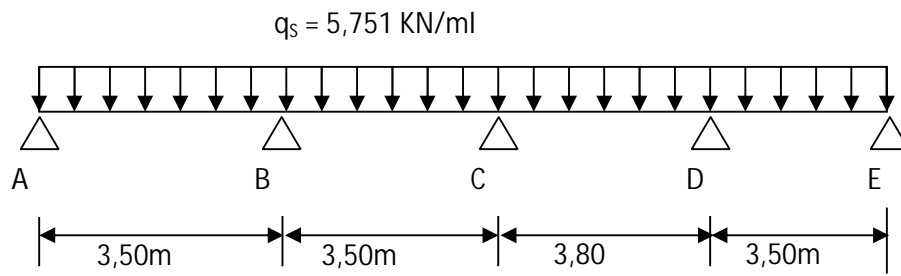


Fig. VI.2.2.9 :Schéma statique de la poutrelle.

$$\alpha = \frac{0,65}{5,751} = 0,113 \text{ Donc : } \left(0 < \alpha = 0,113 < \frac{2}{3} = 0,67 \right) \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Calcul des efforts tranchants :

Le tableau ci-dessous nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
M_w [KN.m]	- 2,65	- 4,416	- 4,168	- 4,416
M_e [KN.m]	- 4,416	- 4,168	- 4,416	- 2,65
T_w [KN]	9,60	10,169	10,899	10,607
T_e [KN]	- 10,607	-10,037	- 11,037	- 9,599

M_t				
[KN.M]	5,752	5,314	6,623	5,752

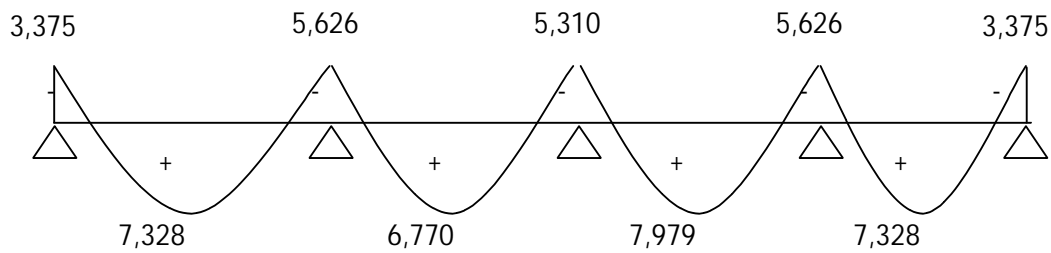


Fig. VI.2.2.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [KN.m].

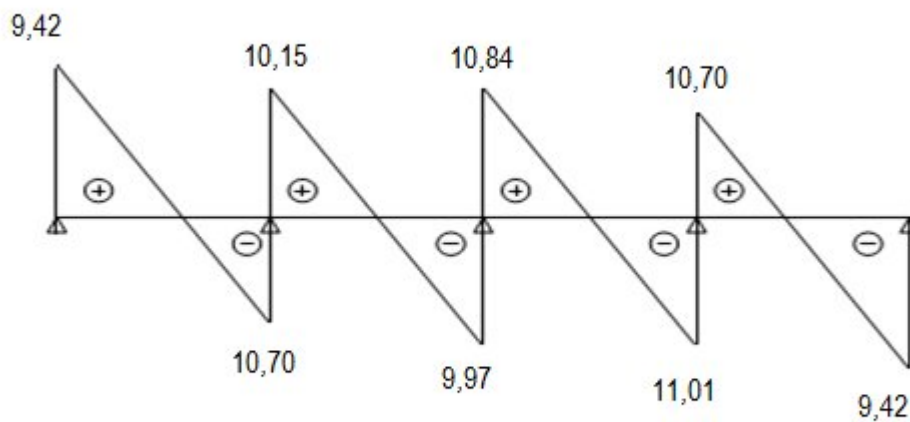


Fig. VI.2.2.11 : diagramme des efforts tranchants (étage courant) à l'ELS [KN].

VI.2.2.12 : Vérification des contraintes à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance du béton en compression : (Article A.4.5.6-2 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **En travées :** $A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{12 \times 18} = 2,138$$

$$\rho = 2,138 \Rightarrow \beta_1 = 0,8193 ; \alpha_1 = 0,542 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,542 \Rightarrow K = 0,0789$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A \cdot \beta d} = \frac{7,979 \times 10^3}{4,62 \times 0,8193 \times 18} = 117,11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,0789 \times 117,11 = 9,24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,24 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :** $A_a = 2,32 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,32}{12 \times 18} = 1,074$$

$$\rho = 1,074 \Rightarrow \beta_1 = 0,857 ; \alpha_1 = 0,429 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,4295 \Rightarrow K = 0,050$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A \cdot \beta d} = \frac{5,626 \times 10^3}{2,32 \times 0,857 \times 18} = 157,20 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,050 \times 157,20 = 7,80 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

c) Etat limite de déformation :

Les règles du BAEL 91 (Article B.6.5-2) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{aligned} & \blacksquare \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ & \blacksquare \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ & \blacksquare \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{aligned}$$

$$\bullet \frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0,052 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est indispensable.

Calcul de la flèche : (Article B.6.5-2 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3800}{500} = 7,60 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

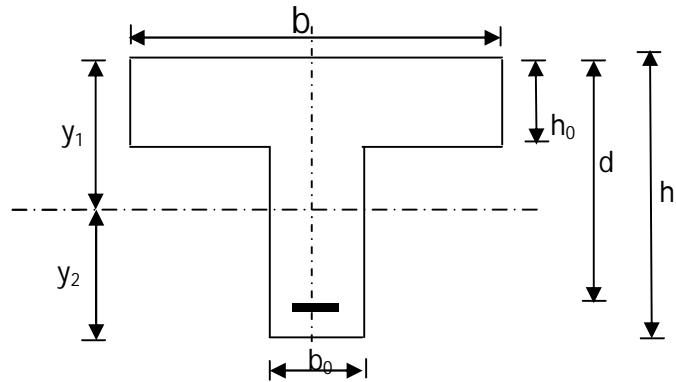
E_v : Module de déformation différée

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

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.



$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \cdot h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S}{B_0}$$

B_0 : la section homogénéisée

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = 7,81 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 7,81 = 12,19 \text{ cm}$$

$$\text{On aura : } I_0 = 17861,28 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,0213$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,0213} = 0,769$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot ft_{28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t_{28}}}; 0 \right\} = \max \{0,884; 0\} = 0,884$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 17861,28}{1 + 0,769 \times 0,884} = 11694,96 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{7,979 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 10818,87 \times 11694,96 \times 10^4} = 9,10 < \bar{f} = 7,60$$

⇒ La condition est vérifiée, la flèche est admissible.

VI.1 .1 Plancher en corps creux :

La structure comporte un plancher en corps creux (16+4) dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, disposées suivant le sens de la petite portée sur lesquelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude du plancher le plus défavorable, c'est-à-dire, celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation qui est le plancher des étages courants ($Q = 1,5 \text{ KN/ml}$) dont la poutrelle est continue sur 4 travées, ainsi que le plancher de la terrasse (poutrelle continue à 4 travées) qui supporte la charge d'exploitation ($Q = 1 \text{ KN/ml}$), puis on adoptera le même ferrailage pour les deux cas.

VI.1.2.1 : Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, ayant une épaisseur de 4 cm, elle sera armée d'un treillis soudé (TLE 520) d'élasticité ($F_e = 520 \text{ Mpa}$) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le BAEL 91 modifié 99 [Article B.6.8-4-2-3]

20 cm pour les armatures perpendiculaire aux nervures ;

30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

La poutrelle assure la fonction de portance, elle est calculée comme une poutre en T, il est nécessaire de définir la largeur efficace (b_1) de la table de compression car elle définit la dimension (b) de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

La largeur (b_1)de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

- $b_1 \leq L / 2$ (1)

- $b_1 \leq L_1 / 10$ (2)

- $b_1 \leq 8 h_0$ (3)

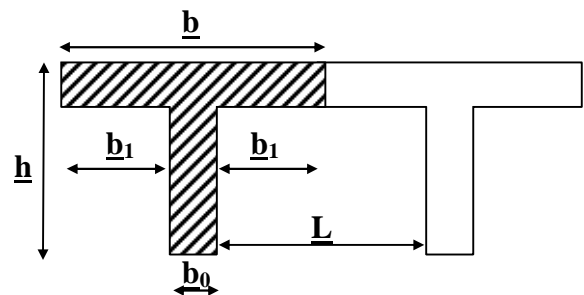
Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles ($L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$).

L_1 : portée libre de la poutrelle ($L_1 = 380 \text{ cm}$).

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12 \text{ cm}$).

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$).



d : hauteur utile ($d = 18 \text{ cm}$).

c : enrobage ($c = 2 \text{ cm}$).

$$(1) \Rightarrow b_1 \leq 53 / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$(2) \Rightarrow b_1 \leq 380 / 10 = 38 \text{ cm}$$

$$(3) \Rightarrow b_1 \leq 8 \times 4 = 32 \text{ cm}$$

$b_1 = \min(1,2,3)$ donc on prend : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

D' où : $b = 2 b_1 + b_o = (2 \times 26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$

VI.1.2.2 : Calcul des armatures :

Le quadrillage d'armatures a pour but de :

- limiter les risques de fissuration par retrait.
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- réaliser un effet de répartition, entre poutrelles voisines, des charges localisées (surcharges).

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

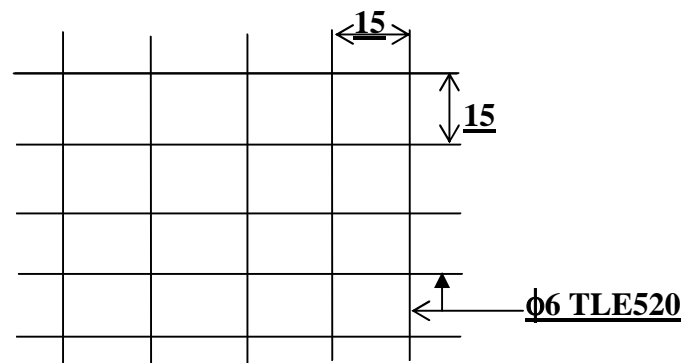
$$A_{\perp} = 4 L / f_c = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L : distance entre axes des poutrelles

On adopte soit : $6\Phi 6 / \text{ml} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

Treillis soudé de (15x15) cm



Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1,70 / 2 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte la même section que précédemment

Soit : $6\Phi 6 / \text{ml} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$S_t = 15 \text{ cm}$

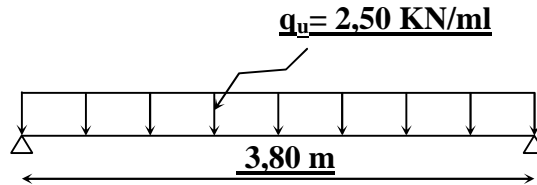
Conclusion : On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (6x 6x 150x150) mm².

VI.1.2.3 : Calcul de la poutrelle :

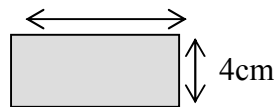
Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge dû à la main d'œuvre et le poids des corps creux.



12cm



Chargement :

Poids propre $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids des corps creux $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

Poids de la main d'œuvre..... $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Ferraillage à l'ELU :

La combinaison de charge à considérer : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,50 \text{ KN/ml}$$

Le moment en travée :

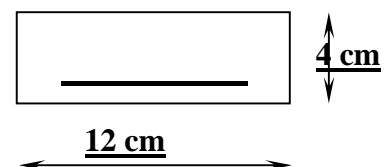
$$M_t = q_u \times L^2 / 8 = 2,50 \times (3,80)^2 / 8 = 3,83 \text{ KN/ml}$$

L'effort tranchant :

$$T = q_u \times L / 2 = 2,50 \times (3,80) / 2 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

Calcul des armatures :

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,83 \times 10^3}{12 \times 1,8^2 \times 14,2} = 6,93$$



$\mu_b = 6,93 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA)

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour que la poutrelle puisse supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

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

La dalle de compression et la poutrelle travaillent comme monolithe, sous forme d'une poutre continue sur plusieurs appuis, les appuis de rives sont considérés semi encastrés tandis que les autres appuis sont considérés comme des appuis simples, la poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q ».

a) *Plancher terrasse* :(poutrelle continue à quatre travées)

pois du plancher : $G = 6,44 \times 0,65 = 4,186 \text{ KN/ml}$

surcharge d'exploitation : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

La combinaison de charge :

- A l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,626 \text{ KN/ml}$

- A l'ELS : $q_s = G + Q = 4,836 \text{ KN/ml}$

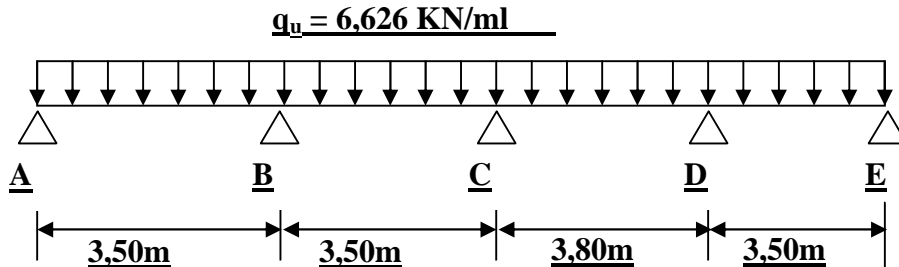


Fig. VI.2.4 :Schéma statique de la poutrelle.

VI.1.2.5 : Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher, à l'aide d'une de ces méthodes usuelles :

Méthode forfaitaire.

Méthode de Caquot.

Méthode des trois moments.

Méthode forfaitaire :

Domaine d'application de la méthode forfaitaire : [Article A.6.2-2-1-0 du BAEL 91]

1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN

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

$$Q = 0,65 \text{ KN} < 2G = 5,44 \text{ KN}$$

$$Q = 0,65 \text{ KN} < 5 \text{ KN}$$

⇒ La condition est vérifiée.

2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.

⇒ La condition est vérifiée.

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

$$L_i / L_{i+1} = 3,50 / 3,50 = 1$$

$$L_i / L_{i+1} = 3,50 / 3,80 = 0,92$$

⇒ La condition est vérifiée.

$$L_i / L_{i+1} = 3,80 / 3,50 = 1,08$$

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.

⇒ La condition est vérifiée.

Conclusion : toutes les conditions sont vérifiées, la méthode forfaitaire est applicable.

Exposé de la méthode (Article 3.III4)

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

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées.

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

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} \text{ dont } L \text{ longueur entre nus des appuis.}$$

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

$$\bullet \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0,3\alpha)M_0, 1,05M_0]$$

- $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \times M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \times M_0 / 2$ dans une travée de rive

M_t : Moment max en travée, pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

M_w : Moment en valeur absolue sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_e : Moment en valeur absolue sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_0 : moment max dans la travée indépendante (de comparaison), de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

0.6 M_0 dans le cas d'une poutre à deux travées

0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

0.3 M_0 pour les appuis de rive semi encastés

Application de la méthode :

$$\alpha = \frac{0,65}{4,186 + 0,65} = 0,134 \text{ Donc : } \left(0 < \alpha = 0,134 < \frac{2}{3} = 0,67 \right) \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

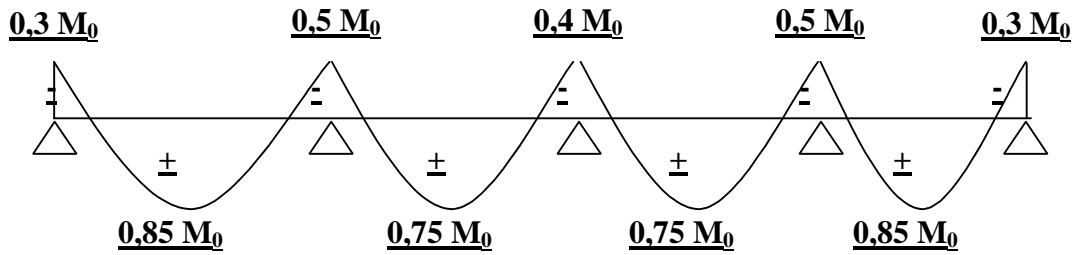


Fig. VI.1.2.6 :Coefficients forfaitaires sur appuis.

$$M_{0I} = 6,626 \times \frac{(3,50)^2}{8} = 10,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{0I} = M_{0I} = 10,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{0II} = 6,626 \times \frac{(3,50)^2}{8} = 10,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \max(M_{0I}, M_{0II}) = 10,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{0III} = 6,626 \times \frac{(3,80)^2}{8} = 11,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \max(M_{0II}, M_{0III}) = 11,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{0IV} = 6,626 \times \frac{(3,50)^2}{8} = 10,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = 10,14 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 0,3 M_{01} = 3,04 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 M_{02} = 5,07 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 M_{03} = 4,78 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,5 M_{04} = 5,07 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,3 M_{04} = 3,04 \text{ KN.m}$$

AN :

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,62 \quad \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,52$$

a – Travée de rive (1 - 2) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,62M_0 \\ M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,042M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,642M_0 \\ M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,65M_0 \end{array} \right.$$

On prend $M_t = 0,65 M_0$ $M_t = 6,59 \text{ KN m}$

b- Travée intermédiaire (2 - 3) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,042M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,592M_0 \\ M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,60M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,52M_0 \end{array} \right.$$

On prend $M_t = 0,60 M_0$ $M_t = 6,08 \text{ KN m}$

c- Travée intermédiaire (3 - 4) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,042M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,592M_0 \\ M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,60M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,52M_0 \end{array} \right.$$

On prend $M_t = 0,60 M_0$ $M_t = 7,176 \text{ KN m}$

d – Travée de rive (4 - 5) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,62M_0 \\ M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,042M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,642M_0 \\ M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,65M_0 \end{array} \right.$$

On prend $M_t = 0,65 M_0$ $M_t = 6,59 \text{ KN m}$

Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_e - M_w}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w - q_u L$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau ci-dessous nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
M_w [KN.m]	- 3,04	- 5,07	-4,78	- 5,07
M_e [KN.m]	-5,07	- 4,78	- 5,07	- 3,04
T_w [KN]	11,01	11,67	12,51	12,61
T_e [KN]	-12,18	- 11,52	- 12,66	- 10,58
M_t [KN.M]	6,59	6,08	7,17	6,59

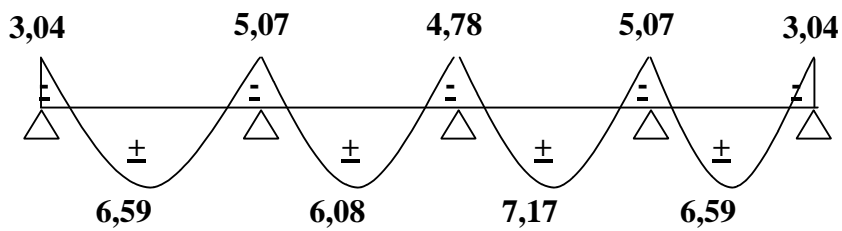


Fig. VI.1.2.7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU [KN.m]

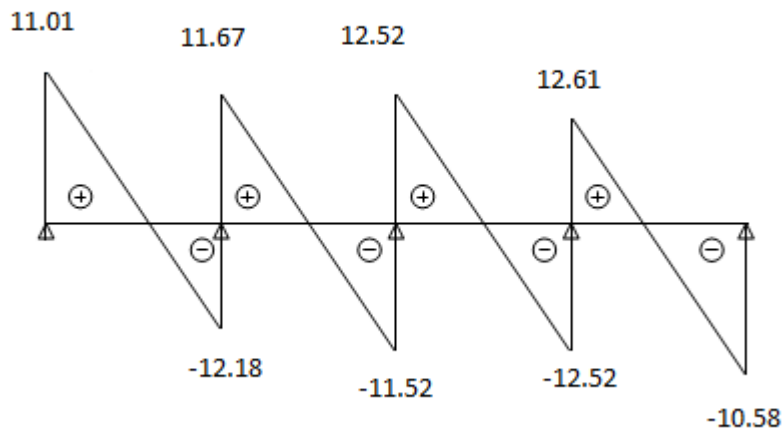


Fig. VI.1.2.8 : diagramme des efforts tranchants (plancher terrasse) à l'ELU [KN].

VI.1.2.9 : Calcul à l'ELU :

Le calcul se fait avec les moments maximaux en travées et sur appuis.

Armatures longitudinales :

En travée :

- Le moment maximal en travée : $M_{\max}^t = 7,18 \text{ KN.m}$

- Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b x h_0 x \left(d - \frac{h_0}{2} \right) x f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04 / 2) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_{\max}^t = 7,17 \text{ KN.m} \leq M = 59,07 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (65 × 20) cm².

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,17 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{7,17 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1,16 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

La table de compression se situe dans la partie tendue de la section, alors nous étudierons une section rectangulaire de $(x) = (x) \text{ }^2$.

Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 5,07 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,07 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,090 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0,090 \Rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5,07 \times 10^3}{0,953 \times 18 \times 348} = 0,850 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_a = 1\text{HA}10 + 1 \text{ HA } 12 = 1,91 \text{ cm}^2$

VI-1-2.10 Vérifications à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité du béton :(Article A.4.2-1 du BAEL 91) :

En travée :

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Aux appuis :

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

$$A_a = 1,91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :(Article A.5.1-1 du BAEL 91)

$$T_u^{\max} = 12,61 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{12,61 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,583 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible

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

$\tau_u = 0,583 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Article A.6.1-3 du BAEL 91)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1,5$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 d \sum U_i} = \frac{12,61 \times 10}{0,9 \times 18 \times 3,14} = 2,47 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 2,47 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

e) Vérification de la contrainte d'adhérence à l'ancrage : (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$$

l_s = longueur de scellement droit.

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Les règles du BAEL 91 (Article A.6.1-2-5-3) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors crochet est au moins égale à $\ll 0,4 l_s \gg$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 \times 42,25 = 16,90 \text{ cm}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Article A.5.1-3 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$T_u^{\max} \leq 0,267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$$

Avec : $a \leq 0,9d$

$$\bar{T}_u^{\max} \leq 0,267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129,76 \text{ KN.}$$

$$\bar{T}_u^{\max} \leq 129,76 \text{ KN}$$

- Appuis de rive :

$$T_u^{\max} = 11,01 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Appuis intermédiaires :

$$T_u^{\max} = 12,61 + 12,52 = 25,13 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Article A.5.4-3 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9d} \right)$$

$$A = 2,33 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(12,61 - \frac{5,07}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,537 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,33 \text{ cm}^2 \geq -0,537 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

h) Armatures transversales : (Article A.7.2-2 du BAEL 91)

Le diamètre minimal des armatures est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12 \right\} = \min \{ 5,70; 12; 12 \} = 5,70 \text{ mm} = 0,57 \text{ cm}$$

ϕ_l^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Soit : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit un cadre de Φ_6 donc : $A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$

i) Espacement des armatures transversales : (Article A.5.1-2-2 du BAEL 91)

L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à la plus petite des deux valeurs : $(0,9d ; 40\text{cm})$.

