

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE Ministère de l'enseignement supérieur et de la
recherche scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : Construction Civil et Industrielle.

THÈME



Etude d'un bâtiment R+8+s/sol
usage d'habitations et commerces
avec l'application etabs

Présenté par :
Mr. BELAID Hocine

Encadré par
Mr. DERRADJ

Année 2013/2014

Remerciements

En premier lieu, j'ai remercié

Dieu le tout puissant.

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

*mes remerciements les plus sincères pour mon
promoteur qui représente pour moi le guide et
l'exemple du sérieux dans le travail et du savoir dans
ce domaine.*

*Je remercie tous ceux qui ont contribué à ma
formation ainsi tous ceux
qui de près ou de loin ont participé à la réalisation
de ce travail, sans oublier le Personnel de la
bibliothèque.*

*Je remercie également les membres de jury
qui nous feront l'honneur de juger mon travail.*

HOCINE

SOMMAIRE

Introduction générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 1

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments 10

Chapitre III : calculs des éléments :

➤ *III.1. Plancher 27*

➤ *III.2. Escalier 48*

➤ *III.3. Poutre palière 65*

➤ *III.4. Acrotère 74*

➤ *III.5. Ascenseur 82*

➤ *III.6. Poutre de chaînage 92*

Chapitre IV : Présentation du logiciel et vérification au RPA 102

Chapitre V : Ferrailage des poutres 129

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux 139

Chapitre VII : Ferrailage des voiles 156

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure 169

Chapitre IX : Etude du mur de soutènement.....175

Bibliographie.

Conclusion générale.

Introduction générale

De toutes les catastrophes naturelles, les secousses sismiques ont les effets les plus destructeurs ; Le séisme est donc, en tant que chargement dynamique, la plus importante et la plus dangereuse action à considérer dans le cadre de la conception et le calcul des structures.

Le règlement parasismique Algérien RPA 99 (version 2003) donne une ligne de conduite à respecter pour obtenir un niveau de sécurité satisfaisant, les calculs seront donc conformes à ses règles ainsi qu'aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage, la sécurité des usagers pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût, et ce, en fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés, du terrain d'implantation de l'ouvrage ainsi que d'autres facteurs.

Après avoir présenté l'ouvrage à étudier et les différents matériaux utilisés (notamment l'acier et le béton), un pré-dimensionnement des éléments et une descente de charges s'imposaient afin d'éviter un surcoût de béton et d'acier.

Par la suite, vient le calcul et le ferraillage des éléments secondaires de la structure (escaliers, planchers, ...) après avoir définis leurs différentes sections ainsi que leurs charges et surcharges.

Une modélisation par le logiciel ETABS à été menée on fait pour notre structure, l'exploitation des résultats obtenus, nous a permis de procéder aux différentes vérifications réglementaires avant de déterminer le ferraillage nécessaire des éléments structuraux (les poutres, les poteaux et les voiles).

Pour finir ce projet, un radier nervuré est opté pour l'infrastructure, ce dernier est dimensionné et ferraillé de manière à ce que les efforts provenant de la superstructure soient transmis au sol.

Introduction

Chaque travail a un but précis à satisfaire, le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usages pendant et après la réalisation avec moindre coût

Pour cela, nos calculs seront vérifiés aux règlements en vigueur ; à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL91.

I -1) présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment (R+8+1 sous sol) à usage d'habitation et commercial

Ce bâtiment est implanté à BOUMERDESE, de la wilaya de BOUMERDESE. Cette région classée selon le règlement parasismique Algérien dans l'addenda 2003 comme une zone de forte sismicité **Zone III**.

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir ;

- Le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99, modifié en 2003**).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limite (**BAEL 91**).

La structure est composée :

- D'un sous sol.
- D'un RDC
- Huit étages à usage habitation.

L'accès aux différents étages sera assuré par la cage d'escalier et l'ascenseur.

I-2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Hauteur totale du bâtiment	32,22 m
Hauteur de RDC	4,08 m
Hauteur de sous sol	3,06 m
Hauteur des étages courants	3,06 m
Longueur totale du bâtiment	25,60 m
Largeur totale	21,50 m

I-3) Eléments de la structure

1.3.1) Ossature

Le bâtiment est à ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un système de portiques qui sont destinés à reprendre les charges et les surcharges verticales ; et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinaux et transversaux formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

1.3.2 Planchers

a- Plancher à corps creux

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est :

- ✓ la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement
- ✓ la résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages
- ✓ l'isolation thermique et phonique
- ✓ support des plafonds et revêtements

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

b- Dalles pleins en béton armé

Des dalles pleins sont prévues dans les balcons, et dans les paliers de repos des escaliers.