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times 18; 40\text{cm}) = \min(16,2; 40\text{cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

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

j) Section minimale d'armatures d'âme :

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité $f_{t0,1}$, on doit avoir :

$$f_{t0,1} \geq 0,4\text{Mpa} \Rightarrow f_{t0,1} \geq 0,4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq 0,4 \frac{M}{f_{t0,1}} = 0,18 \text{ cm}^2$$

$A_t = 1,01 \text{ cm}^2 \geq 0,18 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

VI.1.2.11 : Calcul à l'ELS :

a) *Plancher terrasse* (poutrelle continue à quatre travées) :

Lorsque la charge est la même sur toutes les poutrelles de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats

de calcul à l'ELU par le coefficient $\left(\frac{q_s}{q_u}\right)$.

$$\left(\frac{q_s}{q_u}\right) = \frac{4,836}{6,626} = 0,73$$

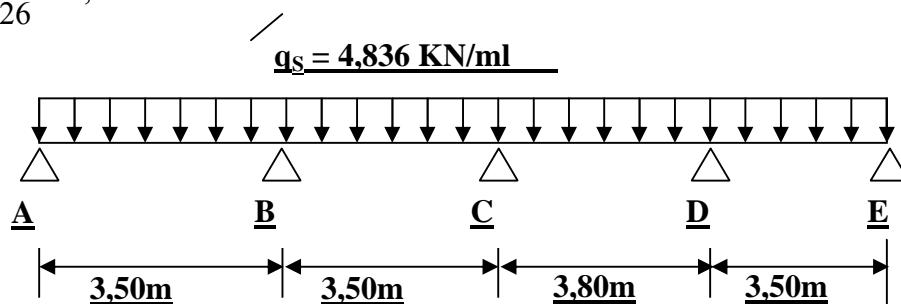


Fig. VI.1.2.12 : Schéma statique de la poutrelle.

$$\alpha = \frac{0,65}{4,186 + 0,65} = 0,134 \text{ Donc : } \left(0 < \alpha = 0,134 < \frac{2}{3} = 0,67 \right) \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

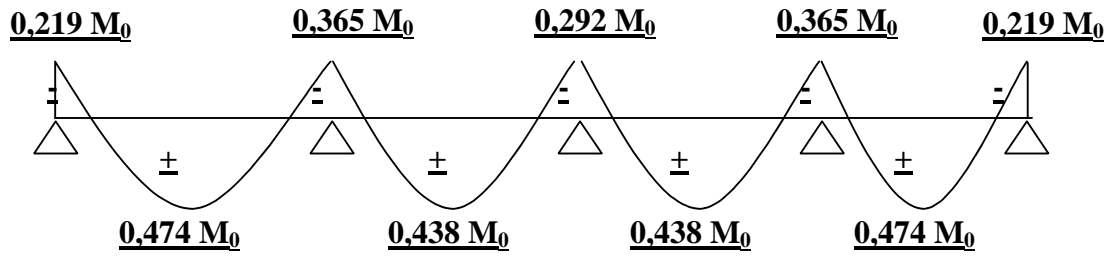


Fig. VI.1.2.13 :Coefficients forfaitaires sur appuis.

Calcul des efforts tranchants :

Le tableau ci-dessous nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5
M_w [KN.m]	- 2,20	- 3,70	- « ,49	- 3,70
M_e [KN.m]	- 3,70	- 3,49	- 3,70	- 2,20
T_w [KN]	8,03	8,52	9,13	9,20
T_e [KN]	- 8,90	-8,41	- 9,24	- 7,72
M_t [KN.M]	4,81	4,43	5,23	4,81

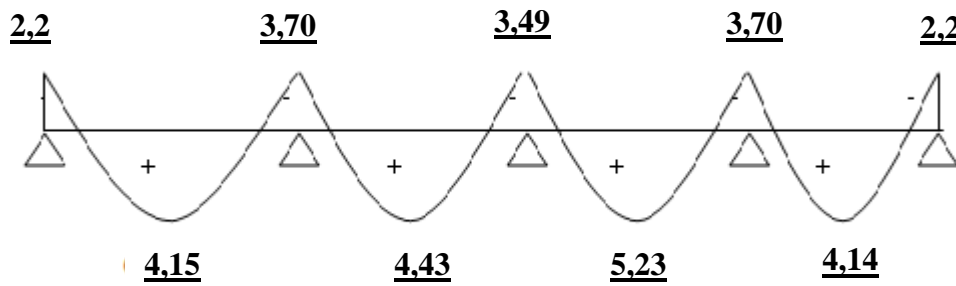


Fig. VI.1.2.14 :Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [KN.m]

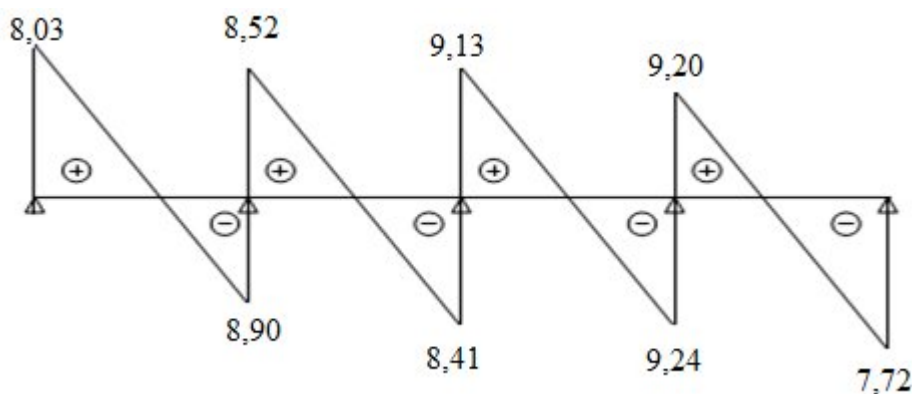


Fig. VI.1.2.15 :diagramme des efforts tranchants (plancher terrasse) à l'ELS [KN].

VI.1.2.16 : Vérification des contraintes à l'ELS :

a) Etat limite de résistance du béton en compression :(Article A.4.5.6-2 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

En travées :Ast = 4,62 cm²

$$\rho = \frac{100.A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,58$$

$$\rho = 1,58 \Rightarrow \beta_1 = 0,836, \alpha_1 = 0,492 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,492 \Rightarrow K = 0,064$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A \cdot \beta d} = \frac{5,234 \times 10^3}{3,39 \times 0,836 \times 18} = 102,60 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,064 \times 102,60 = 6,56 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,56 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Aux appuis : $A_a = 1,91 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1,91}{12 \times 18} = 0,88$$

$$\rho = 0,88 \Rightarrow \beta_1 = 0,867, \alpha_1 = 0,399 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,399 \Rightarrow K = 0,044$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A \cdot \beta d} = \frac{3,70 \times 10^3}{1,91 \times 0,867 \times 18} = 124,13 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,044 \times 124,13 = 5,48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,48 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

c) Etat limite de déformation :

Les règles du BAEL 91 (Article B.6.5-2) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0,052 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est indispensable.

Calcul de la flèche : (Article B.6.5-2 du BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3800}{500} = 7,60 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

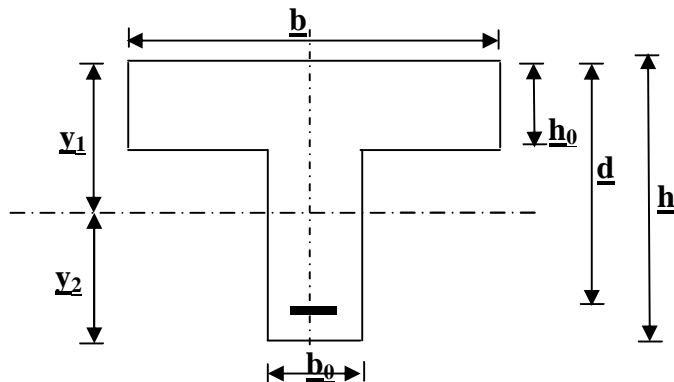
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

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.



$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \cdot h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S}{B_0}$$

B_0 : la section homogénéisée

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = 7,33 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 7,33 = 12,67 \text{ cm}$$

On aura : $I_0 = 15877,78 \text{ cm}^4$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0157$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0157} = 1,047$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0,846; 0\} = 0,846$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 15877,78}{1 + 1,047 \times 0,846} = 9261,80 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{5,234 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 10818,87 \times 9261,80 \times 10^4} = 7,55 < \bar{f} = 7,60$$

\Rightarrow La condition est vérifiée, la flèche est admissible.

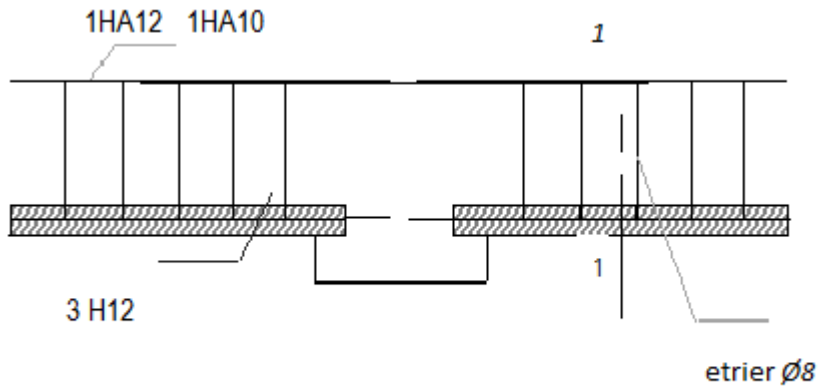
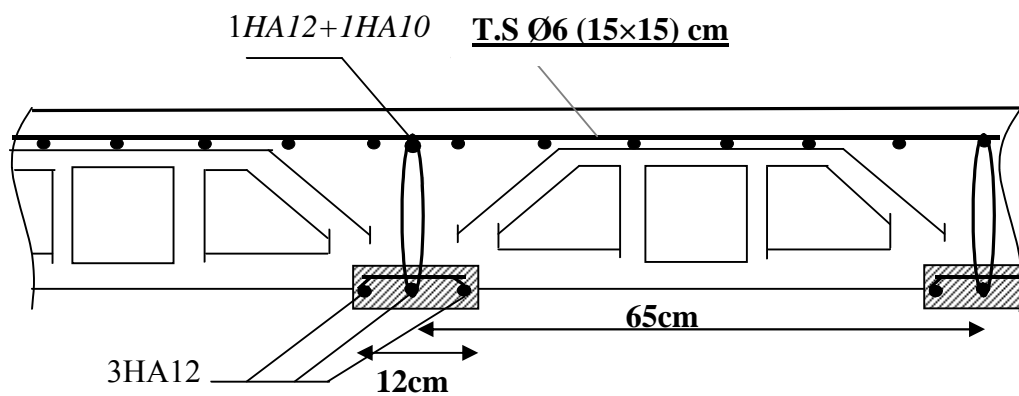
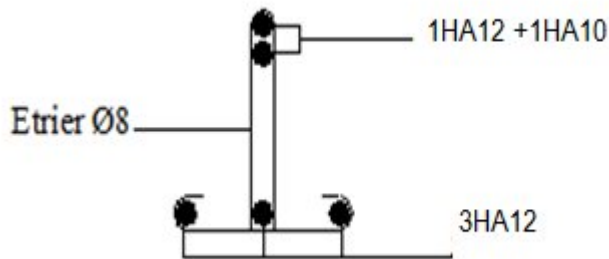


Fig. VI.1.2.17 :Schéma du ferrailage de la poutrelle.

Coupe 1-1



II. Calcul des dalles pleines de type console pour l'étage courant ;

II.2_1 Calcul des dalles pleines de type « console » :

Le bâtiment comprend des dalles pleines considérées comme des consoles en béton armé encastrées à leur extrémité (poutre de rive), ayant un garde corps de hauteur ($h = 1\text{ m}$) en brique creuse de 10cm d'épaisseur : les balcons, les loggias et le coté postérieur de la cuisine.

II.2.1 Dimensionnement du balcon :

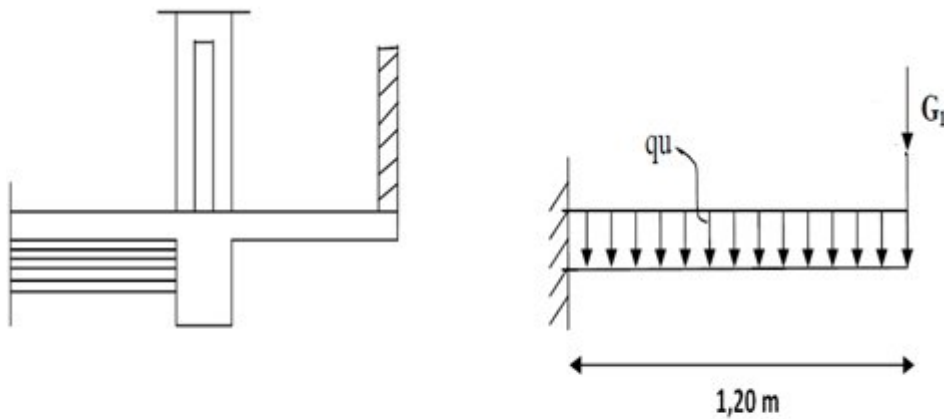
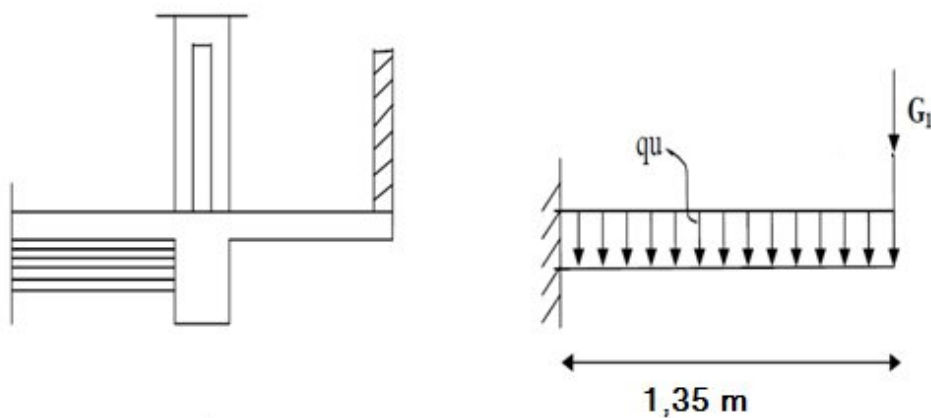


Fig. II.2.1 :Schéma statique de la dalle pleine de type « console 1».Fig.



II.2.1 :Schéma statique de la dalle pleine de type « console 2».

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par : $e_p \geq \frac{l}{10}$

l : Largeur du balcon.

$$e_p = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

$$e_p = \frac{135}{10} = 13,5 \text{ cm}$$

Épaisseur choisie : $e_p = 15 \text{ cm}$

II.2.3 Détermination des charges et des surcharges :

Charges et surcharges du plancher en dalle pleine :

$$G = 6,05 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

Charges et surcharges revenant au garde corps :

$$G_1 = 1,5 \text{ KN / ml}$$

$$Q_1 = 1 \text{ KN / ml}$$

IV.7.3 Combinaisons de charges :

A l'ELU :

- La dalle :

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 = (1,35 \times 6,05 + 1,5 \times 3,5) \times 1$$

$$q_u = 13,42 \text{ KN/ml}$$

- Le garde corps :

$$g_u = 1,35 G_1 \times 1 \text{ m} = 1,35 \times 1,5 \times 1 \text{ m} = 2,03 \text{ KN / ml}$$

$$q_{u2} = 1,5 Q_1 \times 1 \text{ m} = 1,5 \times 1 \text{ m} = 1,5 \text{ KN / ml} \quad \Rightarrow N_u = 1,5 \text{ KN}$$

A l'ELS :

- La dalle :

$$q_s = (G + Q) \times 1 = (6,05 + 3,5) \times 1 = 9,60 \text{ KN / ml}$$

- Le garde corps :

$$g_s = G_1 \times 1 \text{ m} = 1,5 \times 1 \text{ m} = 1,50 \text{ KN / ml}$$

$$q_{s2} = Q_1 \times 1 \text{ m} = 1 \times 1 \text{ m} = 1 \text{ KN / ml}$$

$$\Rightarrow N_s = 1 \text{ KN}$$

II.2.4 ferrailage :

Le ferrailage se fera en considérant une section rectangulaire d'un mètre de largeur, et ce, en flexion composée.



Calcul du moment fléchissant :

BALCON;1

A l'ELU :

le moment provoqué par la charge (q_u) de la dalle pleine :

$$M_{qu} = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-13,42 \times 1,2^2}{2} = - 9,66 \text{ KN.m}$$

le moment provoqué par la charge (N_u) du garde corps :

$$M_{u1} = - g_u \times l = - 2,03 \times 1,2 = - 2,44 \text{ KN.m}$$

le moment total :

$$M_u = M_{qu} + M_{u1} = - 12,10 \text{ KN.m}$$

BALCON;2

A l'ELU :

le moment provoqué par la charge (q_u) de la dalle pleine :

$$M_{qu} = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-13,42 \times 1,35^2}{2} = - 12,22 \text{ KN.m}$$

le moment provoqué par la charge (N_u) du garde corps :

$$M_{u1} = -g_u \times l = -2,03 \times 1,35 = -2,74 \text{ KN.m}$$

le moment total :

$$M_u = M_{q_u} + M_{u1} = -14,96 \text{ KN.m}$$

Remarque : le signe (-) signifie que les fibres supérieures sont tendues.

APELS :

BALCON1

le moment provoqué par la charge (q_u) de la dalle pleine :

$$M_{q_s} = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{-9,60 \times 1,2^2}{2} = -6,90 \text{ KN.m}$$

le moment provoqué par la charge (N_u) du garde corps :

$$M_{s1} = -g_s \times l = -1,50 \times 1,2 = -1,80 \text{ KN.m}$$

le moment total :

$$M_s = M_{q_s} + M_{s1} = -8,70 \text{ KN.m}$$

BALCON2

le moment provoqué par la charge (q_u) de la dalle pleine :

$$M_{q_s} = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{-9,60 \times 1,35^2}{2} = -8,75 \text{ KN.m}$$

le moment provoqué par la charge (N_u) du garde corps :

$$M_{s1} = -g_s \times l = -1,50 \times 1,35 = -2,02 \text{ KN.m}$$

le moment total :

$$M_s = M_{q_s} + M_{s1} = -10,77 \text{ KN.m}$$

b) Calcul de l'excentricité :

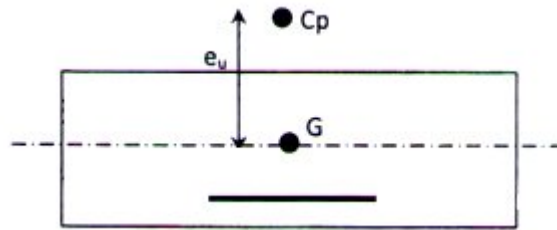
Soit : e_u : l'excentricité.

C_p : le centre de pression (position du point d'application de l'effort normal)

BALCON1

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{12,10}{1,50} = 8,06 \text{ m}$$

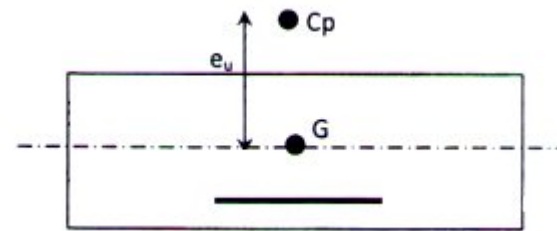


$$h/2 - c = (0,15 / 2) - 0,02 = 0,055 \text{ m}$$

Donc : $e_u = 8,06 \text{ m} > (h / 2) - c = 0,055 \text{ m}$ BALCON2

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{14,96}{1,50} = 9,97 \text{ m}$$



$$h/2 - c = (0,15 / 2) - 0,02 = 0,055 \text{ m}$$

Donc : $e_u = 9,97 \text{ m} > (h / 2) - c = 0,055 \text{ m}$

Le centre de pression se situe à l'extérieur de la section limitée par les armatures, l'effort normal (N) est un effort de compression, la section est donc partiellement comprimée (SPC) et sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues. On se ramènera ensuite à la flexion composée où la section réelle des armatures sera déterminée.

c) Calcul des armatures en flexion simple

BALCON 1

- Moment fictif :

$$M_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 1,5 (8,06 + 0,055) = 12,17 \text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,17 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,050 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{ la section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,050 \Rightarrow \beta = 0,974$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_f = \frac{12,17 \times 10^3}{0,974 \times 13 \times 348}$$

$$A_f = 2,76 \text{ cm}^2$$

d) Calcul en flexion composée :

- Section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A = 2,76 - \frac{1,5 \times 10}{348} = 2,71 \text{ cm}^2$$

Section adoptée: $A = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $S_t = 25 \text{ cm.}$

- Armatures de répartition :

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

Soit: $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $S_t = 25 \text{ cm}$

II.2.5 Vérifications à l'ELU :

Condition de non fragilité : (Article A.4.3-2-1 du BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{8,70}{1} = 870 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} \times \frac{870 - 0,455 \times 13}{870 - 0,185 \times 13}$$

$A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 < A_{\text{calcul}} = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

Vérification au cisaillement : (Article A.5.1-1 du BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u + q_{u2} = 12,10 \times 1,2 + 2,03 + 1,5 = 18,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{18,05 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,14 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification de l'adhérence des barres : (Article A.6.1-1 du BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 15,072 \text{ cm}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,05 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,72} = 1,02 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1,02 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Vérification de l'ancrage des barres : (Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,84} = 422,53 \text{ mm} \quad \text{on adopte : } l_s = 45 \text{ cm}$$

Pour les aciers HA, la longueur de recouvrement d'après le BAEL 91 (Article A.6.1-2-5-3)

$$\text{est : } l_a = 0,4 \times l_s$$

$$l_a = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

Vérification de l'écartement des barres :

armatures principales :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

armatures de répartition :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

II.2.6 Vérifications à l'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\bullet \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Contrainte dans les aciers tendus.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} : \text{Contrainte limite dans les aciers tendus.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ (2/3) f_c ; \text{Max} [0,5 f_c ; 110 \frac{f_c}{\eta}] \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 \text{ Mpa} ; \text{Max} [200 \text{ Mpa} ; 201,633 \text{ Mpa}] \} = 201,633 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,348 \Rightarrow \beta_1 = 0,908 \quad \text{et} \quad K_1 = 39,35 \text{ (du tableau)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{8,7 \times 10^3}{0,908 \times 13 \times 4,52} = 163,06 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 163,06 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Etat limite de résistance à la compression du béton : (Article A.4.5.6-2 du BAEL 91)

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K_1 = 163,06 / 39,35 = 4,14 \text{ Mpa}$$

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

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Vérification de la flèche : (Article B.6.5-2 du BAEL 91)

On peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,125 > \frac{6,90}{10 \times 6,90} = 0,1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0034 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

Conclusion : les armatures calculées a l'ELU sont suffisantes.

Récapitulatif des sections d'aciers adoptées :

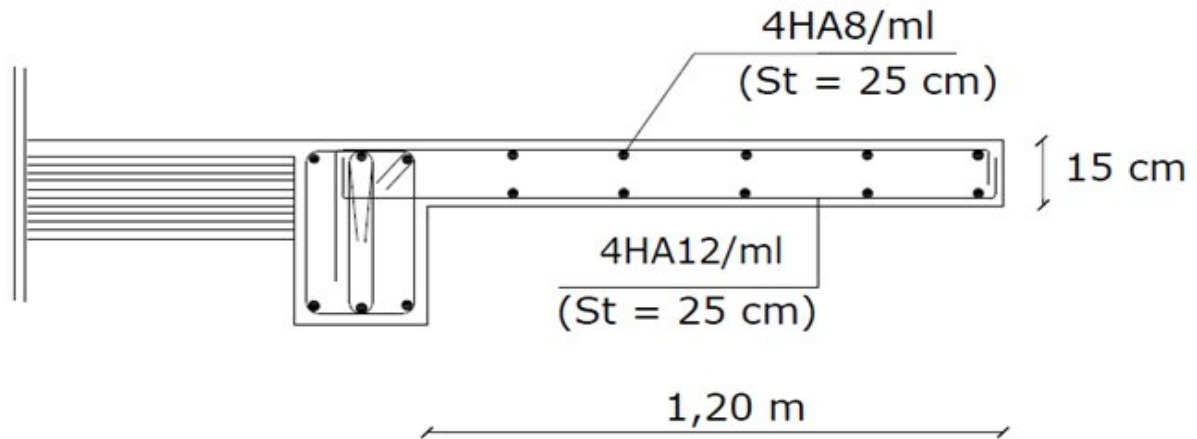
- Section réelle des armatures :

$$A = 4HA12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \qquad S_t = 25 \text{ cm.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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



c) Calcul des armatures en flexion simple

BALCON 2

- Moment fictif :

$$M_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 1,5 (9,97 + 0,055) = 15,03 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15,03 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,062 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,062 \Rightarrow \beta = 0,968$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_f = \frac{15,03 \times 10^3}{0,968 \times 13 \times 348}$$

$$A_f = 3,43 \text{ cm}^2$$

d) Calcul en flexion composée :

- Section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A = 3,43 - \frac{1,5 \times 10}{348} = 3,38 \text{ cm}^2$$

Section adoptée: $A = 4\text{HA}14 = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $S_t = 25 \text{ cm}$.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $S_t = 25 \text{ cm}$

II.2.7 Vérifications à l'ELU :

Condition de non fragilité : (Article A.4.3-2-1 du BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28} e_s - 0,455d}{f_e e_s - 0,185d}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{10,77}{1} = 10,70 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} \times \frac{1077 - 0,455 \times 13}{1077 - 0,185 \times 13}$$

$A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 < A_{\text{calcul}} = 6,16 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

Vérification au cisaillement : (Article A.5.1-1 du BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = q_u \times l + g_u + q_{u2} = 14,96 \times 1,35 + 2,03 + 1,5 = 23,24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{23,24 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,18 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa (fissuration préjudiciable)}$$

$\tau_u = 0,18 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification de l'adhérence des barres :(Article A.6.1-1 du BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3,14 \times 14 = 17,584 \text{ cm}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{23,24 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 175,84} = 1,05 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} = 1,12 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Vérification de l'ancrage des barres :(Article A.6.1-2-1 du BAEL 91)

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\overline{\tau_s} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,84} = 492,95 \text{ mm} \quad \text{on adopte : } l_s = 50 \text{ cm}$$

Pour les aciers HA, la longueur de recouvrement d'après le BAEL 91(Article A.6.1-2-5-3)

$$\text{est : } l_a = 0,4 \times l_s$$

$$l_a = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'écartement des barres :

Armatures principales :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

armatures de répartition :

$\sigma_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 50\text{cm}) = 50 \text{ cm} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

II.2.8 Vérifications à l'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissures :

• $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$: Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ (2/3) f_e ; \text{Max} [0,5 f_e ; 110 \frac{f_e}{\eta}] \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266,67 \text{ Mpa} ; \text{Max} [200 \text{ Mpa} ; 201,633 \text{ Mpa}]\} = 201,633 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 6,16}{100 \times 13} = 0,472 \Rightarrow \beta_1 = 0,896 \text{ et } K_1 = 33,08 \text{ (du tableau)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{10,77 \times 10^3}{0,896 \times 13 \times 6,16} = 150,10 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} = 150,10 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Etat limite de résistance à la compression du béton :(Article A.4.5.6-2 du BAEL 91)

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} / K_1 = 150,10 / 33,08 = 4,53 \text{ Mpa}$$

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

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

Vérification de la flèche : (Article B.6.5-2 du BAEL 91)

On peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{135} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,11 > \frac{8,75}{10 \times 8,75} = 0,1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6,16}{100 \times 13} = 0,0047 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

Conclusion : les armatures calculées a l'ELU sont suffisantes.

Récapitulatif des sections d'aciers adoptées :

- Section réelle des armatures :

$$A = 4HA12 = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad S_t = 25 \text{ cm.}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

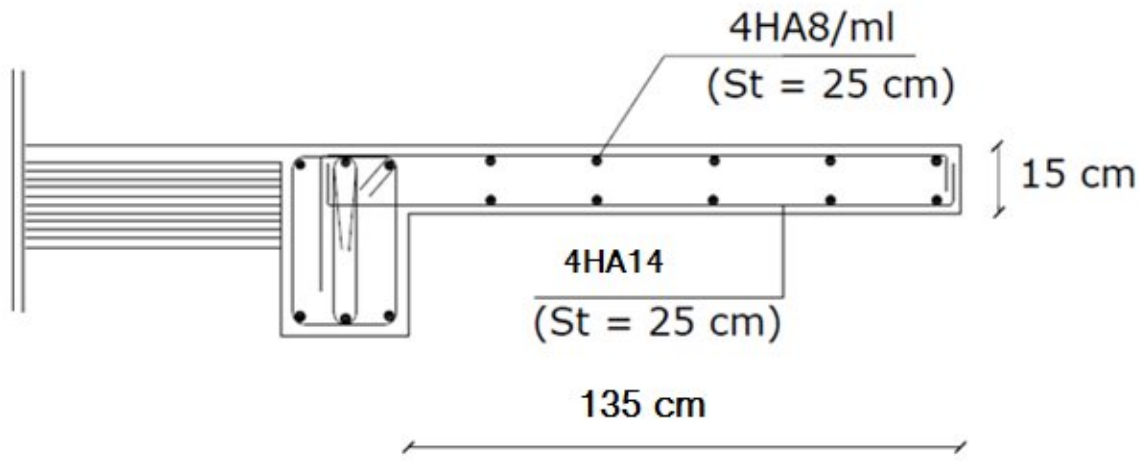


Fig. II.2.9 : Ferrailage

Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré grâce à l'intervention :

- des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- b) du système « poteaux poutres » formant portiques étagés,
- c) des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certains cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques; pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

La conception d'un système structural adéquat est basée sur un ensemble de critères qui sont les suivants :

- Le type de la construction, c.-à-d. l'usage (ex. habitation).
- Les matériaux constitutifs (ex. béton armé).
- La zone sismique (ex. zone IIa).
- La disposition judicieuse des éléments structuraux tels que les voiles, de manière à avoir une répartition uniforme des masses et des rigidités suivant le plan, pour assurer la stabilité d'ensemble.
- Un **pré-dimensionnement (reste à vérifier)** offrant à la structure, une rigidité en élévation plus ou moins uniforme et une interaction verticale et horizontale admissible entre les voiles et les portiques.

4.1 Caractéristiques géométriques des voiles :

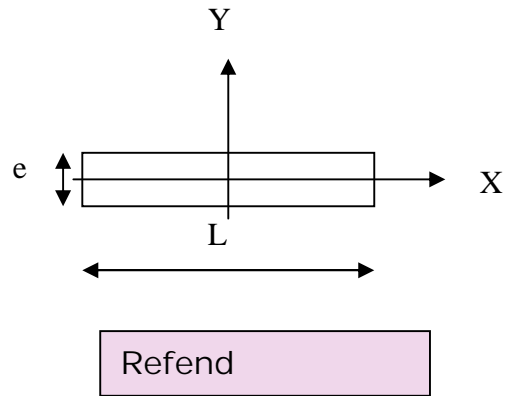
4.1.1 Inertie des voiles :

- **Voiles longitudinaux :**

$$I_y = \frac{L^3 e}{12}$$

$$I_x = \frac{L e^3}{12} \lll I_y \Rightarrow \text{On néglige l'inertie}$$

des voiles longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)

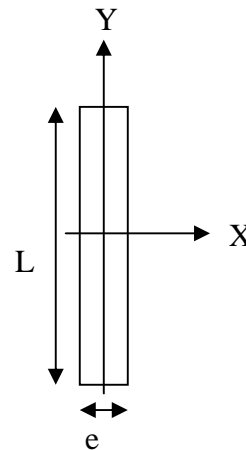


- **Voiles transversaux :**

$$I_x = \frac{L e^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L^3 e}{12} \lll I_x \Rightarrow \text{On néglige l'inertie}$$

des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y)



Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assuré la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesuré au dernier niveaux ou la section des poteaux est de (30X30).

Tableau 4.1 : Calcul de l'inertie des voiles sens transversal.

	Voile	L (m)	e (m)	I (m ⁴)	Somme (m ⁴)
1 - 9	VT1	3,20	0,20	0,546	4,368
	VT2	3,20	0,20	0,546	
	VT3	3,20	0,20	0,546	
	VT4	3,20	0,20	0,546	
	VT5	3,20	0,20	0,546	
	VT6	3,20	0,20	0,546	
	VT7	3,20	0,20	0,546	
	VT8	3,20	0,20	0,546	

Tableau 4.2 : Calcul de l'inertie des voiles sens longitudinal.

Niveau	Voile	L (m)	e (m)	I (m ⁴)	Somme (m ⁴)
1-9	VL1	2,00	0,2	0,133	2,374
	VL2	2,00	0,2	0,133	
	VL3	2,00	0,2	0,133	
	VL4	2,00	0,2	0,133	
	VL5	3,40	0,2	0,655	
	VL6	3,40	0,2	0,655	
	VL7	2,00	0,2	0,133	
	VL8	2,00	0,2	0,133	
	VL9	2,00	0,2	0,133	
	VL10	2,00	0,2	0,133	

4.2 Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **(1)tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau) .

En fixant l'inertie du refend à **1[m⁴]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds et pour les portiques.

4.3 Calcul des flèches du refonds :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I= 1[m^4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode

Du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (V.3), au dessous est donnée par :

$$f = \frac{\sum}{I}$$

Avec :

S_i : surface du trapèze.

X_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h_i}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{h_i \cdot (b_i + 2b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$$

Flèche dans les refonds (Moments des aires) :

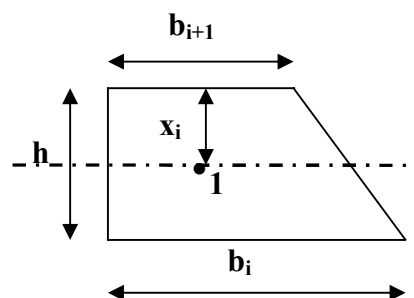


Tableau 4.3 : Flèche dans les refends (Moments des aires)

Niveau	H(m)	bi(m)	b _{i+1} (m)	di(m)	Si(m ²)	di × Si(m ³)	∑S _i × d _i =EI. f _i
9	3,06	3,06	0	2,040	4,682	9,551	33653,746
8	3,06	9,18	3,06	1,785	18,727	33,428	28839,170
7	3,06	18,36	9,18	1,700	42,136	71,632	24058,022
6	3,06	30,06	18,36	1,653	74,083	122,476	19367,608
5	3,06	45,63	30,06	1,633	115,393	188,489	14853,042
4	3,06	63,72	45,63	1,616	166,892	269,672	10625,564
3	3,06	85,14	63,72	1,603	227,756	365,180	6827,594
2	3,06	109,62	85,14	1,549	297,983	475,015	3631,048
1	4,08	138,18	109,62	1,971	627,300	1236,495	1236,495

$$f_1 = \frac{[s_1 \cdot d_1]}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{1236,495}{EI}$$

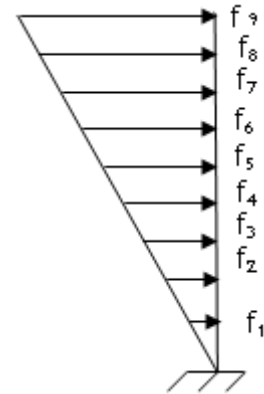
$$f_2 = \frac{[s_2 \cdot d_2 + s_1(d_1 + h_2)]}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{3631,048}{EI}$$

$$f_3 = \frac{[s_3 \cdot d_3 + s_2(d_2 + h_3) + s_1(d_1 + h_2 + h_3)]}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{6827,594}{EI}$$

$$f_4 = \frac{10625,564}{EI} \quad f_5 = \frac{14853,042}{EI} \quad f_6 = \frac{19367,608}{EI} \quad f_7 = \frac{24058,022}{EI}$$

$$f_8 = \frac{28839,170}{EI} \quad f_9 = \frac{33653,746}{EI}$$

Fig 4.1 : Schématisation de la flèche.



4.4 Calcul du déplacement des portiques :

❖ La translation est donnée par :

$$\Delta_n = \Psi_n \times h \text{ Avec :}$$

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{p_n}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}.$$

h : Hauteur d'étage considéré en (m)

$\sum K_{p_n}$: Somme des raideurs des poteaux au niveau « n » en (m³).

$$\sum K_{p_n} = \sum \frac{I_{p_n}}{h} ;$$

I_{p_n} : Inertie des poteaux du niveau « n ».

M_n : Moment d'étage en (t.m).

$$M_n = T_n \times h ;$$

T_n : Effort tranchant au niveau « n ».

❖ La rotation est donnée par :

Pour les niveaux supérieurs :

$$E\theta_{\text{sup}} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_t}.$$

Pour le premier niveau :

$$E\theta_{1er} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p2}} \quad (\text{Poteau encasté à sa base}).$$

$\sum K_{t_n}$: Somme des raideurs des poutres au niveau « n » en (m³).

$$\sum K_{t_n} = \sum \frac{I_{t_n}}{L} ;$$

I_{t_n} : Inertie des poutres du niveau « n ».

L : Portée libre des poutres.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau sont résumées dans les tableaux suivants.

INERTIE FICTIVE DES PORTIQUES LONGITUDINAUX 6,948

niv	portique	M_{n+1}	M_n	$\Sigma K_{poteaux} \times 10^{-3}$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^{-3}$	$E\theta_n \times 10^3$	$E\psi_n \times 10^3$	$E\Delta_i \times 10^3$	$\Sigma E\Delta_i \times 10^3$	EF_i	$I_{eiy}(m^4)$	$\Sigma I_{eiy}(m^4)$
8	A-A	0	3,06	1,103	1,864	0,068	0,368	1,126	35,596	64216,676	1,804	8,956
	B-B	0	3,06	1,103	1,864	0,068	0,368	1,126	35,596		1,804	
	C-C	0	3,06	1,103	1,864	0,068	0,368	1,126	35,596		1,804	
	D-D	0	3,06	1,103	1,864	0,068	0,368	1,126	35,596		1,804	
	E-E	0	3,06	1,103	1,864	0,068	0,368	1,126	35,596		1,804	
7	A-A	3,06	6,12	1,103	1,864	0,205	0,736	2,252	34,470	56508,649	1,639	8,139
	B-B	3,06	6,12	1,103	1,864	0,205	0,736	2,252	34,470		1,639	
	C-C	3,06	6,12	1,103	1,864	0,205	0,736	2,252	34,470		1,639	
	D-D	3,06	6,12	1,103	1,864	0,205	0,736	2,252	34,470		1,639	
	E-E	3,06	6,12	1,103	1,864	0,205	0,736	2,252	34,470		1,639	
6	A-A	6,12	9,18	1,103	1,864	0,342	1,100	3,367	32,218	48834,050	1,516	7,520
	B-B	6,12	9,18	1,103	1,864	0,342	1,100	3,367	32,218		1,516	
	C-C	6,12	9,18	1,103	1,864	0,342	1,100	3,367	32,218		1,516	
	D-D	6,12	9,18	1,103	1,864	0,342	1,100	3,367	32,218		1,516	
	E-E	6,12	9,18	1,103	1,864	0,342	1,100	3,367	32,218		1,516	
5	A-A	9,18	12,24	2,043	1,893	0,471	1,038	3,177	28,851	41250,184	1,430	7,086
	B-B	9,18	12,24	2,043	1,893	0,471	1,038	3,177	28,851		1,430	
	C-C	9,18	12,24	2,043	1,893	0,471	1,038	3,177	28,851		1,430	
	D-D	9,18	12,24	2,043	1,893	0,471	1,038	3,177	28,851		1,430	
	E-E	9,18	12,24	2,043	1,893	0,471	1,038	3,177	28,851		1,430	
4	A-A	12,24	15,3	2,043	1,893	0,606	1,298	3,971	25,675	33843,009	1,318	6,526

Etude du Contreventement

	B-B	12,24	15,3	2,043	1,893	0,606	1,298	3,971	25,675		1,318	
	C-C	12,24	15,3	2,043	1,893	0,606	1,298	3,971	25,675		1,318	
	D-D	12,24	15,3	2,043	1,893	0,606	1,298	3,971	25,675		1,318	
	E-E	12,24	15,3	2,043	1,893	0,606	1,298	3,971	25,675		1,318	
3	A-A	15,3	18,36	2,043	1,893	0,741	1,613	4,936	21,704	26727,135	1,231	6,087
	B-B	15,3	18,36	2,043	1,893	0,741	1,613	4,936	21,704		1,231	
	C-C	15,3	18,36	2,043	1,893	0,741	1,613	4,936	21,704		1,231	
	D-D	15,3	18,36	2,043	1,893	0,741	1,613	4,936	21,704		1,231	
	E-E	15,3	18,36	2,043	1,893	0,741	1,613	4,936	21,704		1,231	
2	A-A	18,36	21,42	3,485	1,679	0,987	1,575	4,821	16,768	20045,827	1,195	5,891
	B-B	18,36	21,42	3,485	1,679	0,987	1,575	4,821	16,768		1,195	
	C-C	18,36	21,42	3,485	1,679	0,987	1,575	4,821	16,768		1,195	
	D-D	18,36	21,42	3,485	1,679	0,987	1,575	4,821	16,768		1,195	
	E-E	18,36	21,42	3,485	1,679	0,987	1,575	4,821	16,768		1,195	
1	A-A	21,42	24,48	3,485	1,679	1,139	1,813	5,548	11,948	13970,998	1,169	5,725
	B-B	21,42	24,48	3,485	1,679	1,139	1,813	5,548	11,948		1,169	
	C-C	21,42	24,48	3,485	1,679	1,139	1,813	5,548	11,948		1,169	
	D-D	21,42	24,48	3,485	1,679	1,139	1,813	5,548	11,948		1,169	
	E-E	21,42	24,48	3,485	1,679	1,139	1,813	5,548	11,948		1,169	
RDC	A-A	24,48	28,56	2,614	1,679	1,316	1,569	6,400	6,400	8703,219	1,360	6,608
	B-B	24,48	28,56	2,614	1,679	1,316	1,569	6,400	6,400		1,360	
	C-C	24,48	28,56	2,614	1,679	1,316	1,569	6,400	6,400		1,360	
	D-D	24,48	28,56	2,614	1,679	1,316	1,569	6,400	6,400		1,360	
	E-E	24,48	28,56	2,614	1,679	1,316	1,569	6,400	6,400		1,360	

INERTIE FICTIVE DES PORTIQUES TRANSVERSAUX 6,097

niv	portique	M_{n+1}	M_n	$\Sigma K_{poteaux} \times 10^3$	$\Sigma K_{poutres} \times 10^3$	$E\vartheta_n \times 10^3$	$E\psi_n \times 10^3$	$E\Delta_n \times 10^3$	$\Sigma E\Delta_n \times 10^3$	EF_i	$I_{eiy}(m^4)$	$\Sigma I_{eiy}(m^4)$
8	A-A	0	3,06	1,103	1,092	0,117	0,465	1,422	57,890	64216,676	1,109	8,872
	B-B	0	3,06	1,103	1,092	0,117	0,465	1,422	57,890		1,109	
	C-C	0	3,06	1,103	1,092	0,117	0,465	1,422	57,890		1,109	
	D-D	0	3,06	1,103	1,092	0,117	0,465	1,422	57,890		1,109	
	E-E	0	3,06	1,103	1,092	0,117	0,465	1,422	57,890		1,109	
	F-F	0	3,06	1,103	1,092	0,117	0,465	1,422	57,890		1,109	
	G-G	0	3,06	1,103	1,092	0,117	0,465	1,422	57,890		1,109	
	H-H	0	3,06	1,103	1,092	0,117	0,465	1,422	57,890		1,109	
7	A-A	3,06	6,12	1,103	1,092	0,350	0,929	2,844	56,468	56508,649	1,001	8,008
	B-B	3,06	6,12	1,103	1,092	0,350	0,929	2,844	56,468		1,001	
	C-C	3,06	6,12	1,103	1,092	0,350	0,929	2,844	56,468		1,001	
	D-D	3,06	6,12	1,103	1,092	0,350	0,929	2,844	56,468		1,001	
	E-E	3,06	6,12	1,103	1,092	0,350	0,929	2,844	56,468		1,001	
	F-F	3,06	6,12	1,103	1,092	0,350	0,929	2,844	56,468		1,001	
	G-G	3,06	6,12	1,103	1,092	0,350	0,929	2,844	56,468		1,001	
	H-H	3,06	6,12	1,103	1,092	0,350	0,929	2,844	56,468		1,001	
6	A-A	6,12	9,18	1,103	1,092	0,584	1,388	4,247	53,624	48834,050	0,911	7,288
	B-B	6,12	9,18	1,103	1,092	0,584	1,388	4,247	53,624		0,911	
	C-C	6,12	9,18	1,103	1,092	0,584	1,388	4,247	53,624		0,911	
	D-D	6,12	9,18	1,103	1,092	0,584	1,388	4,247	53,624		0,911	
	E-E	6,12	9,18	1,103	1,092	0,584	1,388	4,247	53,624		0,911	

	F-F	6,12	9,18	1,103	1,092	0,584	1,388	4,247	53,624		0,911	
	G-G	6,12	9,18	1,103	1,092	0,584	1,388	4,247	53,624		0,911	
	H-H	6,12	9,18	1,103	1,092	0,584	1,388	4,247	53,624		0,911	
5	A-A	9,18	12,24	2,043	1,109	0,805	1,419	4,342	49,377	41250,184	0,835	6,68
	B-B	9,18	12,24	2,043	1,109	0,805	1,419	4,342	49,377		0,835	
	C-C	9,18	12,24	2,043	1,109	0,805	1,419	4,342	49,377		0,835	
	D-D	9,18	12,24	2,043	1,109	0,805	1,419	4,342	49,377		0,835	
	E-E	9,18	12,24	2,043	1,109	0,805	1,419	4,342	49,377		0,835	
	F-F	9,18	12,24	2,043	1,109	0,805	1,419	4,342	49,377		0,835	
	G-G	9,18	12,24	2,043	1,109	0,805	1,419	4,342	49,377		0,835	
	H-H	9,18	12,24	2,043	1,109	0,805	1,419	4,342	49,377		0,835	
4	A-A	12,24	15,3	2,043	1,109	1,035	1,774	5,428	45,035	33843,009	0,751	6,008
	B-B	12,24	15,3	2,043	1,109	1,035	1,774	5,428	45,035		0,751	
	C-C	12,24	15,3	2,043	1,109	1,035	1,774	5,428	45,035		0,751	
	D-D	12,24	15,3	2,043	1,109	1,035	1,774	5,428	45,035		0,751	
	E-E	12,24	15,3	2,043	1,109	1,035	1,774	5,428	45,035		0,751	
	F-F	12,24	15,3	2,043	1,109	1,035	1,774	5,428	45,035		0,751	
	G-G	12,24	15,3	2,043	1,109	1,035	1,774	5,428	45,035		0,751	
	H-H	12,24	15,3	2,043	1,109	1,035	1,774	5,428	45,035		0,751	
3	A-A	15,3	18,36	2,043	1,109	1,265	2,117	6,477	39,607	26727,135	0,675	5,400
	B-B	15,3	18,36	2,043	1,109	1,265	2,117	6,477	39,607		0,675	
	C-C	15,3	18,36	2,043	1,109	1,265	2,117	6,477	39,607		0,675	
	D-D	15,3	18,36	2,043	1,109	1,265	2,117	6,477	39,607		0,675	
	E-E	15,3	18,36	2,043	1,109	1,265	2,117	6,477	39,607		0,675	
	F-F	15,3	18,36	2,043	1,109	1,265	2,117	6,477	39,607		0,675	
	G-G	15,3	18,36	2,043	1,109	1,265	2,117	6,477	39,607		0,675	