1.3.3 Maçonnerie

Dans notre ouvrage, la maçonnerie est constituée de Deux types de murs :

♦ Murs extérieurs

Ils seront réalisés en double cloison composée de deux murs en brique creuse de (10+10) d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur qui assure l'isolation thermique.

♦ Murs intérieurs

Ils seront réalisés en brique creuse d'épaisseur égale à 10cm pour les murs de séparation des pièces et de (10+10) pour les murs de séparation des appartements.

1.3.4 Revêtements

Ils seront réalisés en :

- ♦ mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- ♦ enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les murs intérieurs et plafonds.
- ♦ carreaux en Grés-Céram pour les sols.
- ♦ faïence pour les murs des cuisines et les salles d'eau.
- ♦ carrelages pour les escaliers et les plancher.

1.3.5 Les escaliers

Le bâtiment est muni d'une seule cage d'escalier, une partie est destinée à assurer l'accès aux différents étages, Tandis que l'autre partie est pour assurer le passage vers le sous sol. Ce sont des escaliers réalisées en béton armé à trois volées coulés sur place. Elles seront constituées de palier de paillasse en béton armé.

1.3.6 Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte d'une seule cage d'ascenseur qui sera réalisé en béton armé coulé sur place.

1.3.7 Système de coffrage

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

1.4 Caractéristiques mécaniques de matériaux

Le béton et l'acier utilisés dans la construction du présent ouvrage seront choisis conformément aux règles **(BAEL 91)** et aux règles parasismiques algériennes **(RPA 99) modifié en 2003**.

I.4.1 Le Béton

Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge du béton.

Pour l'établissement des projets dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m³ de ciment portland (CPJ 325), destiné à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures.

A titre indicatif (1m³) de béton et composé de :

- **Granulats:**
 - Sable 400 l
 - Gravillon 800 l
- **Ciment :** 350 l
- **Eau :**..... 175 l

- Résistance caractéristique à la compression f_{cj}

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée f_{c28} . Après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur de 32 cm on détermine une valeur moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit a écrasé n éprouvettes, on aura donc n valeurs de la résistance du béton :

La résistance moyenne est :

$$f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

L'écart- type

$$S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n - 1}}$$

La variabilité

$$V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton a la compression est égale a :

$$f_{c28} = f_{cmoy} - kS$$

♦ k : coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera égale à 1,64

Pour le calcul du présent ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25$ MPa.

Notion également que La résistance à la compression varie avec l'âge du béton.
Pour $j \leq 28$ jours, elle est déterminée est calculée comme suit: **(BAEL91/A.2.1,11)**.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}, \\ f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95 \times j)} \times f_{c28} \xrightarrow{\text{pour}} f_{c28} > 40 \text{ MPa}. \end{array} \right\} \rightarrow (\text{BAEL91/A.2.1,11}).$$

-Résistance caractéristique à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique à la traction, notée f_{tj} , est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \rightarrow (\text{BAEL91/A.2.1,12}).$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \longrightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

- Contraintes limites du béton

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquée

a) Contrainte de compression

- A l'Etat limite ultime [ELU]

Celle-ci est donnée par la formule ci-dessous (**BAEL91/A4.3, 41**).

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} [\text{MPa}]$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante}, \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle}. \end{cases}$

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

$\theta=1$: si la durée d'application est $>24\text{h}$,

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$: si la durée d'application est $< 1\text{h}$,