	H-H	15,3	18,36	2,043	1,109	1,265	2,117	6,477	39,607		0,675	
2	A-A	18,36	21,42	3,485	1,127	1,471	2,096	6,414	33,130	20045,827	0,605	4,840
	B-B	18,36	21,42	3,485	1,127	1,471	2,096	6,414	33,130		0,605	
	C-C	18,36	21,42	3,485	1,127	1,471	2,096	6,414	33,130		0,605	
	D-D	18,36	21,42	3,485	1,127	1,471	2,096	6,414	33,130		0,605	
	E-E	18,36	21,42	3,485	1,127	1,471	2,096	6,414	33,130		0,605	
	F-F	18,36	21,42	3,485	1,127	1,471	2,096	6,414	33,130		0,605	
	G-G	18,36	21,42	3,485	1,127	1,471	2,096	6,414	33,130		0,605	
	H-H	18,36	21,42	3,485	1,127	1,471	2,096	6,414	33,130		0,605	
1	A-A	21,42	24,48	3,485	1,127	1,697	2,414	7,388	26,716	13970,998	0,523	4,184
	B-B	21,42	24,48	3,485	1,127	1,697	2,414	7,388	26,716		0,523	
	C-C	21,42	24,48	3,485	1,127	1,697	2,414	7,388	26,716		0,523	
	D-D	21,42	24,48	3,485	1,127	1,697	2,414	7,388	26,716		0,523	
	E-E	21,42	24,48	3,485	1,127	1,697	2,414	7,388	26,716		0,523	
	F-F	21,42	24,48	3,485	1,127	1,697	2,414	7,388	26,716		0,523	
	G-G	21,42	24,48	3,485	1,127	1,697	2,414	7,388	26,716		0,523	
	H-H	21,42	24,48	3,485	1,127	1,697	2,414	7,388	26,716		0,523	
RDC	A-A	24,48	28,56	2,614	1,127	1,961	2,353	9,598	19,329	8703,219	0,450	3,600
	B-B	24,48	28,56	2,614	1,127	1,961	2,353	9,598	19,329		0,450	
	C-C	24,48	28,56	2,614	1,127	1,961	2,353	9,598	19,329		0,450	
	D-D	24,48	28,56	2,614	1,127	1,961	2,353	9,598	19,329		0,450	
	E-E	24,48	28,56	2,614	1,127	1,961	2,353	9,598	19,329		0,450	
	F-F	24,48	28,56	2,614	1,127	1,961	2,353	9,598	19,329		0,450	
	G-G	24,48	28,56	2,614	1,127	1,961	2,353	9,598	19,329		0,450	
	H-H	24,48	28,56	2,614	1,127	1,961	2,353	9,598	19,329		0,450	

4.5 Interprétation des résultats :

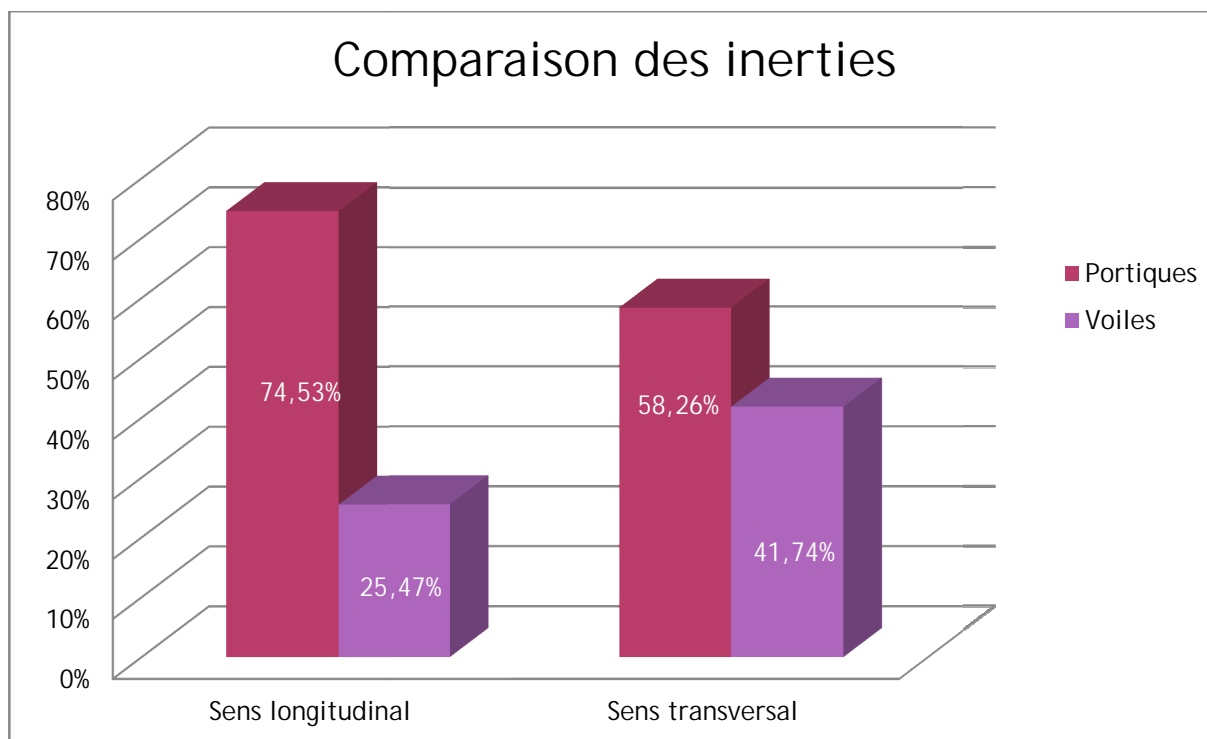
4.5.1 Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

- **Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens longitudinal.**

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage (%)
Portiques	6,948	74,53%
Voiles	2,374	25,47%
Voiles+Portiques	9,322	100%

- **Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens transversal.**

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage(%)
Portiques	6,097	58,26%
Voiles	4,368	41,74%
Voiles+Portiques	10,465	100%



➤ Conclusion :

En tenant compte des résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens longitudinal que dans le sens transversal.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les 25 % (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement $R=5$ (tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003)

Rappel :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre sollicitations dues aux charges verticales au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise.

Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté.

Pour cela, les ingénieurs essayant de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

5.1 Description du logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

Voilà la complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux forces horizontales engendrées particulièrement par le séisme, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

L'*ETABS* est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adaptées aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structures grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

L'*ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). Il permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000...)

5.2 Choix de la méthode de calcul :

5.2.1 Méthodes utilisables :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions, se fait à l'aide des deux méthodes :

Par la méthode statique équivalente.

Par la méthode d'analyse modale spectrale.

5.2.2 Condition d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur en (a), la condition complémentaire suivante :
Zone IIa : groupes d'usage 2, si hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m
Dans notre cas la hauteur de bâtiment est supérieure à 7 niveaux et 23m.

Conclusion :

Dans notre cas la méthode statique équivalente est applicable.

5.3 Étapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Définition de la charge sismique E.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Étape 1 : La première étape consiste à spécifier **la géométrie de la structure**

a) Choix des unités :

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN** et **m** comme unités de base pour les forces et les déplacements.



b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

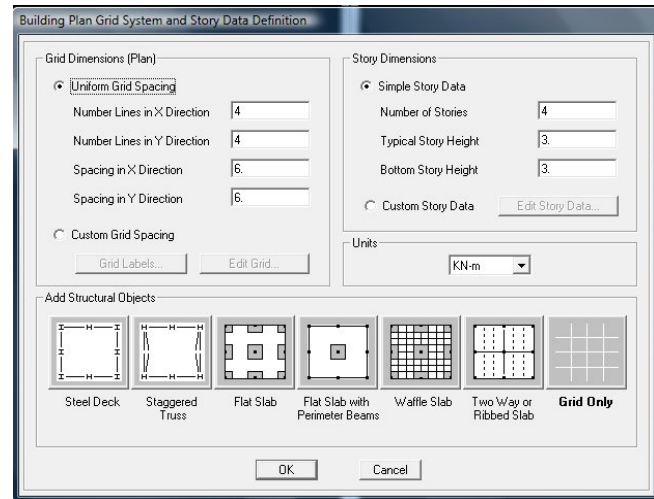
- Le nombre de portiques suivant x-x.

(Dans notre cas nous avons 5 lignes suivant x-x)

- Le nombre de portique suivant y-y.

(Dans notre cas nous avons 8 lignes suivant y-y)

- Le nombre des étages :
(9 niveaux R+8)



Nous allons procéder à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton **Custom Grid Spacing** puis **Edit Grid**

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton **Custom Story Data** puis **Edit Story Data**.

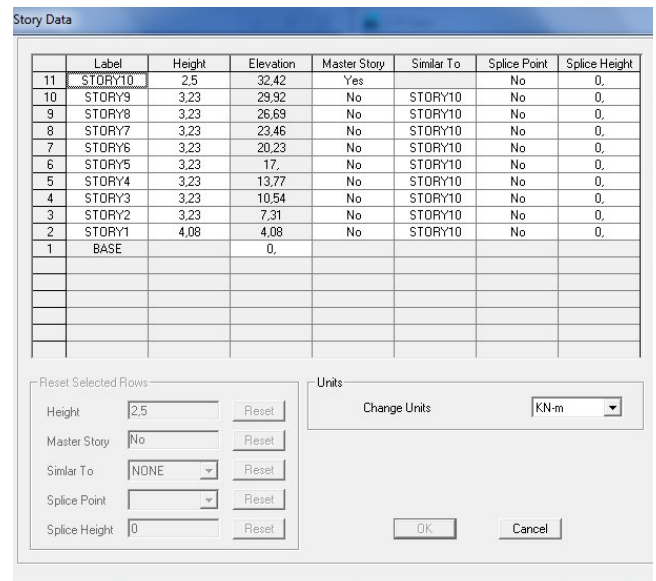
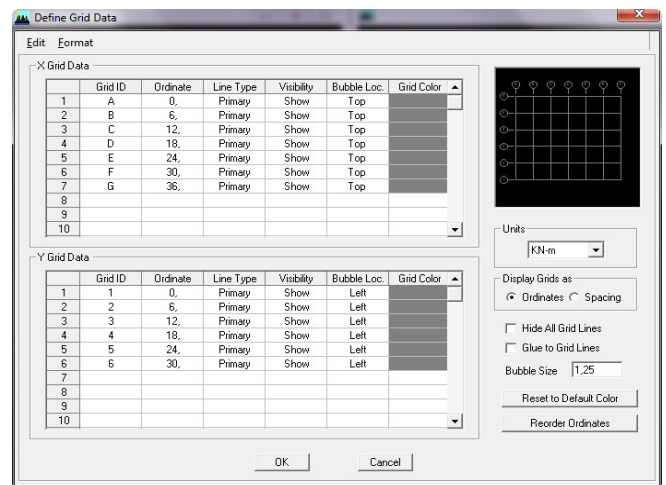


Fig 5.2 : Modification des longueurs des trames

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

Étape 2: La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur *Define* puis *Material proprietes* nous sélectionnant **CONC** et on clique sur *Modify /Show Material*, et on apporte les modifications inscrites dans la **fig.6**.

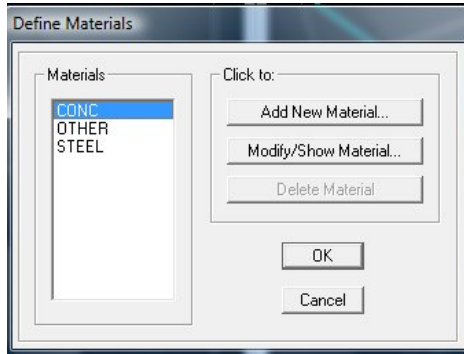


Fig5.4 : définir un nouveau matériau

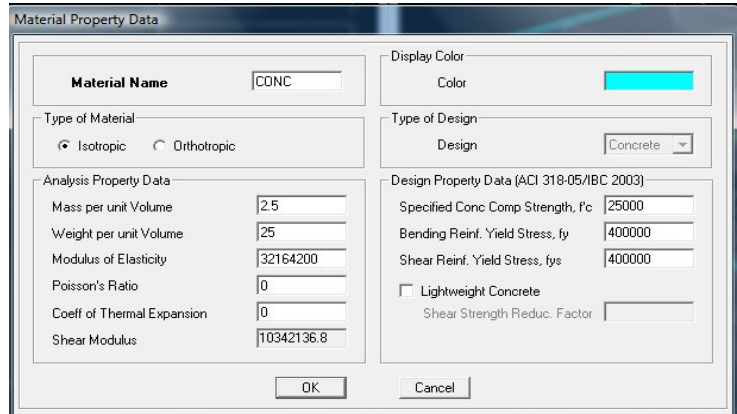


Fig5.5 : introduction des propriétés mécanique du béton

Étape 3: La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**POUT/P**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu *Define* puis *Frame sections*. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne *Add Rectangular* pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

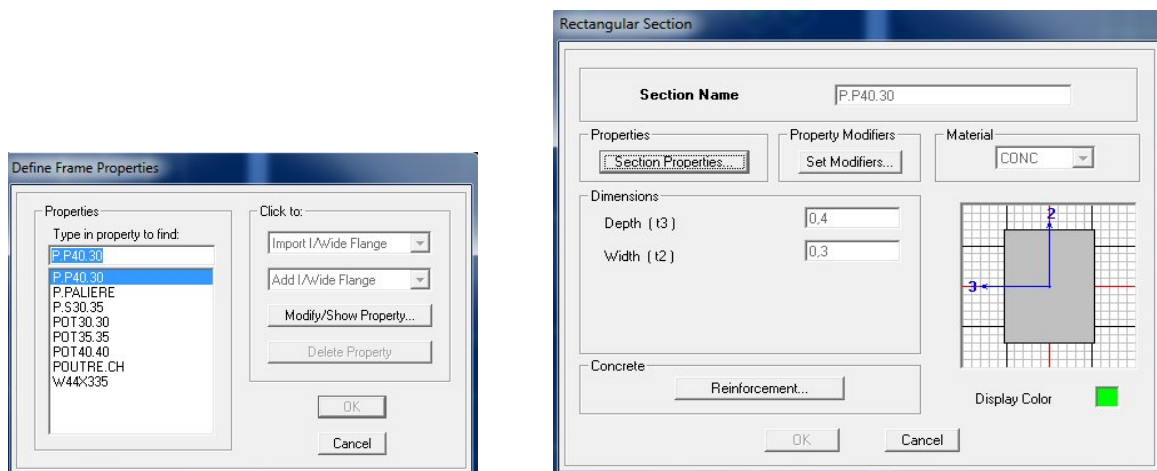


Fig 5.6 : dimensionnement des éléments.

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

- ❖ Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments
- ❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.

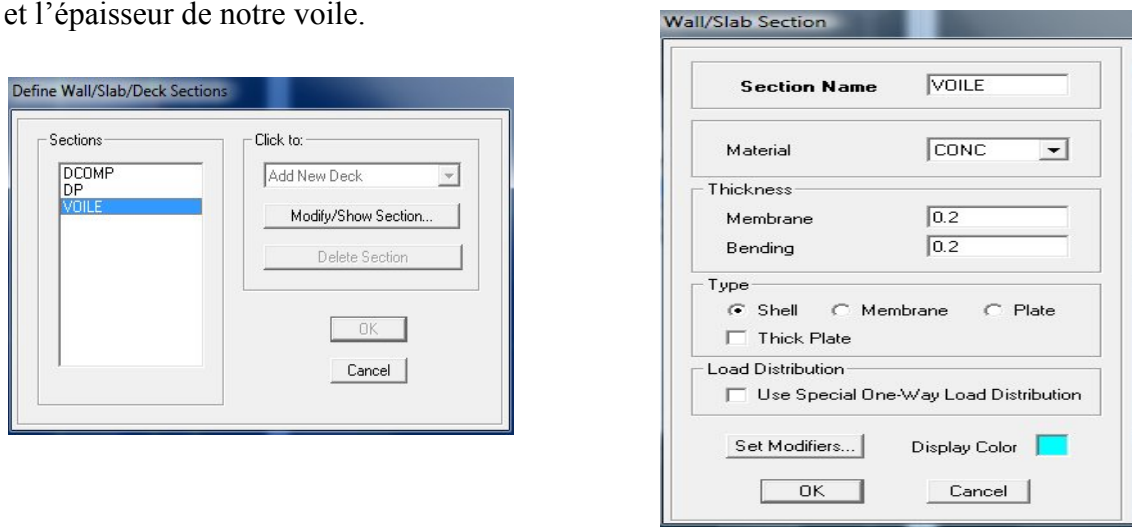


Fig5.7 : dimensionnement des voiles et dalle plaine.

Etape 4 : Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

a) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

- **Données à introduire dans le logiciel :**

Coefficient d'accélération de zone (**A**) : (groupe d'usage 2 et la zone IIa)

Coefficient comportement de la structure (**R**) : (Mixte portique/voile avec interaction)

Facteur de qualité (**Q**) :

$$Q=1+\sum q = 1.10$$

Coefficient d'amortissement(%) = **8.5%**

Catégorie de site : **S3**

On ouvre l'application RPA 99 :

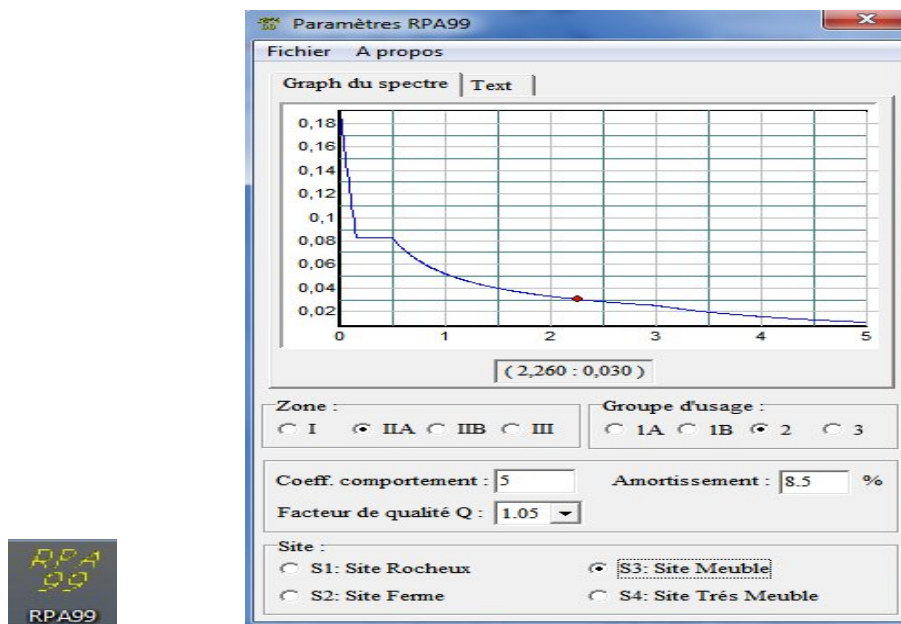


Fig 5.8 : le spectre de réponse de calcul.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on donne un nom pour le fichier et on clique sur l'icône **Sauvegarde fichier format ETABS**.

➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → **Response Spectrum Functions** → **Add Spectrum from file**

Function Damping Rate: Coefficient d'amortisse

Function Name (nom du spectre): **RPA**.

Sélectionner : **Period vs value**

En suite **Browse** → **selectionner le fichier RPA** → **Display Graph** → **ok**

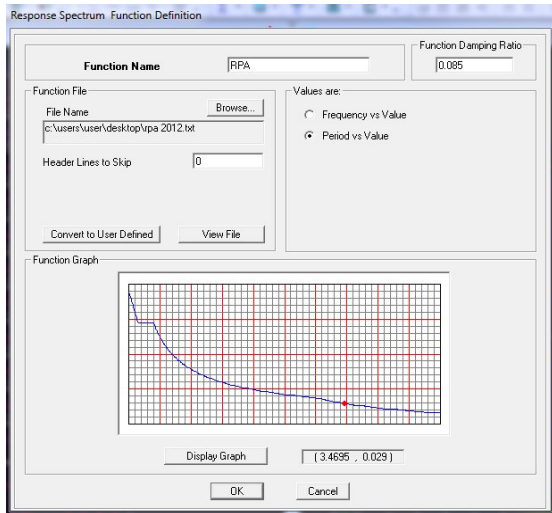


Fig 5.9 : Injection du spectre.

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :
- **Define** → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

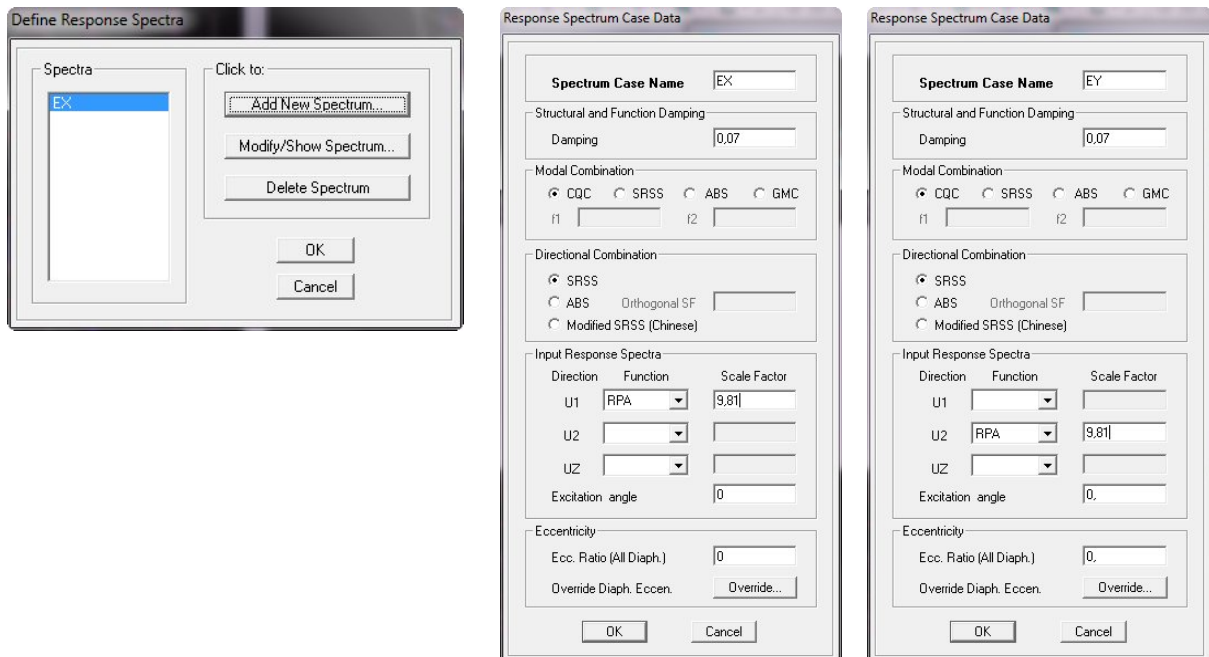


Fig 5.10 : Définition du chargement EX et EY (séisme).

Dans la partie *Input response spectra*, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales.

b) Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise a des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation (**Q**), pour les définir on clique sur : *Define Load Cases*.

❖ **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

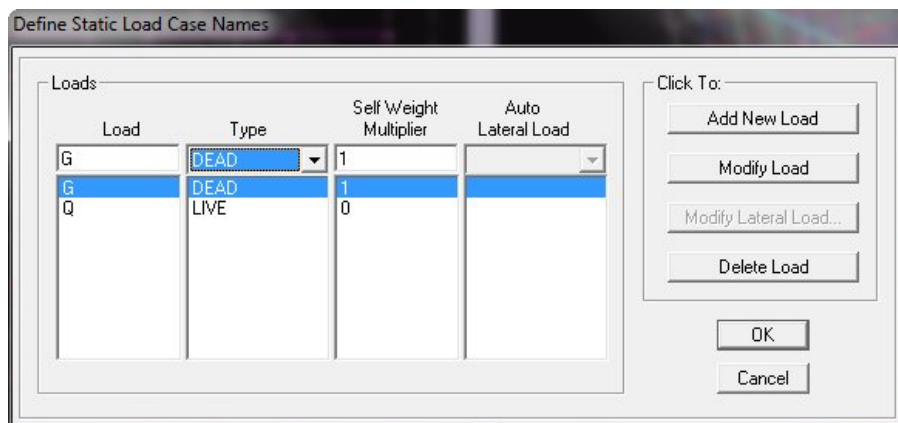
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

❖ **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



Etape 5 : Définition des charges statiques (G, Q) :

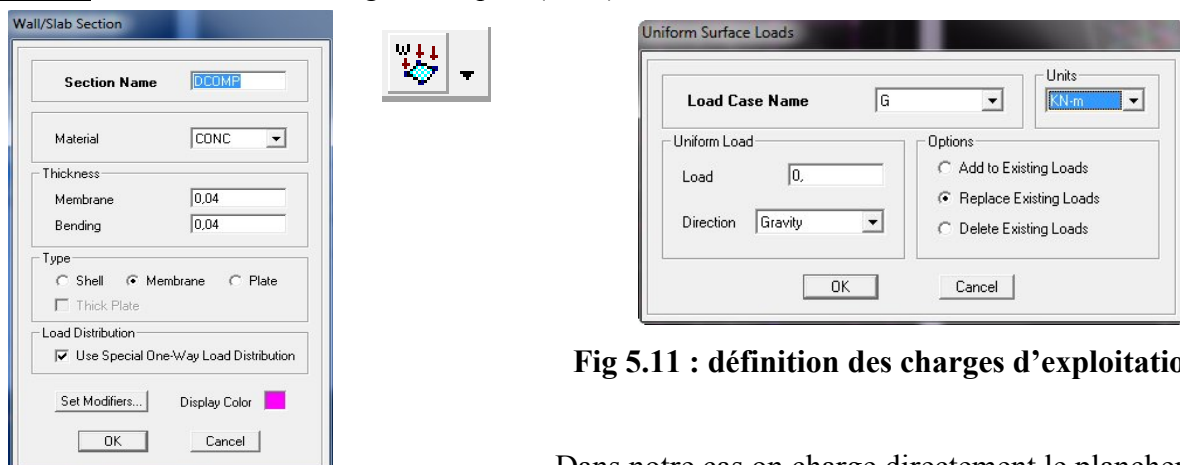


Fig 5.11 : définition des charges d'exploitations G et Q.

Dans notre cas on charge directement le plancher.

Après sélectionner les plancher on clic sur *Assign* → *Shell/Area Load* → *Uniform* spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), on introduit la valeur de la charge calculé dans le chapitre **II** pour chaque étage.

Étape 6 : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE: $G + Q + Ex$

GQE: $G + Q + Ey$

0.8GE: $0.8G + Ex$

0.8GE: $0.8G + Ey$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → *load Combinations* → *Add New Combo*

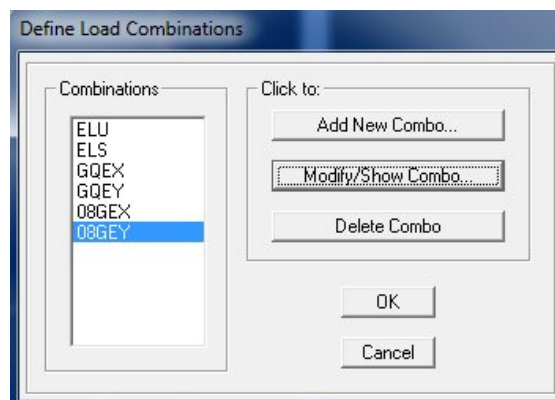


Fig 5.12 : Introduction des combinaisons d'actions.

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

Étape 7 : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → **Joint Point** → **Restraints (Supports)**



Fig 5.13 : Encastrement des appuis.

➤ **Mass- Source :**

Define → **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

-on choisi **Mass Definition** → **From Loads**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

-On donne la valeur du coefficient de pondération β suivant la nature de la structure ($\beta=0.2$ pour notre cas).

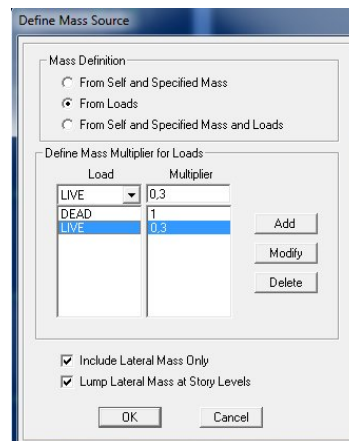


Fig 5.14 : La combinaison du poids

➤ **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Diaphragms** → **Add New Diaphragm**.

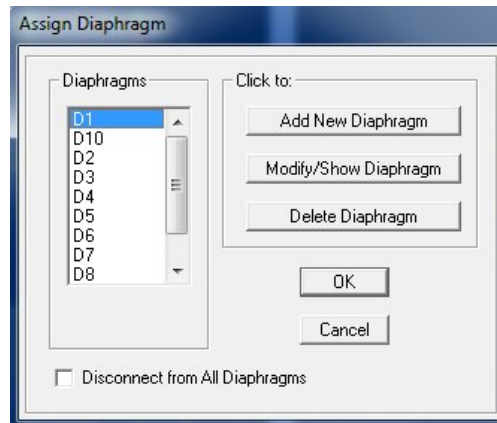


Fig 5.15 : le diaphragme.

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

Etape 8 : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

➤ **Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

➤ **Visualisation des résultats :**

Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».

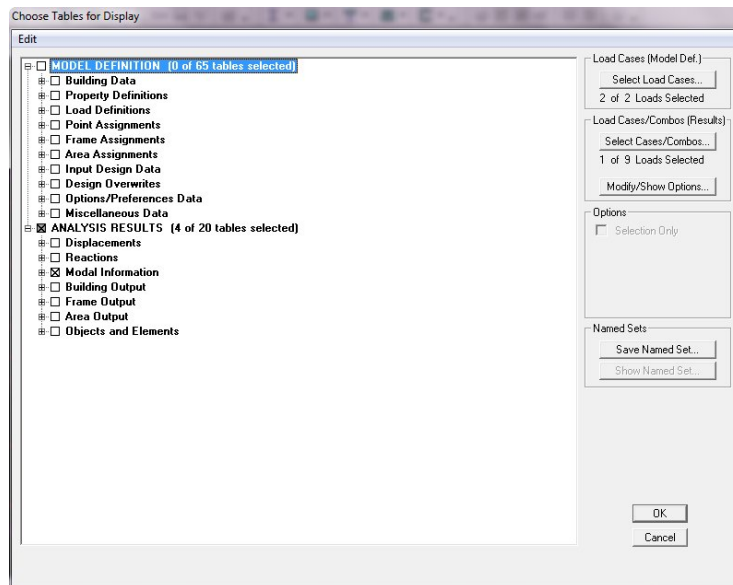


Fig 5.16 : choix des tableaux a affiché.

➤ **Déformée de la structure :**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.



➤ **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**



➤ **Efforts internes dans les éléments barres :**

• **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** → **Show tables**

Dans **Elément Output** on sélectionne « **Frame Output** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

• **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

➤ **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens **xx**, et **Uy** au sens **yy**.

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » en suite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

➤ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan **XZ**.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison «**EX ou EY**».

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

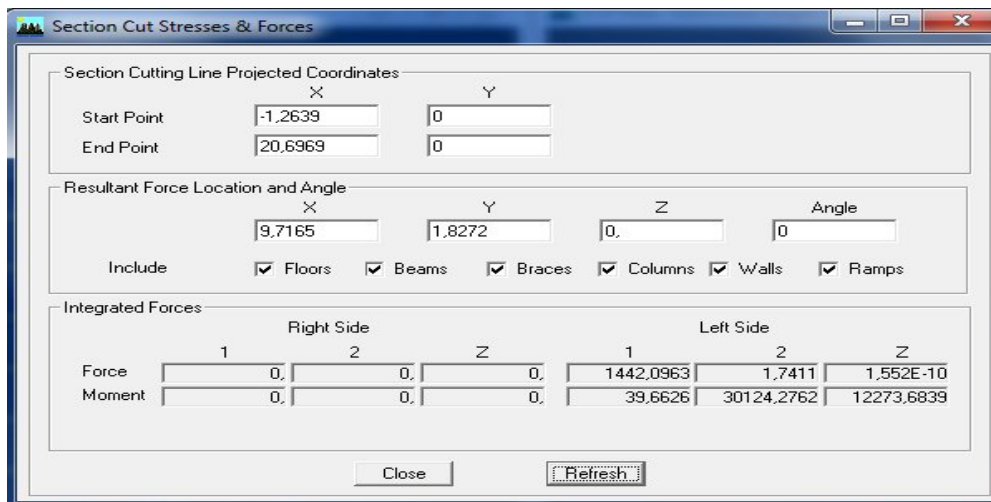


Fig 5.17 : Effort tranchant de niveau.

Remarque :

En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles

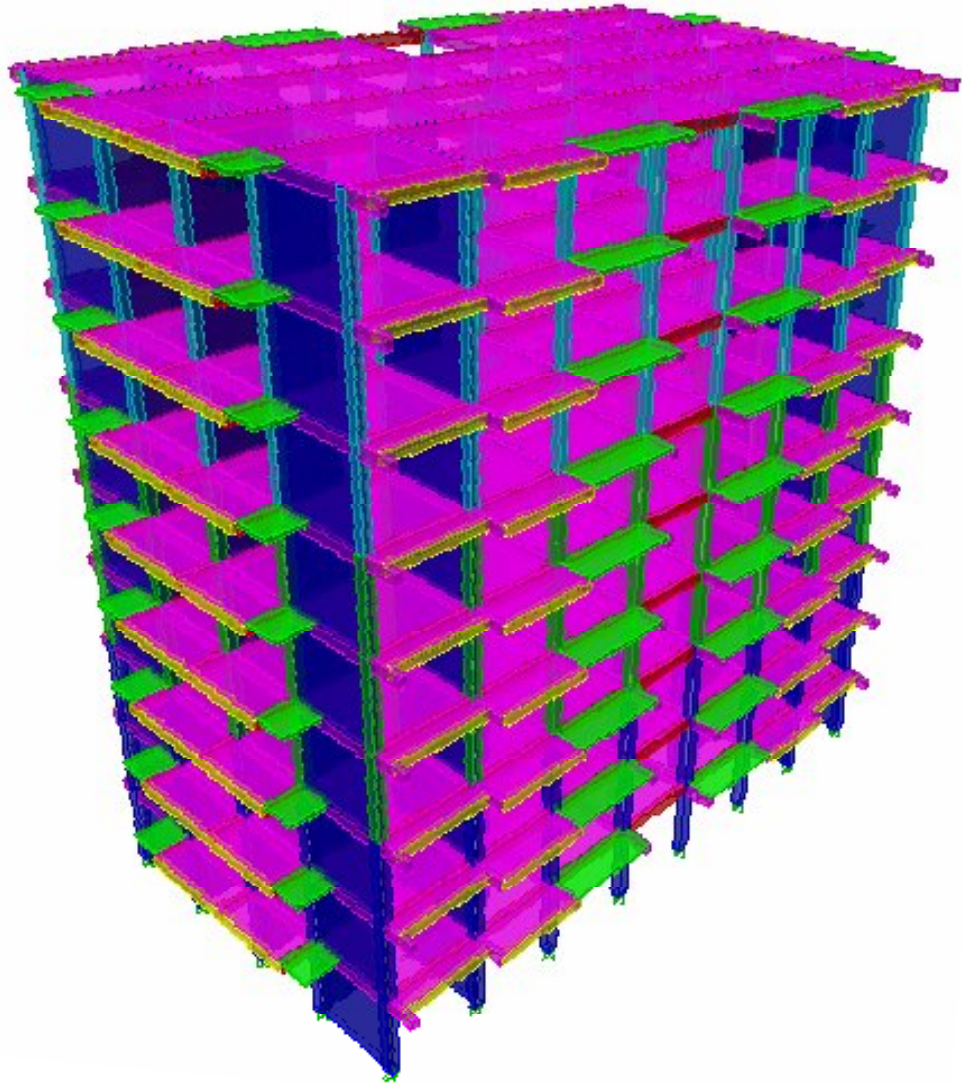


Fig 5.18 : Modèle 3D de la structure.

5.4 Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :

- ✓ la structure est classée en groupe d'usage 2 (RPA 2003 3.2).
- ✓ Le sol est de catégorie S3 (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✓ La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone II.
- ✓ La structure étudiée fait 28,14m de hauteur (R+8), le système structural est mixte. Dans ce cas les voiles doivent reprendre 20% des charges dues aux sollicitations verticales et la moitié de la charge horizontale.

5.5 Vérifications aux exigences du RPA99 modifié en 2003 :

5.5.1 Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA 2003 (A 4.3.3)}$$

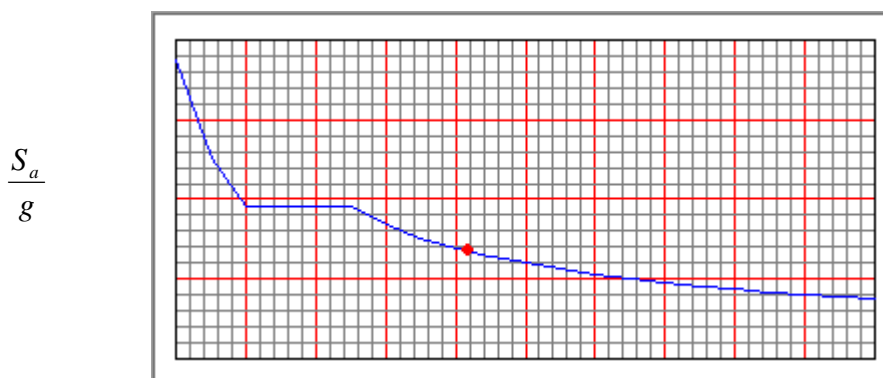


Fig 5.19 : Spectre de réponse de calcul.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

✓ **P_q** est la pénalité à retenir selon le critère de qualité **q**; (**tableau 4-4 du RPA2003**).

• **Calcul du facteur de qualité Q :**

❖ **Tableau donnant les valeurs des pénalités P_q:**

➤ **Sens longitudinale :**

Critère q »	Pénalités P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

Tableau 5.1 : valeurs des pénalités P_q Sens longitudinale

➤ Sens transversal :

Critère q »	Pénalités P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0

Tableau 5.2 : valeurs des pénalités P_q Sens transversal

Sens longitudinal :

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0) = 1,05$$

Sens transversal :

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0) = 1,05$$

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de **Q** à introduire est la plus défavorable **Q = 1.05**

➤ Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

A = 0,15 [zone IIa, groupe d'usage 2 (RPA 2003 tableau 4.1)].

R = 5 [Mixte portique/voile avec interaction (RPA 2003 tableau 4.3)].

T₁ = 0,15sec ; **T**₂ = 0,5 sec. [Site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

Q = 1,05

5.5.2 **Nombre de modes à considérer :**

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- ✓ ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad \text{RPA (4-14)}$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ; T_k la période du mode K .

- Dans notre cas $N=9$ niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{9})=9$
Donc $K=9$ nombre de modes.

5.5.3 Combinaison des réponses modales :

- $r \leq 9 / (9 + \frac{1}{\xi_i \xi_j})$

Avec :

$$r = T_i / T_j \quad (T_i \leq T_j)$$

i et j : deux modes de vibration des périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j

- ✓ Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

- ✓ Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$✓ E = \left(|E_1| + |E_2| \right)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2$$

5.5.4 Caractéristiques géométriques de la Structure :

✓ **Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

Etage	Masse (KN)		Position du centre de masse		Position du centre de rigidité		Excentricité		Excentricité accidentelle	
	X	Y	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	e _x	e _y	e _x	e _y
RDC	436,6181	436,6181	14,25	8,514	14,25	8,595	0	-0,081	1,425	0,85
Etage 1	436,6181	436,6181	14,25	8,514	14,25	8,593	0	-0,079		
Etage 2	430,7675	430,7675	14,25	8,512	14,25	8,599	0	-0,087		
Etage 3	425,7868	425,7868	14,25	8,511	14,25	8,605	0	-0,094		
Etage 4	425,7868	425,7868	14,25	8,511	14,25	8,609	0	-0,098		
Etage 5	420,7163	420,7163	14,25	8,510	14,25	8,613	0	-0,103		
Etage 6	416,5157	416,5157	14,25	8,509	14,25	8,617	0	-0,108		
Etage 7	416,5157	416,5157	14,25	8,509	14,25	8,619	0	-0,11		
Etage 8	408,7499	408,7499	14,25	8,520	14,25	8,620	0	-0,10		
condition vérifiée										

Tableau 5.3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

L'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle: (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = 0,05 \times 27,54 = 1,377 \text{ m}$

$$e_y = 0,05 \times 17 = 0,85 \text{ m}$$

b) Excentricité théorique :

$$e_x = XCM - XCR \implies E_x = 0,06 \text{ m} < 1,377 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = YCM - YCR \implies E_y = 1,031 \text{ m} < 0,85 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

5.5.5 Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0,639577	69,2612	0	0	69,2612	0	0	0	98,7097	0,051
2	0,579567	0	65,7822	0	69,2612	65,7822	0	97,6057	0	0
3	0,545567	0,0543	0	0	69,3156	65,7822	0	0	0,0761	65,8226
4	0,161528	16,7803	0	0	86,0958	65,7822	0	0	0,845	0,0017
5	0,117483	0	20,5166	0	86,0958	86,2988	0	2,0652	0	0
6	0,112288	0,001	0	0	86,0968	86,2988	0	0	0	20,2032
7	0,07002	6,5283	0	0	92,6252	86,2988	0	0	0,2831	0,0003
8	0,048893	0	7,2231	0	92,6252	93,5219	0	0,2616	0	0
9	0,04669	0,0002	0	0	92,6254	93,5219	0	0	0	7,1524
10	0,040222	3,3925	0	0	96,0178	93,5219	0	0	0,0513	0,0001
11	0,02899	0	3,4023	0	96,0178	96,9242	0	0,0484	0	0
12	0,027486	0,0001	0	0	96,0179	96,9242	0	0	0	3,4397

Tableau 5.4 : périodes et participations massiques donné par ETABS

- ✓ La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.

5.5.6 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'Vt' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2)**.

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{\sum \times \times}{\times} \times W$$

(RPA 2003 Art 4.2.3)

- ✓ **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

$$A = 0,15$$

- ✓ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

$T_1 = 0.15$, $T_2 = 0.5$ (RPA/Tableau 4-7).

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand $\xi = 8.5\%$, on a $\eta = 0.816$

T : La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = h$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $\leftarrow 28,14m$
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) $\implies C_T = 0,05$

D'où : $T = 0.601$ sec

$T = 0.601$ sec. $\implies T_2 \leq T \leq 3.0$ sec.

Donc : $D = 2.5 \eta (-)^{-} = 1,806$

D = 1,806

- ✓ **R : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003 tableau 4.3)**

R=5

- ✓ **Q : facteur de qualité voir le titre 5.9.1.a.**

Q = 1,05

- **W : Poids total de la structure, donné par ETABS**

Etages	Poids (KN)
Poids Total W (KN)	38627,16

Tableau 5.5 : le poids total de la structure

Conclusion :

MSE (RPA 2003)		
<i>Coefficient</i>	A	0,15
	D	1,806
	Q	1,05
	R	5
<i>Forces Sismiques</i> V (KN)	2197,46	

Tableau 5.6 : la force sismique à la base

- ✓ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par **la méthode statique équivalente V_{max}** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V_t > 0.80 V$)

- ✓ Si $V_t < 0.80V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$

Forces Sismiques (KN)	Vérification
-----------------------	--------------

MSE (V)	ETABS (Vt)		Vt/V	
	Ex	Ey	X	Y
2197,46	1890,17	2037,86	< 0.80	< 0.80
			Vérifié	Vérifié

- L'effort tranchant à la base est vérifiée.

5.5.7 Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003 article 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

a) Déplacement maximal :

- Sens transversal :

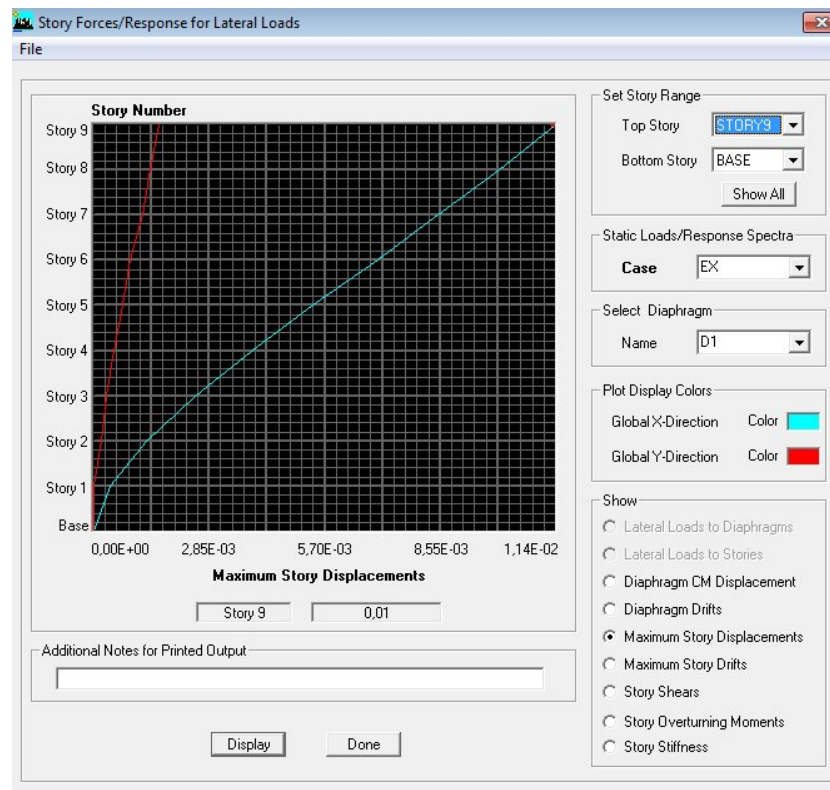


Fig 5.20 : Vérification des déplacements selon Ex

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

suivante : $\delta_{max} \leq f = \text{---}$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.01 \leq f = \frac{\delta_{\max}}{H_t} = \frac{0.01}{0.18} = 0,055 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens longitudinal :**

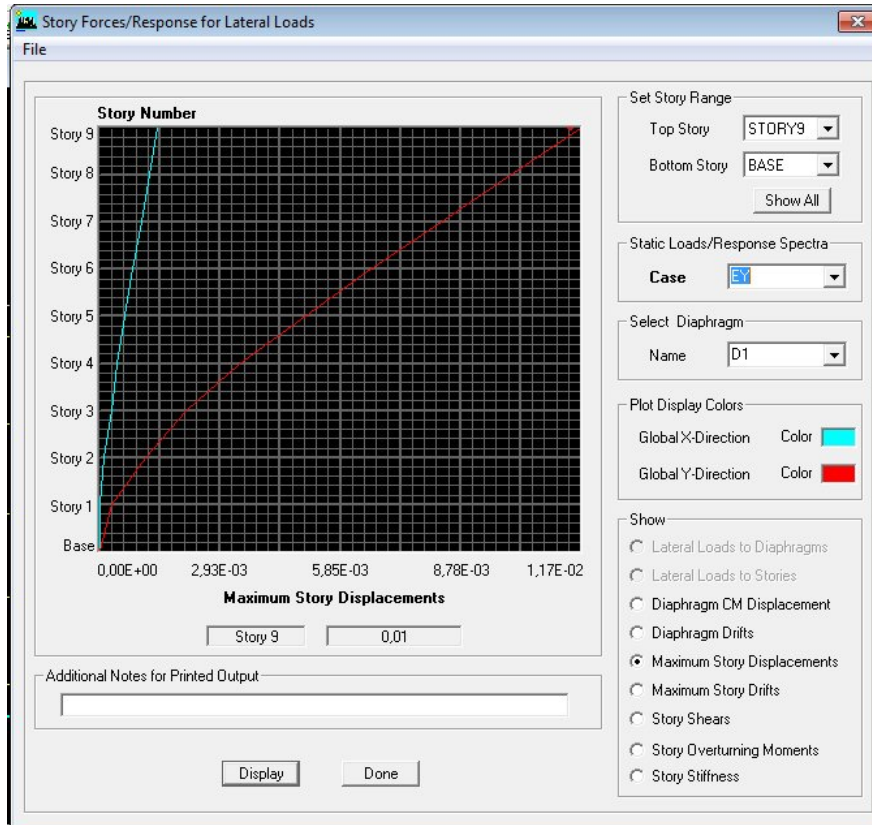


Fig 5.21 : Vérification des déplacements selon Ey

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante : $\delta_{\max} \leq f = \frac{\delta_{\max}}{H_t}$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.01 \leq f = \frac{\delta_{\max}}{H_t} = \frac{0.01}{0.18} = 0,055 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Déplacements relatifs :

D’après le **RPA 99 (art 5.10)**, 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.

Le déplacement horizontal : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

D'après le RPA 99 (Art 4.43) : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec : δ_k : déplacement du aux forces sismique. F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

NIVEAU	δ_x (m)	δ_y (m)	$\Delta_k x$ (m)	Δ_{ky} (m)	1% h (m)	Vérification
8	0,0099	0,0089	0,0012	0,0013	0.0323	OK
7	0,0087	0,0076	0,0013	0,0013	0.0323	OK
6	0,0074	0,0063	0,0013	0,0013	0.0323	OK
5	0,0061	0,005	0,0014	0,0013	0.0323	OK
4	0,0047	0,0037	0,0013	0,0011	0.0323	OK
3	0,0034	0,0026	0,0012	0,001	0.0323	OK
2	0,0022	0,0016	0,0011	0,0008	0.0323	OK
1	0,0011	0,0008	0,0008	0,0006	0.0323	OK
RDC	0,0003	0,0002	0,0003	0,0002	0.0323	OK

Tableau 5.7 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

Remarque:

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement **R** lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (ona spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

5.5.8 Justification Vis à Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$ RPA99 (Art 5.9)

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant la formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Niv	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	Δ_{ky} (m)	V_{kx} (m)	V_{ky} (m)	h_k (m)	θ_{kx}	θ_{ky}	Vérification
8	4599,8	0,0012	0,0013	482,32	555,56	3,06	0,0037	0,0035	OK
7	4135,72	0,0013	0,0013	805,97	904,29	3,06	0,0021	0,0019	OK
6	4135,78	0,0013	0,0013	1075,14	1163,25	3,06	0,0016	0,0015	OK
5	4235,28	0,0014	0,0013	1309,1	1384,43	3,06	0,0014	0,0012	OK
4	4235,26	0,0013	0,0011	1497,57	1569,07	3,06	0,0012	0,0009	OK
3	4235,3	0,0012	0,001	1644,74	1725,67	3,06	0,0010	0,0008	OK
2	4350	0,0011	0,0008	1751,63	1854,1	3,06	0,0008	0,0006	OK
1	4350	0,0008	0,0006	1840,21	1967,52	3,06	0,0006	0,0004	OK
RDC	4350,02	0,0003	0,0002	1890,17	2037,86	3,06	0,0002	0,0001	OK

Tableau 5.8 : justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ dans les deux Sens

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à « **0.1** ».

Donc l'effet P- Δ peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux .

VIII.1 Introduction :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsqu'elle subit simultanément l'action d'un moment de flexion et d'un effort de compression ou de traction.

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « c » qui est distant du centre de gravité de la section de ($e = M / N$).

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction tandis que le moment qu'il engendre est un moment de flexion, d'où l'étude de deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35 G + 1,5 Q$ (à l'ELU)
- $G + Q + E$ (RPA 99 Version 2003)
- $0,8G \pm E$ (RPA 99 Version 2003)

Les vérifications se feront à l'ELS.

VIII.2 Recommandations et exigences du RPA 99 révisé 2003 :

VIII.2.1 Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence (HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de ($L_R = 40 \Phi_1$) en zone IIa.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser (25cm) en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

❖ **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers est de 0,8% de la section du béton.

- Poteau (40x40) : $A_{\min} = 0,008 \times (40 \times 40) = 12,8 \text{ cm}^2$.

- Poteau (35x35) : $A_{\min} = 0,008 \times (35 \times 35) = 9,8 \text{ cm}^2$.

- Poteau (30x30) : $A_{\min} = 0,008 \times (30 \times 30) = 7,2 \text{ cm}^2$.

❖ **Pourcentage maximal :**

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $(0,06 \times b \times h)$.

- Poteau (40x40) : $A_{\max} = 0,06 \times (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$.

- Poteau (35x35) : $A_{\max} = 0,06 \times (35 \times 35) = 73,5 \text{ cm}^2$.

- Poteau (30x30) : $A_{\max} = 0,06 \times (30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de $(0,04 \times b \times h)$.

- Poteau (40x40) : $A_{\max} = 0,04 \times (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$.

- Poteau (35x35) : $A_{\max} = 0,04 \times (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$.

- Poteau (30x30) : $A_{\max} = 0,04 \times (30 \times 30) = 36 \text{ cm}^2$.

VIII.2.2 Vérification au cisaillement des armatures transversales :

(Article 7.4-22 du RPA 99)

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \text{et} \quad l_f = 0,7 h_e$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b_1 h_1^3}{12}} = \sqrt{\frac{h_1^2}{12}} \Rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12} l_f}{h_1}$$

l_f : Longueur de flambement des poteaux.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$S_t \leq \text{Min}(10.\Phi_1^{\text{min}}; 15\text{cm})$ en zone nodale.

$S'_t \leq 15\Phi_1^{\text{min}}$ en zone courante.

a, b : Dimensions de la section droite du poteau.

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

- Si: $\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\text{min}} = 0,3\% S_t \times b$
- Si: $\lambda_g \geq 3 \rightarrow A_t^{\text{min}} = 0,8\% S_t \times b$
- Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ au minimum.

VIII.3 Calcul du ferrailage :

Etape de calcul en flexion composée :

$$\text{- Si } e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée (SPC)}$$

$$\text{- Si } e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \Rightarrow \text{Il faut vérifier l'inégalité suivante :}$$

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0,337 - 0,81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bu} \rightarrow (A)$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

M_f : Moment fictif.

- Si l'inégalité (A) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée et le calcul se fait comme suit :

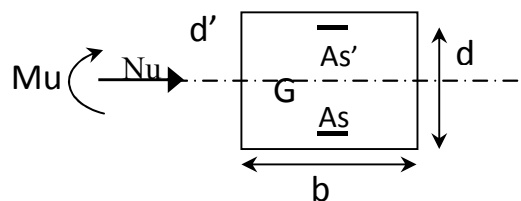
$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_r = 0,392$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r = 0,392$ la section est doublement armée, il faut calculer A_1 et A_1'

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$



- Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, la section est alors entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0,5h - c) b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée, la section a besoin d'armatures inférieures comprimées (section doublement armée).

$$A' = \frac{M - (d - 0,5h) b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

- Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures (section simplement armée).

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{et } A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d-c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

1.1.1 Calcul à l'ELU et au Séisme :

❖ Exemple de calcul :

Poteaux 40x40 :

$N_u = 1349,75 \text{ KN}$ et $M_u = 0,96 \text{ KN.m}$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0,0007 \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,17 \implies \text{S.E.C}$$

Vérification de la 1^{ère} condition :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} \implies \text{Condition non vérifiée}$$

Vérification de la 2^{ème} condition :

$$N_u (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} \implies \text{Condition vérifiée}$$

On a (SDA) donc les sections d'armatures sont :

$$\begin{aligned} \rho' &= \frac{- \rho_s \cdot h \cdot (- 0,5h)}{(- \rho_s)} = \frac{229,62 - (0,37 - 0,5 \times 0,4) 0,4 \times 0,4 \times 14,2 \times 10}{348 \times 10 \times (0,37 - 0,03)} = 0,001 = 0 \\ &= \frac{- \rho_s \cdot h}{- \rho_s} = \frac{1349,75 - 0,4 \times 0,4 \times 14,2 \times 10}{348 \times 10} - 0 = 0,002 = 0 \end{aligned}$$

❖ Exemple 2 :

Poteaux 30x30 :

$N_u = 35,097 \text{ KN}$ et $M_u = 94,19 \text{ KNm}$

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = 2,68 \geq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,12 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.P.C}$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 46,40 \text{ KN.M}$$

M_f : Moment fictif.

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = 0,150$$

$\mu = 0,152 \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée. (SSA)

$$\mu = 0,150 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,918$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = 0,000004 \text{ m}^2$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,000004 - \frac{9419}{400 \times 10^3} = 2,2 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

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

Le reste des résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Section (cm ²)	N(KN)	Moment (KN.m)	e (m)	--	Obs	A _{sup}	A _{inf}	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopté (cm ²)
40×40	N _{max} = -1349,75	M _{cor} = -0,69	0,0005	0,17	SEC	0	0	12,8	4HA16 + 4HA14	14,196
	N _{min} = 834,33	M _{cor} = 8,62	0,0103	0,17	SEC	0	0			
	N _{corr} = 429,57	M _{max} = 31,983	0,0744	0,17	SEC	0	0			
35×35	N _{max} = 884,16	M _{cor} = 0,571	0,0006	0,145	SEC	0	0	9,8	4HA16 + 4HA14	14,196
	N _{min} = 547,72	M _{cor} = 12,642	0,023	0,145	SEC	0	0			
	N _{corr} = 324,96	M _{max} = 35,362	0,1088	0,145	SEC	0	0			
30×30	N _{max} = -443,16	M _{cor} = -1,389	0,0031	0,12	SEC	0	0	7,2	4HA16 + 4HA14	14,196
	N _{min} = 277,67	M _{cor} = 10,407	0,0374	0,12	SEC	0	0			
	N _{corr} = -94,19	M _{max} = 35,097	0,3726	0,12	SPC	0	2,69			

Tableau 6.2 : Ferrailage des poteaux dans les deux sens

VIII.4 Vérification à l'E L S :

1.1.2 Vérifications à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa [BAEL 91A.4.5.2]}$$

a) Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6n A' \frac{l_c - c'}{b} + 6nA \frac{d - l_c}{b}$$

$$2 \times l_c^3 - 6n A' \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6n A \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour résolution de l'équation, on calcul $\Delta : \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

➤ Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

$$\text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

Enfinement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

b) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0,5h - d') - A_s(d - 0,5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s (0,5h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0,5h + X_G)^2 \right]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} (e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} (e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

En fin ; on vérifie : $\max (\sigma_{\text{sup}} ; \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

c) Vérification de la condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_s \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Section	sollicitations	Ns	M_{s22} (KN.m)	e (m)	h/6	Nat.	σ_b sup (MPA)	σ_b inf (MPA)	σ_{bc} (MPA)	σ_a (MPa)
40x40	Nmax- Mcor	-981,64	-0,499	0	0,067	SEC	5,59	5,52	15	8
	Nmin- Mcor	-209,76	-4,55	0,021	0,067	SEC	1,54	0,84	15	2
	Mmax-Ncor	-439,07	-19,607	0,044	0,067	SEC	3,98	0,99	15	5
35x35	Nmax- Mcor	-643,17	-0,43	0	0.058	SEC	4,67	4,57	15	6
	Nmin- Mcor	-93,22	3,609	- 0,038	0.058	SEC	106	0,28	15	1
	Mmax-Ncor	-236,77	-25,659	0,108	0.058	SEC	4,76	0	15	6
30x30	Nmax- Mcor	-322,75	-1,015	0,002	0,05	SEC	3,14	2,91	15	4
	Nmin- Mcor	-11,68	3,989	- 0,341	0,05	SPC	0,99	0	15	
	Mmax-Ncor	-69,07	-25,51	0,369	0,05	SEC	6,31	0	15	6

1.2 Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_1 \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{RPA 2003 art 7.4.2.2})$$

Avec :

T_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_1 = 2.5$ si l'élancement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_1 \geq 5$.

$\rho_1 = 3.75$ dans le cas contraire.

L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Telle que :

$l_f = 0,7 \times l_0$ l_0 : longueur libre du poteau.

$L_0 = 3,06$ cm pour les poteaux de RDC et étages

Poteau de $(30 \times 30) \text{cm}^2$: $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0,7 \times 306 = 24,73$

Poteau de $(35 \times 35) \text{cm}^2$: $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 306 = 21,20$

Poteau de $(40 \times 40) \text{cm}^2$: $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 306 = 18,55$

On remarque que : $\lambda > 5$ donc $\rho_1 = 2,5$

1.2.1 Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_1^{\min}, 15 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone 1 : } A_t = \frac{2,5 \times 0,1 \times 24,44}{0,30 \times 400000} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$$

$$\text{Zone 2 : } A_t = \frac{2,5 \times 0,1 \times 24,2}{0,35 \times 400000} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$$

$$\text{Zone 3 : } A_t = \frac{2,5 \times 0,1 \times 18,84}{0,40 \times 400000} = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \text{Min} (b_1/2 ; h_1/2 ; 10 \varnothing_1)$$

$$S_t \leq \text{Min} (30/2 ; 30/2 ; 10 \times 1,4 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 12 \text{ cm.}$$

Où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

D'où :

$$\text{Zone 1 : } A_t = \frac{2,5 \times 0,12 \times 18,84}{0,40 \times 400000} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$$

Zone2 : $A_t = \frac{2,5 \times 0,12 \times 24,2}{0,35 \times 400000} = 0,51 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$

Zone 3 : $A_t = \frac{2,5 \times 0,12 \times 24,44}{0,30 \times 400000} = 0,61 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$

1.2.2 Vérification de la quantité d’armatures transversales :

La quantité d’armatures transversales est donnée comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \geq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L’élancement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

• **En zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$) :**

➤ Poteau de $(30 \times 30)\text{cm}^2$ $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

➤ Poteau de $(35 \times 35)\text{cm}^2$ $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

➤ Poteau de $(40 \times 40)\text{cm}^2$ $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

Les armatures transversales des poteaux seront composées d’un cadres **HA8** et d’un losange HA8 pour

tous les poteaux $A_t = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}$

1.2.3 Longueurs de recouvrement :

$l_r = 40\phi_1^{\min} = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$

1.2.4 Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g > 5 \end{cases} \implies \rho_b = 0,075$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

• **Poteaux (30 x 30)**

$$\tau_b = \frac{24,44 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,301 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

• **Poteaux (35 x 35)**

$$\tau_b = \frac{24,2 \times 10^3}{350 \times 270} = 0,301 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

• **Poteaux (40 x 40)**

$$\tau_b = \frac{18,84 \times 10^3}{400 \times 270} = 0,174 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

Conclusion :

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section (cm²)	Ferraillage
6, 7, 8	30X30	4HA16 + 4HA14
3, 4, 5	35X35	4HA16+4HA14
RDC, 1, 2	40X40	4HA16+6HA14

Tableau 6.5 : Résultats de ferraillage des poteaux .

Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

➤ **Les combinaisons de calcul**

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à l'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- * $1,35G+1,5Q$ à l'ELU
- * $G+Q$à l'ELS
- * $G+Q\pm E$RPA 99 révisé 2003
- * $0,8G\pm E$RPA 99 révisé 2003

7.1 Recommandation du RPA version 2003 :**a) Armatures longitudinales :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ **Zone courante :**

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 35 \text{ cm}^2$$

⇒ **Zone de recouvrement :**

$$\text{Poutre principale : } A_{\max} = 52,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 52,5 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone IIa)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

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

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_l \right) \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale (zone de recouvrement).}$$

Φ_l : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Le premier cadre doit être disposé à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

à- de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

à- 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.

➤ **Remarque :**

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à—de la portée.

7.2 Étapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :

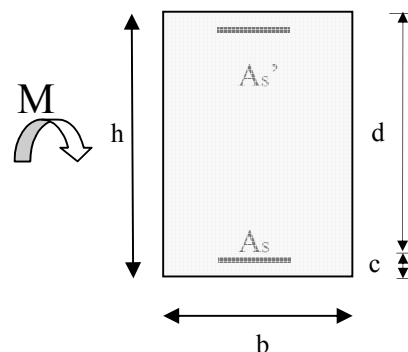
- A_s : La section d'armatures tendues.
- A_s' : La section d'armatures comprimées.

Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

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



c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec : M_u : le moment de flexion supporté par la section.

$$= \underline{\underline{0.85}}$$

Pour les **FeE400**

Si $\mu_b \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ section doublement armée

• Section sans armatures comprimées ($A's = 0$) :

Si $\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

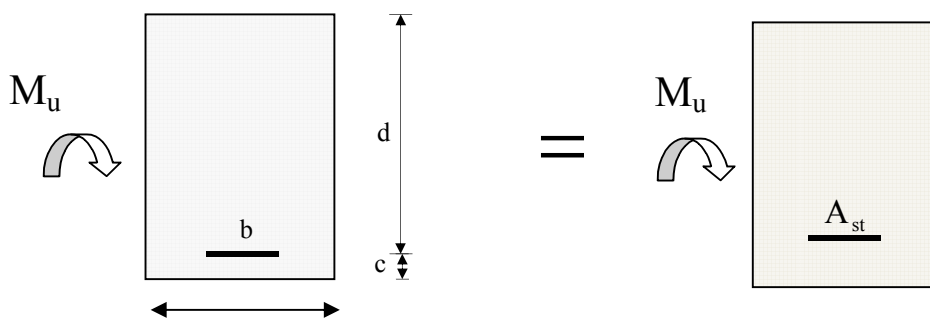


Fig 7.1. : Disposition des armatures tendus S.S.A

- Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$) :

$$\mu_b > \mu_l = 0,392$$

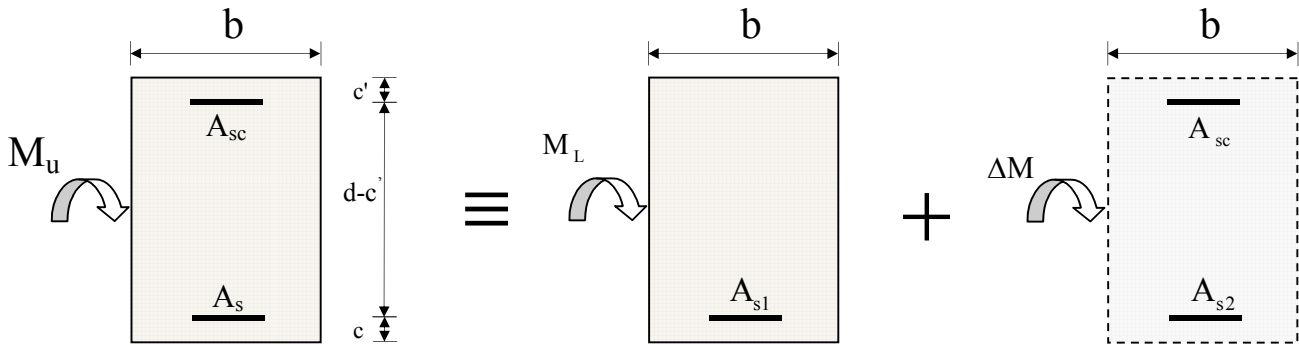


Fig7.2 :Disposition des armatures SDA

$$M_u = M_L + \Delta M$$

$$M_L = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_L$$

$M_L = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$ et $\Delta M = M_u - M_L$

M_L : moment ultime pour une section simplement armée.

Remarque :

Après avoir extrait les moments, nous avons ferraillé comme suit, on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et on adopter leur ferraillage.

- Répartition de la structure en zone

Zone 1 : RDC au 2^{ème} étages

Zone 2 : 3^{ème} au 5^{ème} étages

Zone 3 : 6^{ème} au 8^{ème} étages

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

7.3 Ferrailage des poutres :

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux qui suivent :

7.3.1 Armatures longitudinales :

A. Poutres principales (25x35) :

Ferrailage des poutres principales en travées								
Niveau	M_u^{\max}	μ	Obs	β	As [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ferrailage	As adoptée [cm ²]
Zone1	64,941	0,178	SSA	0,901	5,68	4,375	5HA14	7,70
zone 2	72,755	0,200	SSA	0,887	6,56	4,375	5HA14	7,70
zone 3	66,926	0,184	SSA	0,898	5,80	4,375	5HA14	7,70

Tableau 7.1 : ferrailage des poutres principales en travées

Ferrailage des poutres principales aux appuis								
Niveau	M_u^{\max}	μ	Obs	β	As [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ferrailage	As adoptée [cm ²]
Zone1	-64,941	0,178	SSA	0,901	5,58	4,375	3HA14+2HA12	6,88
zone 2	-72,755	0,200	SSA	0,887	6,56	4,375	3HA14+2HA12	6,88
zone 3	-67,384	0,231	SSA	0,872	5,85	4,375	3HA14+2HA12	6,88

Tableau 7.2 : ferrailage des poutres principales aux appuis

B. Poutres secondaires (25x35) :

Ferrailage des poutres secondaire en appuis								
Niveau	M_u^{\max}	μ	Obs	β	As [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ferrailage	As adoptée [cm ²]
Zone1	-29,636	0,081	SSA	0,957	2,06	4,375	3HA14	4,62
zone 2	-33,109	0,091	SSA	0,952	2,37	4,375	3HA14	4,62
zone 3	-35,622	0,097	SSA	0,948	2,61	4,375	3HA14	4,62

Tableau 7.3 : ferrailage des poutres secondaires en appuis

Ferrailage des poutres secondaire aux traves								
Niveau	M_u^{\max}	μ	Obs	β	As [cm ²]	A _{min} [cm ²]	Ferrailage	As adoptée [cm ²]
Zone1	19,05	0,052	SSA	0,973	0,99	4,375	3HA14	4,62
zone 2	26,825	0,073	SSA	0,962	1,72	4,375	3HA14	4,62
zone 3	28,413	0,078	SSA	0,959	1,85	4,375	3HA14	4,62

Tableau 7.4 : ferrailage des poutres secondaires aux traves

7.3.2 Armatures transversales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.2)

Les premières armatures transversales doivent être disposée a **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Poutres principales (35x25):**

$S_t \leq \min(8,75; 16,8)$ Soit : $S_t = 8,75$ cm..... En zone nodale.

$S_t \leq \min(\text{---}) = 17,5$ cm Soit : $S_t = 15$ cm..... en dehors de la zone nodale.

$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,65$ cm² ; Soit : 4HA8 = 2,01 cm²..... en zone nodale.

$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,12$ cm² ; Soit: 4HA8 = 2,01 cm²..... en dehors de la zone nodale.

- **Poutres secondaires (25x35):**

$S_t \leq \min(8,75; 14,4)$ cm Soit : $S_t = 8$ cm..... En zone nodale.

$S_t \leq \min(\text{---}) = 17,5$ cm Soit : $S_t = 15$ cm..... En dehors de la zone nodale.

$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,6$ cm² ; Soit : 4HA8 = 2,01 cm²..... en zone nodale.

$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,125$ cm² ; Soit: 4HA8 = 2,01 cm²..... en dehors de la zone nodale.

➤ **Calcul des espacements :**

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

- Poutre principales de (25 x 35): $S_t = 8,75$ cm

-Poutre secondaire de (25 x 35): $S_t = 8,75\text{cm}$, Soit $S_t=7\text{cm}$

- **Zone courante :** $S_t' \leq \frac{h}{2}$

-Poutre principales de (25 x 35): $S_t = 17,5\text{cm}$

-Poutre secondaire de (25 x 35): $S_t = 17,5\text{cm}$ Soit $S_t=15\text{cm}$

7.4 Vérfications à L'ELU :

7.4.1 Vérfication de la condition de non fragilité : (BAEL99/Art4.2.1)

$$\geq = 0,23 \times \times \times \text{---}$$

- **Poutres principales (25x35):**

b= 25cm ;h=35cm ;d=32cm

$$= 0,23 \times 25 \times 32 \times \text{---} = 0,966\text{cm}^2 \leq 6,03 \quad \Rightarrow \quad \acute{e}$$

- **Poutres secondaires (35x25):**

b= 25cm; h=35cm; d=32cm

$$= 0,23 \times 25 \times 32 \times \text{---} = 0,966\text{cm}^2 \leq 6,879 \quad \Rightarrow \quad \acute{e}$$

7.4.2 Justification de l'effort tranchant :(BAEL99/Art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente << >>prise conventionnellement égale à :

$$= \text{---} ; \quad : \text{Effort tranchant max ELU}$$

- **Poutres principales (25x35):**

$$= \frac{90,3 \ 10}{0,25 \ 0,32} = 1,128$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

$$= \frac{59,03 \ 10}{0,25 \ 0,32} = 0,737$$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : \leq

Avec :

$$= \left(\frac{0,2}{1,5}; 5 \right) \Rightarrow = \left(\frac{0,2 \cdot 25}{1,5}; 5 \right) = 3,33$$

Poutres principales (25x35): 1,128 < 3,33 => é

Poutres secondaires (25x35): 0,737 < 3,33 => é

7.4.3 Influence de l'effort tranchant aux appuis :(BAEL99/Art A.5.1.321)

➤ Sur les aciers :

Lorsqu'au droit d'un appui : $T + \frac{V}{d} > 0$; on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale a : $(T + \frac{V}{d}) \times \frac{a}{d}$

D'ou : $\geq \frac{a}{d} \left(T + \frac{V}{d} \right)$

• Poutres principales (25x35):

$$90,3 - \frac{112,875}{0,9d} < 0$$

• Poutres secondaires (25x35):

$$59,03 - \frac{73,787}{0,9d} < 0$$

Donc : Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ Sur le béton :

$$\leq = 0,40 \frac{V}{d} \dots \dots \dots (BAEL99/Art A.5.1.32)$$

• Poutres principales (25x35):

$$= 90,3 \leq = 0,40 \frac{0,9 \cdot 0,32 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 10}{1,5} = 480$$

• Poutres secondaires (25x35):

$$= 59,03 \leq = 0,40 \frac{0,9 \cdot 0,32 \cdot 0,25 \cdot 25 \cdot 10}{1,5} = 480$$

7.4.4 Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres au niveau des appuis :

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

$$= \dots = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \quad \text{Avec : } = 1,5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$= \frac{\dots}{\Sigma} \leq \text{ Avec : } \Sigma \text{ périmètre utile des aciers.}$$

• **Poutres principales (25x35):**

$$\Sigma = (3 \cdot 3,14 \cdot 1,4) + (2 \cdot 3,14 \cdot 1,4) = 21,98$$

$$= \frac{90,3 \cdot 10}{0,9 \cdot 320 \cdot 219,8} = 1,42 \leq$$

• **Poutres secondaires (30x35):**

$$\Sigma = (3 \cdot 3,14 \cdot 1,4) + (2 \cdot 3,14 \cdot 1,4) = 21,98$$

$$= \frac{59,03 \cdot 10}{0,9 \cdot 320 \cdot 219,8} = 0,93 \leq$$

Conclusion :

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

7.4.5 Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$= \frac{\dots}{4}$$

Avec :

$$= 0,6 \quad = 2,835$$

Pour : les T₁₄ : l_s = 49,38cm.

Pour : les T₁₂ : l_s = 42,32cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : 0,4 l_s, pour les aciers **HA**.

Pour : les T₁₄ : l_a = 19,75cm.

Pour : les T₁₂ : l_a = 17,35cm.

7.4.6 Délimitation de la zone nodale : (RPA99ver 2003/Art 7.4.2.1)

$$l_n = 2h \quad \text{Et : } l_n \leq \min(0,6L', 60) \text{ cm}$$

h : Hauteur de la poutre.

b₁ et h₁ : Dimensions du poteau.

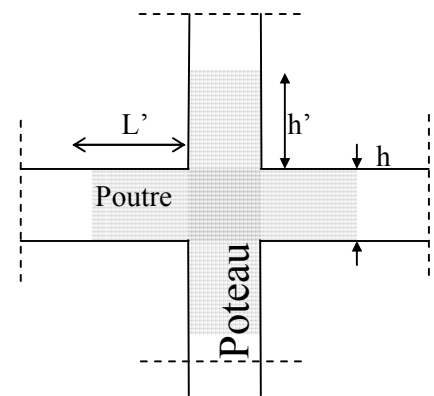
h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max \{64.66; 35; 35; 60\text{cm}\} = 65\text{cm}$

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre principales.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre secondaires.

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5cm** au plus du nu d'appui.



Délimitation de la zone nodale

7.5 Vérification à l'ELS :

7.5.1 État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

7.5.2 État limite de compression du béton :

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

$$\sigma_c \leq \sigma_{c,adm} = 0,6 \cdot f_{cd} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$$

On calcul :

$$\sigma_c = \frac{M_{S,MAX}}{I} \cdot y \Rightarrow (\sigma_c, y) \Rightarrow \sigma_c = \frac{M_{S,MAX}}{I} \cdot y$$

Avec :

$$\sigma_c = \frac{M_{S,MAX}}{I} \cdot y \quad (\text{As : armatures adoptées à l'ELU})$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification de la contrainte de compression du béton en appuis des poutres principales									
zone	M _{S,MAX} (KN.m)	A _U (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	Obs
Zone3	-48,988	6,88	0,860	0,043	0,8685	221,58	9,52	15	verifiée
Zone2	-40,448	6,88	0,860	0,043	0,8685	182,952	7,867	15	verifiée
Zone1	-32,991	6,88	0,860	0,043	0,8685	149,223	6,417	15	verifiée

Tableau 7.5 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS PP

Vérification de la contrainte de compression du béton aux traves des poutres principales									
zone	M _S MAX (KN.m)	A _U (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	Obs
Zone3	24,929	7,70	0,962	0,046	0,8625	101,69	4,678	15	verifiée
Zone2	19,654	7,70	0,962	0,046	0,8625	79,983	3,679	15	verifiée
Zone1	17,794	7,70	0,962	0,046	0,8625	72,414	3,331	15	verifiée

Tableau 7.6 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS PP

Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires									
zone	M _S MAX (KN.m)	A _U (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	Obs
Zone1	3,949	4,62	0,58	0,034	0,887	26,044	0,886	15	verifiée
Zone2	8,388	4,62	0,58	0,034	0,887	55,321	1,881	15	verifiée
Zone3	10,398	4,62	0,58	0,034	0,887	65,577	2,332	15	verifiée

Tableau 7.7 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS PS

Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres secondaires									
zone	M _S MAX (KN.m)	A _U (cm ²)	ρ ₁	K ₁	β ₁	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	Obs
Zone1	-21,34	4,62	0,58	0,034	0,887	140,743	4,885	15	verifiée
Zone2	-23,833	4,62	0,58	0,034	0,887	157,185	5,344	15	verifiée
Zone3	-25,635	4,62	0,58	0,034	0,887	169,07	5,748	15	verifiée

Tableau 7.8 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS PS

7.5.3 État limite de déformation :

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

➤ **Calcul de la flèche :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. **BAEL99 (A.6.5.2)**

• **Sens des Poutres principales (25x35)**

La flèche admissible : $f_{adm} = \frac{l^2}{160} + 0,5 = \frac{4^2}{160} + 0,5 = 0,88 = 8,8$

• **Sens des Poutres secondaires (25x35)**

La flèche admissible : $f_{adm} = \frac{l^2}{160} + 0,5 = \frac{4^2}{160} + 0,5 = 0,88 = 8,8$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{5ql^4}{384EI_0}$

Avec : $q = 3700$. $\sqrt{25} = 5$; $3700 \cdot 5 = 18500$

I_n : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée :

$$I_n = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{h^3}{12} + 15 \left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + 15 \left(\frac{h}{2} - e \right) \left(\frac{h}{2} - e \right) = \frac{h^3}{12} + 15 \left(\frac{h}{2} - e \right)^2$$

μ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (Pourcentage d'armatures).

$$\mu = \frac{A_s}{A_c}$$

La contrainte dans les aciers tendus : σ_s est calculée précédemment.

Calcul des coefficients : $\alpha = \frac{\sigma_s}{f_{ctk}} = \frac{150}{28} = 5,36$; $\beta = 1 - \frac{\alpha}{1 + \alpha} = 0,81$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Vérification de la flèche dans les poutres principales														
zones	Ms [KN.m]	L[cm]	Ev [Mpa]	h [cm]	Aadop	σ_s MPa	ρ	λ_v	μ	Io [Ifv	f [cm]	[]	Obs
Zone3	24,929	380	10818,866	35	7,70	101,690	0,96	0,0088	0,9906	128882,15	140552,0469	0,237	0,88	verifiée
Zone2	19,654	380	10818,866	35	7,70	79,983	0,96	0,0088	0,9881	128882,15	140555,1235	0,187	0,88	verifiée
Zone1	17,794	380	10818,866	35	7,70	72,414	0,96	0,0088	0,9869	128882,15	140556,6268	0,169	0,88	verifiée

Tableau 7.9 : Vérification de la flèche dans les poutres principales

Vérification de la flèche dans les poutres secondaires														
zones	Ms [KN.m]	L[cm]	Ev [Mpa]	h [cm]	Aadop	σ_s MPa	ρ	λ_v	μ	Io [Ifv	f [cm]	[]	Obs
Zone3	10,398	380	10818,866	35	4,62	65,577	0,58	0,0145	0,9762	128882,15	139794,0018	0,099	0,88	verifiée
Zone2	8,388	380	10818,866	35	4,62	55,321	0,58	0,0145	0,9718	128882,15	139802,6789	0,08	0,88	verifiée
Zone1	3,949	380	10818,866	35	4,62	26,044	0,58	0,0145	0,9412	128882,15	139863,8152	0,038	0,88	verifiée

Tableau 7.10 : Vérification de la flèche dans les poutres secondaires

Conclusion : la flèche est vérifiée.

VI-3) Ferrailage des voiles :**3.1) 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 faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend quatre (3) types de voiles, que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

Zone I \Rightarrow RDC, étage 2

Zone II \Rightarrow Étages (3,4,5)

Zone III \Rightarrow Étages (6,7,8)

3.2) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier *résultat d'étude aux chargements*.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \text{ Avec :}$$

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue

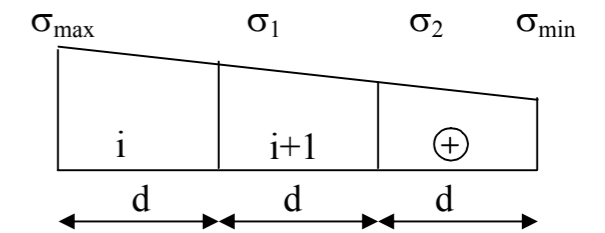
Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des

Diagrammes des contraintes obtenues :

❖ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

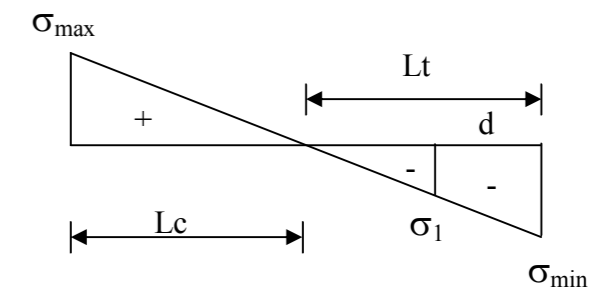


Avec : e (épaisseur du voile).

❖ **Section partiellement comprimée :**

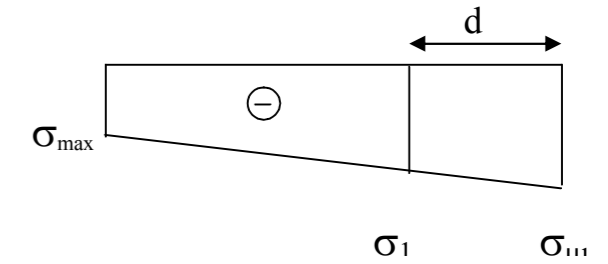
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



❖ Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



3.3) Détermination des armatures :

a) Armatures verticales :

➤ Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i - B \times f_{t28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 0.2 % = — = — = 400MPa.

○ Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / ml$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

➤ Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s1}}$$

σ_{s1} : Contrainte de l'acier à 0.2 % = — = — = 400MPa

○ Armatures minimales :

- D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f_c}$ (cm²)

- D'après le (RPA 99ver2003/Art 7.7.4.1) : $A_{\min} = 0,2 \% B$ (cm²)

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,002B \right)$$

➤ **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 1 % = — = — = 400MPa

○ **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0,002 \times B \right)$$

b) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ

$$\text{- D'après le BEAL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4}$$

$$\text{- D'après le RPA 2003 : } A_H \geq 0,15 \% \times B$$

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.

c) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.3**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

d) Armatures de coutures :(RPA 99ver 2003/Art 7.7.4.3)

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 :

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times \bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

f) Espacement :

D'après (RPA99 ver 2003/ Art 7.7.4.3) ; l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t = \min (1,5 \times e ; 30\text{cm})$$

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 15 cm.

g) Longueur de recouvrement : (RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.3)

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou 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.

h) Diamètre minimal :(RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.1)

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

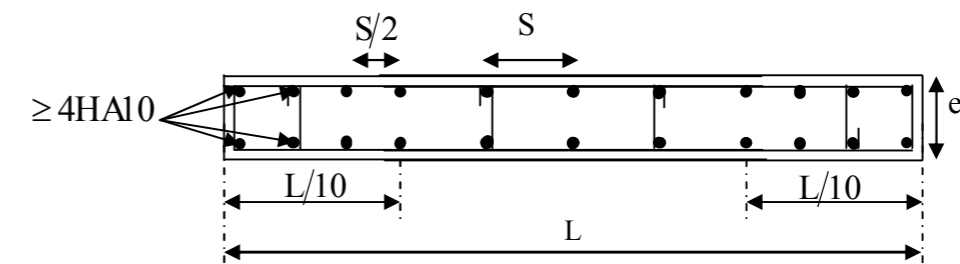


Fig VI.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

3.4) Vérification à L'ELS :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4 \times V_{u,\text{calcul}}$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

• D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right) ; \text{ Pour la fissuration peu préjudiciable.}$$

b) Exemple de calcul :

b.1) Armatures verticales :

Soit à calculer le ferrailage du voile $L = 3,50m$ de la zone I :

$$L = 3,5 \text{ m} , e = 0,2 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 3852,44 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -3852,44 \text{ KN} / \text{m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée :

$$L_c = \frac{3852,44}{3852,44 + 3852,44} \cdot 3,5 = 1,75 \text{ m}$$

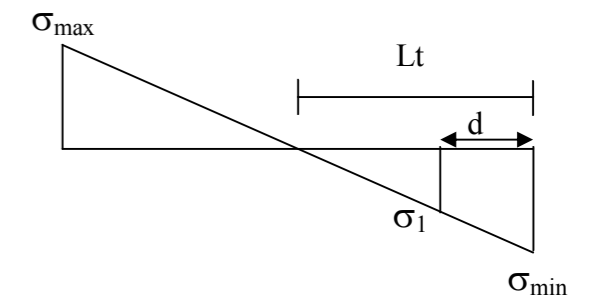
$$L_t = L - L_c = 3,5 - 1,75 = 1,75 \text{ m}$$

$$d \leq \min(1,53 ; 1,167)$$

$$\Rightarrow d = 1,167 \text{ m}$$

$$= \frac{(\quad - \quad)}{\quad} = \frac{(1,75 - 1,167) \times (3852,44)}{1,75} = 1284,15 \quad /$$

$$= \frac{(\quad - 2 \quad)}{\quad} = \frac{(1,75 - 2 \times 1,167) \times (3852,44)}{1,75} = -1284,15 \quad /$$



$$N_1 = \text{---} \times \text{---} \times \text{---} = \text{---}'\text{---}' \times 1,167 \times 0,2 = 599,27 \text{ KN}$$

$$N_2 = \text{---} \times \text{---} \times \text{---}' = \text{---}' \times 1,167 \times 0,2 = 149,82 \text{ KN}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{v1} = \frac{599,27 \times 10}{400} = 14,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{149,82 \times 10}{400} = 3,74 \text{ cm}^2$$

- b.2) Armatures minimales :**

$$\begin{aligned} A_{\min} &= \max \left(0,2 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \\ &= \max (14 \text{ cm}^2, 36,75 \text{ cm}^2) \\ A_{\min} &= 36,75 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Le ferrailage a adoptée sur toute la surface du voile /nappe est :

$$A_{\min} = 18,37 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$

Donc pour le voile **VT1** de longueur 3,50 m on adopte : **17HA12 = 19,23 cm²/ nappe** ; avec : $S_t = 22 \text{ cm}$.

- b.3) Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_H \geq 0,15 \% \cdot B = 10,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 18\text{HA}10 = 14,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{avec : } S_t = 16 \text{ cm}$$

- b.4) Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

b.5) Armature de coutures :

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times \bar{V}}{f_c} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 30,51 \times 10^3}{400}$$

$$A_{vj} = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA12} = 2,26 \text{ cm}^2$$

b.6) Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\text{- BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{30,51 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3500} = 0,055 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{1,4 \times 30,51 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3500} = 0,06 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

b.7) Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1602,17 \times 10^3}{200 \times 3500 + 15 \times 14,14 \times 10^2} = 2,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,22 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

		ZONE 1			
		VOILE	VT (1,2,3,4,5,6,7,8)	VL(1,2,3,4,5,6,7,8)	VL(1,2)
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,5	2	3,7
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	S (m²)		0,7	0,4	0,74
	I (m4)		0,71	0,13	0,84
	Vu (KN)		30,51	16,28	9,97
	Ns (KN)		-1602,17	-1039,79	-2640,23
	σ_{max} (KN/m²)		3852,44	3273,53	3991,89
	σ_{min} (KN/m²)		3852,44	3273,53	3991,89
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lt (m)		1,75	1,00	1,85
	Lc (m)		1,75	1,00	1,85
	d (m)		1,167	0,667	1,233
	σ_1 (KN/m²)		1284,15	1091,18	1330,63
	σ_2 (KN/m²)		-1284,15	-1091,18	-1330,63
	N1 (KN)		599,27	290,98	656,44
N2 (KN)		149,82	72,75	164,11	
Armatures minimales	Amin (cm²)/NAPPE		36,75	21	38,85
Armatures verticales	Av1 (cm²)/NAPPE		14,98	7,27	16,41
	Av2 (cm²)/NAPPE		3,75	1,82	4,10
Armatures de coutures	Avj (cm²)		1,174635	0,62678	0,383845
Armatures verticales adoptées	Amin (cm²) /nappe		18,375	10,5	19,425
	A adoptée (cm²)		19,23	11,31	20,36
	Choix des barres		17HA12	10HA12	18HA12
	Sv (cm)		22	23	22
	Avj adoptée		2,26	2,26	2,26
	Choix de la section(Avj)		2HA12	2HA12	2HA12
Armatures horizontales totales	AH (cm²) totale		10,5	6	11,1
	AH adoptée (cm²)		14,14	12,57	12,57
	Choix de la section		18HA10	16HA10	16HA10
	Espacement St (cm)		16	19	19
Armatures transversales	At adoptée (cm²)	04 épingles de HA8 / m²			
	$\tau_u = 4$ MPa	τ_u	0,055392157	0,029557008	0,018100944
	$\sigma_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	2,221502752	2,48245813	3,479228575

		ZONE 2			
		VOILE	VT (1,2,3,4,5,6,7,8)	VL (1,2,3,4,5,6,7,8)	VL(1,2)
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,5	3,7	3,1
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	S (m²)		0,7	0,74	0,62
	I (m4)		0,71	0,84	0,50
	Vu (KN)		32,64	4,84	-175,53
	Ns (KN)		-1086,98	-1746,28	-2003,95
	σ_{max} (KN/m²)		2258,01	1942,7	3985,87
	σ_{min} (KN/m²)		2258,01	2414,58	3985,87
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lt (m)		1,75	2,05	1,55
	Lc (m)		1,75	1,6496507	1,55
	d (m)		1,167	1,100	1,03
	σ_1 (KN/m²)		752,67	1119,45	1328,62
	σ_2 (KN/m²)		-752,67	-175,69	-1328,62
	N1 (KN)		351,25	336,76	549,16
N2 (KN)		87,81	123,11	137,29	
Armatures minimales	Amin (cm²)/NAPPE		36,75	38,85	32,55
Armatures verticales	Av1 (cm²)/NAPPE		8,78	8,42	13,73
	Av2 (cm²)/NAPPE		2,20	3,08	3,43
Armatures de coutures	Avj (cm²)		-1,25664	-0,18634	6,757905
Armatures verticales adoptées	Amin (cm²) /nappe		18,375	19,425	16,275
	A adoptée (cm²)		19,23	20,36	15,83
	Choix des barres		17HA12	18HA12	14HA12
	Sv (cm)		22	22	24
	Avj adoptée		2,26	2,26	13,85
	Choix de la section(Avj)		2HA12	2HA12	9HA14
Armatures horizontales totales	AH (cm²) totale		10,5	11,1	9,3
	AH adoptée (cm²)		14,14	12,57	10,21
	Choix de la section		18HA10	16HA10	13HA10
	Espacement St (cm)		16	19	24
Armatures transversales	At adoptée (cm²)	04 épingles de HA8 / m²			
	$\tau_u = 4$ MPa	τ_u	0,059259259	0,008787219	0,318681917
	$\sigma_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	1,507161576	2,301203787	3,154262059

	ZONE 3				
	VOILE	VT (1,2,3,4,5,6,7,8)	VL (1,2,3,4,5,6,7,8)	VL(1,2)	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,5	3,7	3,1	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	S (m ²)	0,7	0,74	0,62	
	I (m ⁴)	0,71	0,84	0,50	
	Vu (KN)	38,14	-25,03	-175,53	
	Ns (KN)	-543,89	-866,89	-2003,95	
	σmax (KN/m ²)	1111,18	2263,21	3985,87	
	σmin (KN/m ²)	1437,19	2263,21	3985,87	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	Lt (m)	1,97	1,85	1,55	
	Lc (m)	1,53	1,85	1,55	
	d (m)	1,017	1,233	1,03	
	σ1 (KN/m ²)	696,40	754,40	1328,62	
	σ2 (KN/m ²)	-44,38	-754,40	-1328,62	
	N1 (KN)	183,91	372,17	549,16	
N2 (KN)	70,85	93,04	137,29		
Armatures minimales	Amin (cm ²)/NAPPE	36,75	38,85	32,55	
Armatures verticales	Av1 (cm ²)/NAPPE	4,60	9,30	13,73	
	Av2 (cm ²)/NAPPE	1,77	2,33	3,43	
Armatures de coutures	Avj (cm ²)	-1,46839	0,963655	6,757905	
Armatures verticales adoptées	Amin (cm ²) /nappe	18,375	19,425	16,275	
	A adoptée (cm ²)	19,23	20,36	15,83	
	Choix des barres	17HA12	18HA12	14HA12	
	Sv (cm)	22	22	24	
	Avj adoptée	2,26	2,26	13,85	
	Choix de la section(Avj)	2HA12	2HA12	9HA14	
Armatures horizontales totales	AH (cm ²) totale	10,5	11,1	9,3	
	AH adoptée (cm ²)	14,14	12,57	10,21	
	Choix de la section	18HA10	16HA10	13HA10	
	Espacement St (cm)	16	19	24	
Armatures transversales	At adoptée (cm ²)	04 épingles de HA8 / m²			
	τu = 4 MPa	τu	0,069244735	0,045442992	0,318681917
	σbc =15MPa	σbc	0,754135411	1,142365801	3,154262059

Introduction :

Une fondation par définition est un organe de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- **Une force horizontale** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- **Un moment** qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures

- **Fondation superficielles**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- les semelles isolées.
- les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- les radiers.

- **Fondation profondes**

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage, qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles (semelle ou radier).

❖ Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier, les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ bars}$.

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

9.1 Choix du type de fondation :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- Le tassement du sol.
- La facilité d'exécution.
- L'économie.

9.2 Pré-dimensionnement des fondations :

9.2.1 Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{S_{\text{max}}}$ qui est obtenu à la base de tous les Poteaux.

$$A \times B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Homothétique des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carré

D'où : $B \geq \sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{0,8 \cdot \sigma_{\text{sol}}}}$ Avec : $\sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ bars}$ à une profondeur de 1.5m.

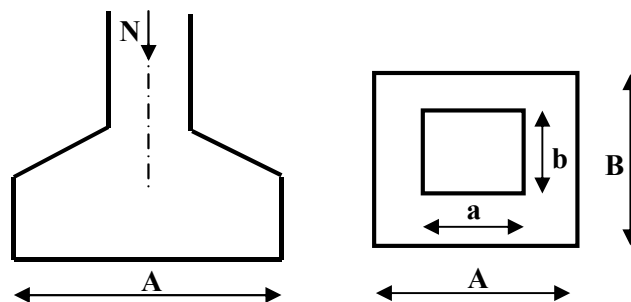


Fig 9.1 : Schéma de la semelle isolée.

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 981,64 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{981,64}{300 \times 0,8}} = 2,02 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2,02 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

9.2.2 Semelles filantes :

a) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	1602,17	3,50	1,53	5,35
VT2	1602,17	3,50	1,53	5,35
VT3	1602,17	3,50	1,53	5,35
VT4	1602,17	3,50	1,53	5,35
VT5	1602,17	3,50	1,53	5,35
VT6	1602,17	3,50	1,53	5,35
VT7	1602,17	3,50	1,53	5,35
VT8	1602,17	3,50	1,53	5,35
				42,80

Tableau 9.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
--------	-----	-------	-------	-------------------------

VL1	1039,79	2,00	1,74	3,48
VL2	1039,79	2,00	1,74	3,48
VL3	1039,79	2,00	1,74	3,48
VL4	1039,79	2,00	1,74	3,48
VL5	1039,79	2,00	1,74	3,48
VL6	2640,23	3,70	2,38	8,80
VL7	2640,23	3,70	2,38	8,80
VL8	2640,23	3,70	2,38	8,80
VL9	2640,23	3,70	2,38	8,80
VL10	2640,23	3,70	2,38	8,80
				61,43

Tableau 9.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$$S_v = \sum S_i = 104,23 \text{ m}^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

b) Semelles filantes sous poteaux :

➤ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges sagissantes sur la semelle.

➤ **Etape de calcul :**

1- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N$

2-Détermination de coordonnées de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$

3-Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$e \leq -$ \Longrightarrow Répartition trapézoïdale.

$e > -$ \Longrightarrow Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{1}{9} \leq h \leq \frac{1}{6}$

Avec : **L** distance entre nus des poteaux.

On fera les calculs sous le portique transversal (7-7), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N _{ser}	M _i	e _i (m)	N _{ser} × e _i
1	295,73	-0,194	12,80	3785,344
2	338,37	0,201	9,10	3079,167
3	605,10	8,924	5,60	3388,560
4	688,82	-8,869	1,80	1239,876
5	688,82	8,869	-1,80	-1239,876
6	605,10	-8,924	-5,60	-3388,560
7	338,37	-0,201	-9,10	-3079,167
8	295,73	0,194	-12,80	-3785,344
Somme	3856,04	0		0

Tableau 9.3 : Résultante des charges sous poteaux.

Exemple de calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N = 3856,04 \text{ KN}$

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$e = 0 < \frac{1}{9} = 0,63$ \implies Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3856,04}{25,60} \times \left(1 + \frac{6 \times 0}{25,60}\right) = 150,62 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3856,04}{25,60} \times \left(1 - \frac{6 \times 0}{25,60}\right) = 150,62 \text{ KN / ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3856,04}{25,60} \times \left(1 + \frac{3 \times 0}{25,60}\right) = 150,62 \text{ KN / ml}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{150,62}{300} = 0,502 \text{ m}$$

On prend : $B = 0,502 \text{ m}$.

On aura donc, $S = 0,502 \times 25,60 = 12,85 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 12,85 \times 8 + 104,23 = 207,07 \text{ m}^2$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$S_{\text{bat}} = 382,20 \text{ m}^2.$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{207,07}{382,20} = 0,54 = 54\%$$

La surface totale des semelles représente 54% de la surface du bâtiment.

➤ Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte le choix d'un radier général.

9.3 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.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

9.3.1 Pré-dimensionnement du radier :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

➤ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h_d \geq \frac{380}{20} = 19 \text{ cm}$$

Donc on opte pour une hauteur de dalle $h_d = 40$ cm.

➤ **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{380}{10} = 38 \text{ cm}$$

✓ **condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40$ MPa

L_{\max} : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (b=1m)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; E = 10818,86 MPa, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 3,8}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,72 \text{ m}$$

Nous optons pour une hauteur de nervure $h_n = 100 \text{ cm}$.

$$0,4h = 0,4 \times 100 = 40 \text{ cm} < b_n < 0,7 h = 0,7 \times 100 = 70 \text{ cm}$$

Soit $b_n = 55 \text{ cm}$

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- $h_n = 100 \text{ cm}$ hauteur de la nervure
- $h_d = 40 \text{ cm}$ hauteur de la dalle
- $b = 55 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

9.3.2 Détermination de la surface nécessaire au radier :

$$\text{ELU: } N_u = 60547,765 \text{ kN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 44091,17 \text{ kN}$$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{60547,765}{1,33 \times 300} = 151,748 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{44091,17}{1,33 \times 300} = 110,50 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 382,20 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1; S_2) = 151,748 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 382,20 + 44,7 = 426,9 \text{ m}^2$

$$S_{\text{rad}} = 426,9 \text{ m}^2$$

9.3.3 Détermination des efforts à la base du radier :**a) Charges permanentes :**

- **Poids du bâtiment :**

$$G_{\text{bat}} = 37261,19 \text{ KN}$$

- **Poids du radier :**

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

Poids de la dalle : $P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$

$$P_{\text{dalle}} = (424 \times 0,4) \times 25 = 4240 \text{ KN}$$

$$P_{\text{dalle}} = 4240 \text{ KN}$$

Poids de la nervure : $P_n = b \times (h_n) \times L \times n \times \rho_b$

$$P_n = [(0,55 \times (0,6) \times 26,8 \times 8) + (0,55 \times (0,6) \times 15,5 \times 5)] \times 25$$

$$P_n = 2408,17 \text{ KN}$$

- **Poids de T.V.O:**

$$P_{\text{T.V.O}} = [(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}})] \times \rho_b$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = (0,55 \times 26,8 \times 8) + (0,55 \times 15,5 \times 5) = 160,54 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(415,4 - 160,54) \times (1 - 0,4)] \times 17 = 2599,57 \text{ KN.}$$

- **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{df} = S_{rad} \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$P_{df} = 426,9 \times 0,15 \times 25 = 1600,87 \text{ KN. (} e_p = 15 \text{ cm).}$$

- **Poids totale du radier:**

$$G_{rad} = 4240 + 2408,17 + 2599,57 + 1600,87 = 10848,61 \text{ KN}$$

$$G_{rad} = 10848,61 \text{ KN}$$

b) Charges d'exploitation :

$$\text{Surcharges du bâtiment : } Q_{bat} = 6829,98 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharges du radier : } Q_{rad} = 2,5 \times 415,4 = 1038,5 \text{ KN}$$

c) Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{sup} = 10848,61 + 37261,19 = 48110,8 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{sup} = 10848,61 + 6829,98 = 17679 \text{ KN}$$

d) Combinaisons d'action :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 33013,08 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 24489,8 \text{ KN}$$

9.3.4 Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13,25 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,6 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{27 \times 15,7^3}{12} = 8707,25 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{15,7 \times 27^3}{12} = 25751,92 \text{ m}^4.$$

9.3.5 Vérifications:

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 37 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{33013,08 \times 1}{426,9} \times \frac{3,8}{2} = 146,93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{146,93}{1 \times 0,37 \times 1000} = 0,397 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

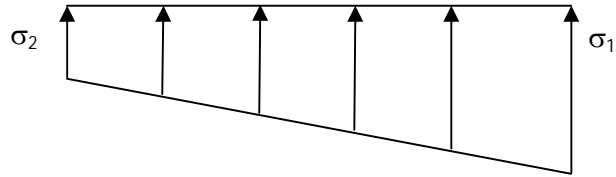


Fig 9.2 : Diagramme des contraintes

$$\text{ELU: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$\text{ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 75217,72 \text{ KN} \quad N_s = 54842,56 \text{ KN}$$

- **Sens longitudinal**

- **ELU:**

$$M_x = 36091,65 + (1890,17 \times 1,00) = 37981,82 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{75217,72}{426,9} + \frac{37981,82}{25751,92} \times 13,25 = 195,73 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{75217,72}{426,9} - \frac{37981,82}{25751,92} \times 13,25 = 156,65 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 195,73 + 156,65}{4} = 185,96 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1.33 \cdot \sigma_{SOL} = 1.33 \times 300 = 399 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{54842,56}{426,9} + \frac{37981,82}{25751,92} \times 13,25 = 148 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{54842,56}{426,9} - \frac{37981,82}{25751,92} \times 13,25 = 108,92 \text{ KN / m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 148 + 108,92}{4} = 64,23 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 300 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens transversal :**➤ **ELU :**

$$M_y = 37738,14 + 2037,86 \times 1,00 = 39776 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{75217,72}{426,9} + \frac{39776}{8707,25} \times 7,6 = 210,91 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{75217,72}{426,9} - \frac{39776}{8707,25} \times 7,6 = 141,47 \text{ KN / m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 210,91 + 141,47}{4} = 193,55 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad 1,33 \cdot \sigma_{SOL} = 1,33 \times 300 = 399 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{54842,56}{426,9} + \frac{39776}{8707,25} \times 7,75 = 163,87 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{54842,56}{426,9} - \frac{39776}{8707,25} \times 7,75 = 93,06 \text{ KN / m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 163,87 + 93,06}{4} = 146,16 \text{ KN / m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 300 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les contraintes sont vérifiées.

c) Vérification au poinçonnement :(BAEL99 Art A.5.2 4)

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 pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

h : Epaisseur totale du radier

❖ Vérification pour les poteaux :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.4 + 0.4 + 2 \times 1) \times 2 = 5,6m$$

$$\frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 5,6 \times 1 \times 25000}{1,5} = 6533,33 \text{ KN}$$

$$N_u = 1349,75 \leq 6533,33 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification pour les voiles:

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 3625,53 \text{ KN}$$

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6,4 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0.07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 6,4 \times 1 \times 25000}{1.5} = 7466,66 \text{ KN}$$

$$N_u = 3625,53 \text{ KN} < \bar{N}_u = 7466,66 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

9.4 Ferraillage du radier :

Le ferraillage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL

❖ Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

- **1^{er} Cas :** Si $\alpha < 0,4$ → La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; M_{oy} = 0$$

- **2^{eme} Cas :** Si $0,4 < \alpha \leq 1$ → Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite potée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande potée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \left(L_x < L_y \right)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ **Identification du panneau le plus sollicité**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.80}{3.80} = 1$$

$0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (193,55 - 1,35 \frac{10848,61}{415,4}) \times 1\text{m} = 158,3\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (146,16 - 1,35 \frac{10848,61}{426,9}) \times 1\text{m} = 120,74\text{KN/ml.}$$

❖ **Calcul à l'ELU :**

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$v=0 ; \rho = 1 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0.0368 \times 158,3 \times 3.80^2 = 84,11 \text{ KN.m} \\ M_y = 1.000 \times 84,11 = 84,11 \text{ KNm} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0.5) aux appuis et de(0.75) en travée.

9.4.1 Ferraillage dans le sens x-x :

Moments en appuis à L'ELU: $M_{a-x} = 84,11 \times 0,5 = 42,05 \text{ KN.m}$.

Moments en travée à L'ELU: $M_{t-x} = 84,11 \times 0,75 = 63,08 \text{ KN.m}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{42,05 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,022 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,022 \rightarrow \beta_u = 0,989$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{42,05 \times 10^3}{0,989 \times 37 \times 348} = 3,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 3,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 6 \text{ HA}14/\text{ml} = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $St = 16 \text{ cm}$

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{63,05 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,032 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,034 \rightarrow \beta_u = 0,984$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{63,08 \times 10^3}{0,984 \times 37 \times 348} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 6 \text{ HA16/ml} = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec **St = 16cm**

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

9.4.2 Ferrailage dans le sens y-y :

Moments en appuis à L'ELU: $M_{a-y} = 84,11 \times 0,5 = 42,05 \text{ KN.m}$.

Moments en travée à L'ELU: $M_{t-y} = 84,11 \times 0,75 = 63,08 \text{ KN.m}$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{42,05 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,022 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,022 \rightarrow \beta_u = 0,989$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{42,05 \times 10^3}{0,989 \times 37 \times 348} = 3,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 3,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 6 \text{ HA14/ml} = 9,233 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : **St = 16cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{63,08 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.032 \rightarrow \beta_u = 0.984$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{63,08 \times 10^3}{0.984 \times 37 \times 348} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 6 \text{ HA } 16/\text{ml} = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : **St = 16cm**

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur

Vérification à l'E.L.U :

Vérification de la condition de non fragilité :

9.4.3
Avec : $A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$

$\delta_o = 0,8 \text{ ‰}$ pour les HA

$$A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right) = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \left(\frac{3-0.88}{2} \right) = 3.39 \text{ cm}^2 .$$

		A(cm ²)	Amin(cm ²)	Observation
x-x	ELU	9,23	3,39	Condition Vérifiée
		12,06		Condition Vérifiée
y-y	ELU	9,23		Condition Vérifiée
		12,06		Condition Vérifiée

Tableau 9.4 : vérification de la section minimale

9.4.4 Calcul et vérification à l'E.L.S :

➤ Evaluation des moments M_X et M_Y

$$\rho = 1 \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1,000 \end{array} \right.$$

$$\text{On aura donc } \left\{ \begin{array}{l} M_x = 0.0368 \times 120,74 \times 3.8^2 = 64,16 \text{ KN.m} \\ M_y = 1,000 \times 64,16 = 64,16 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

- **Sens x-x :**

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 64,16 \times 0.5 = 32,08 \text{ KN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 64,16 \times 0.75 = 48,12 \text{ KN.m.}$

- **Sens y-y :**

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-y} = 64,16 \times 0.5 = 32,08 \text{ KN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 64,16 \times 0.75 = 48,12 \text{ KN.m.}$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x :

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{42,05}{32,08} = 1,31 \text{ et } \mu = 0.016 \rightarrow \alpha = 0.0201$$

$$\alpha = 0.0201 < \frac{1,31 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.405$$

- **En travée**

$$\gamma = \frac{63,08}{48,12} = 1,31 \text{ et } \mu = 0,032 \rightarrow \alpha = 0,0406$$

$$\alpha = 0,0406 < \frac{1,31-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,405$$

Sens y-y :

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{42,05}{32,08} = 1,33 \text{ et } \mu = 0,016 \rightarrow \alpha = 0,0201$$

$$\alpha = 0,0201 < \frac{1,31-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,405$$

- **En travée**

$$\gamma = \frac{63,08}{48,12} = 1,31 \text{ et } \mu = 0,032 \rightarrow \alpha = 0,0406$$

$$\alpha = 0,0406 < \frac{1,31-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,405$$

9.5 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encadrée dans le radier de longueur **L=50cm**, soumise à une charge uniformément répartie.

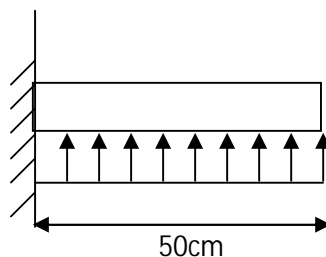


Fig. 9.3 : Schéma statique du débord

- **Sollicitation de calcul :**

ELU : $q_{um} = 158,3 \text{KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_{um} \cdot L^2}{2} = \frac{-158,3 \times 0,5^2}{2} = -19,78 \text{KN.m}$$

ELS: $q_{sm} = 120,74 \text{KN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_{sm} \cdot L^2}{2} = \frac{-120,74 \times 0,5^2}{2} = -15,09 \text{KN.m}$$

➤ **Calcul des armatures :**

A) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 37 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{19,78 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,010 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu_u = 0,010 \rightarrow \beta_u = 0,995$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19,78 \times 10^3}{0,995 \times 37 \times 348} = 1,54 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_U = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{cm}^2/\text{ml}$$

B) Armatures de répartition :

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

$$\text{Soit } A_r = 4 \text{ HA}10 / \text{ml} = 3,14 \text{cm}^2/\text{ml}$$

9.5.1 Vérification à l'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 \text{cm}^2$$

$$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on adopte 4HA12/ml = 4,52cm²/ml

9.5.2 Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{19,78}{15,09} = 1.31$$

$$\mu_s = 0.008 \rightarrow \alpha = 0.010, \alpha = 0.010 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.31 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.405 \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; a fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

9.6 Ferrailage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées

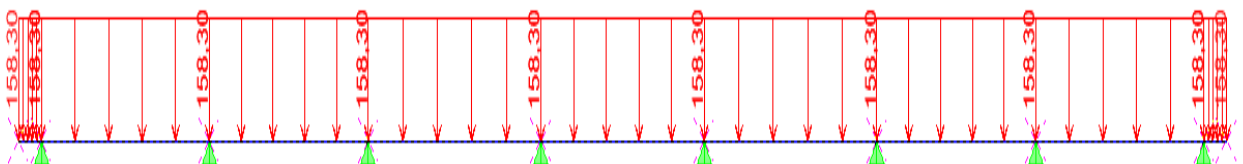
$$h = 100 \text{ cm} ; b = 55 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Détermination des efforts :

Sens longitudinal :

ELU : $q_u = 158,3 \text{ KN/m}$



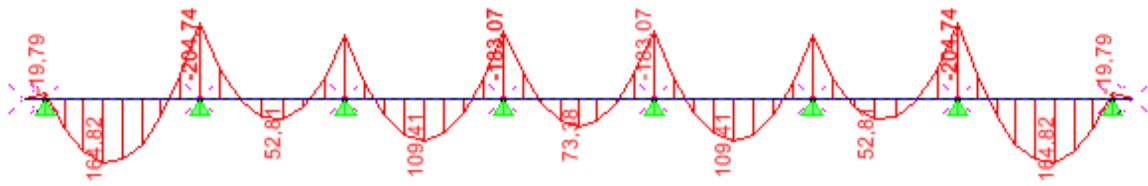


Fig 9.4 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

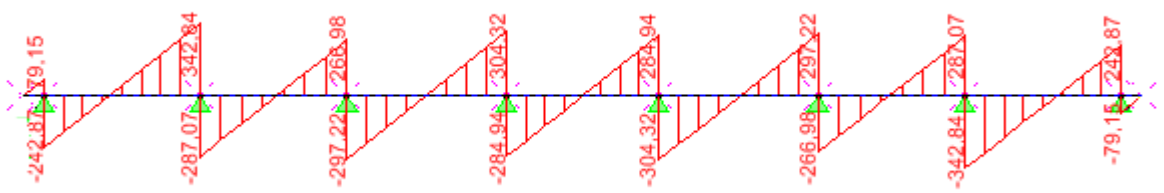


Fig9.5 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

ELS : $q_s = 120,7\text{KN/m}$

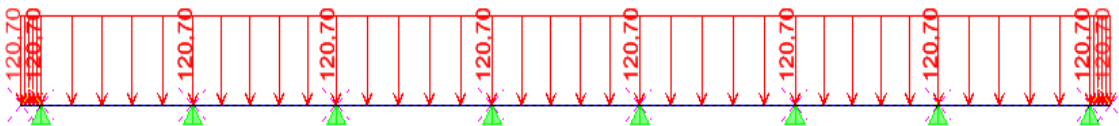
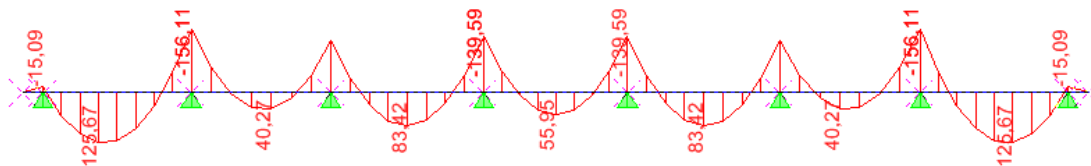


Fig9.6 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS



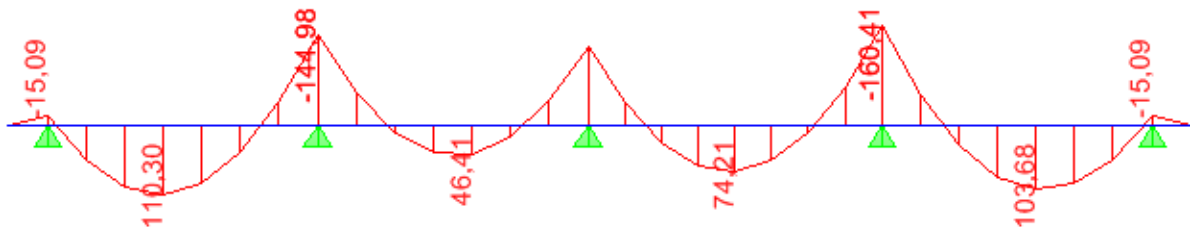


Fig 9.10 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

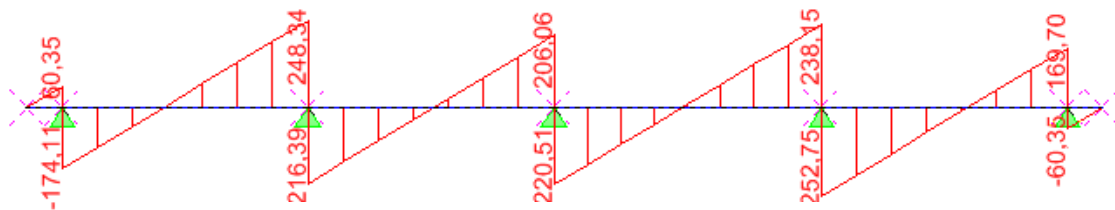


Fig 9.11 :Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

➤ **Calcul des armatures :**

a) **Sens transversale v-v :**

$$M_t^{\max} = 144,65 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -210,38 \text{ KN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm, } h = 100 \text{ cm, } d = 95 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa, } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{\text{app}} = -210,38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{210,38 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,030 < 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{210,38 \times 10^3}{0,985 \times 95 \times 348} = 6,46 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16HA+4HA12 = 12,56 cm²/ml.

Avec : S_t = 15 cm

- **En travée :**

$$M_t = 144,65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{144,65 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,020 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,020 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{144,65 \times 10^3}{0,990 \times 95 \times 348} = 4,41 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16+4HA14 = 14,19 cm²/ml. **Avec :** S_t = 15 cm.

b) Sens longitudinale x-x :

$$M_t^{\max} = 164,82 \text{ KN}.$$

$$M_a^{\max} = -204,74 \text{ KN.m}$$

b = 55 cm, h = 100 cm, d = 95 cm , f_{bc} = 14,2 MPa , σ_{st} = 348 MPa

- **Aux appuis :**

$$M_{app} = -204,74 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{204,74 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,030 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{204,74 \times 10^3}{0,985 \times 95 \times 348} = 6,28 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16+4HA14 = 14,19 cm²/ml.

Avec : S_t = 15 cm

- **En travée :**

$$M_t = 164,82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{164,82 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,024 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{164,82 \times 10^3}{0,988 \times 95 \times 348} = 5,04 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16+4HA12 = 12,56 cm²/ml. Avec : S_t = 15 cm.

9.6.1 Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 55 \times 95 \times 2,1}{400} = 6,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

➤ **Armatures transversales :**

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$.

- **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{25 ; 19.20\}$$

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

Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.475 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa Avec : } T_{u \max} = 342,84 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{342,82 \times 10^3}{400 \times 950} = 0,901 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

9.6.2 Vérification à l'ELS :

➤ **Sens transversale :**

- **Aux appuis :**

$$M_{S\max} = 160,41 \text{ KN.m} \quad \mu = 0.022 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.0279$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{210,38}{160,41} = 1.31$$

$$\alpha = 0.0279 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,405 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées :**

$$M_{S\max} = 156,11 \text{ KN.m} \quad \mu = 0.022 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.0279$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{342.19}{258.42} = 1.32$$

$$\alpha = 0.045 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.405 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens longitudinale :**

• **Aux appuis :**

$$M_{S_{\max}}=156,11 \text{ KN.m} \quad \mu=0,022 \quad \longrightarrow \quad \alpha=0,0279$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{204,74}{156,11} = 1,31$$

$$\alpha = 0,0279 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,405 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **En travées :**

$$M_{S_{\max}}=125,67 \text{ KN.m} \quad \mu=0,018 \quad \longrightarrow \quad \alpha=0,0227$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{164,82}{125,67} = 1,31$$

$$\alpha = 0,0227 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,405 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

La condition « $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée dans les deux sens alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ETABS 9.6 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- Aide mémoire RDM Dunod (Abaques de GALERKIN et HAHN).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.