▪ Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.2 [\text{MPa}]$

▪ Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 18.48 [\text{MPa}]$

❖ Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELU

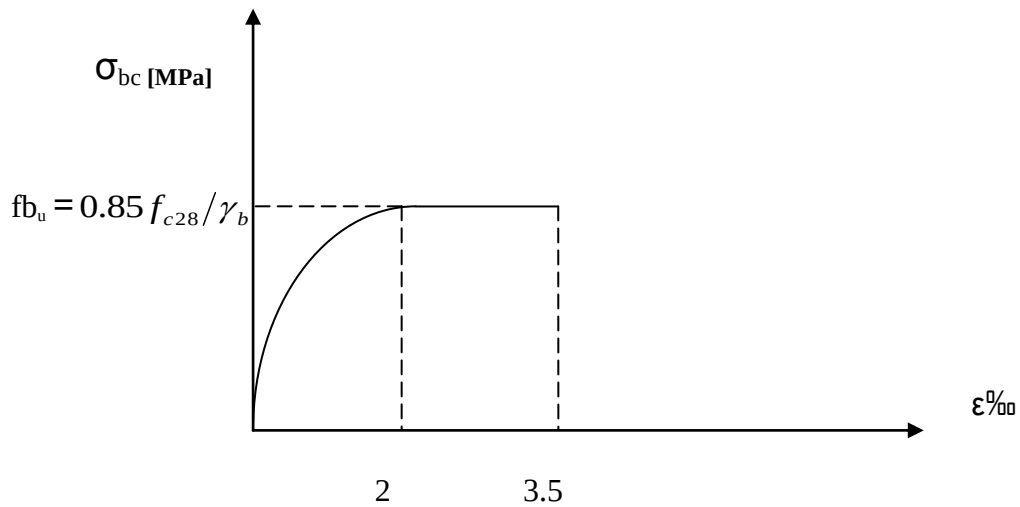


Figure 1.4.1.1 : Diagramme contrainte déformation du béton.

❖ Diagramme contraintes déformations du béton a l'ELS

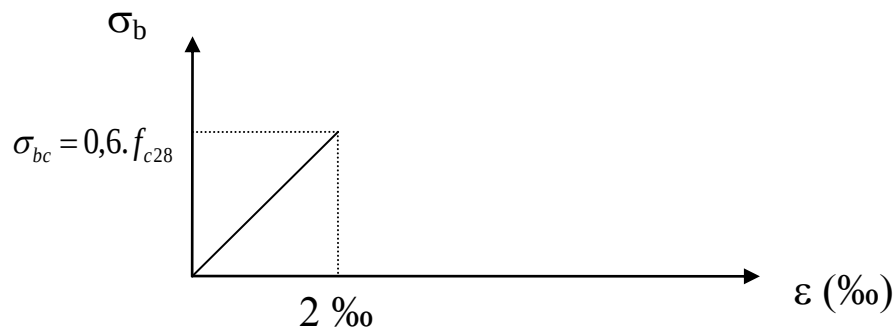


Figure 1.4.1.2 Diagramme contrainte déformation du béton.

ϵ_{bc} : déformation relative de service du béton en compression.

$\text{tg}\alpha = E_b$ = module d'élasticité

❖ A l'Etat limite de service [ELS] : (BAEL91/A.4.5,2).

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} [Mpa]$$

Donc : La contrainte de compression a l'ELS est égale a : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 Mpa$

b) Contrainte limite de cisaillement [BAEL 91/ A.5.1, 21].

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F.P.N}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F.P ou F.T.P}$$

Module d'élasticité longitudinal

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

- **Module d'élasticité instantané du béton [BAEL/ A2.1, 21].**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module d'élasticité égale à :

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

Pour $f_{c28}=25[\text{MPa}] \longrightarrow E_{i28}=32164.20 [\text{MPa}]$.

- **Module de déformation longitudinale différée du béton [BAEL/ A2.1, 22].**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage),

Nous prendrons un module égal :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} [\text{MPa}].$$

Pour $f_{c28}=25[\text{MPa}] \longrightarrow E_{v28}=10819 [\text{MPa}]$.

Module d'élasticité transversal : (BAEL91/A.2.1,3)

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

- ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu=0 \longrightarrow \text{A l'ELU}, \\ \nu=0,2 \longrightarrow \text{A l'ELS}. \end{cases}$

Coefficient de poisson [BAEL/A2.1, 3].

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

- $\nu = 0.2$ à l'état limite de service.
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime.

1.4.2 L'acier

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas, ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface (R.L, H.A). Dans le présent ouvrage, nous aurons à utiliser deux types d'aciers :

Aciers à haute adhérence [feE400].....fe = 400 MPa,

Treillis soudés [TL 520]..... fe = 520 MPa.

- fe : limite d'élasticité de l'acier.

Remarque :

Les valeurs de limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

Module de déformation longitudinal

$E_s = 200000 \text{ MPa}$, Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier.

Contraintes limites

❖ A L'état limite ultime (ELU) [BAEL91/A.2.1,3].

• $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

• f_e : Limite d'élasticité.

• γ_s : Coefficient de sécurité.

Avec • $\gamma_s = 1,15$ situation courante

• $\gamma_s = 1,00$ situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ Mpa}$

❖ A L'état limite de service (ELS) [BAEL91/A.2.1,3] :

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

-Fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32] :

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque :

Les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations). Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

- Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33] :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right\}$$

- Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34] :

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

η : Est le coefficient de fissuration: $\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA ($\phi \geq 6\text{ mm}$)

$\eta = 1.3$ Pour les HA ($\phi < 6\text{ mm}$).

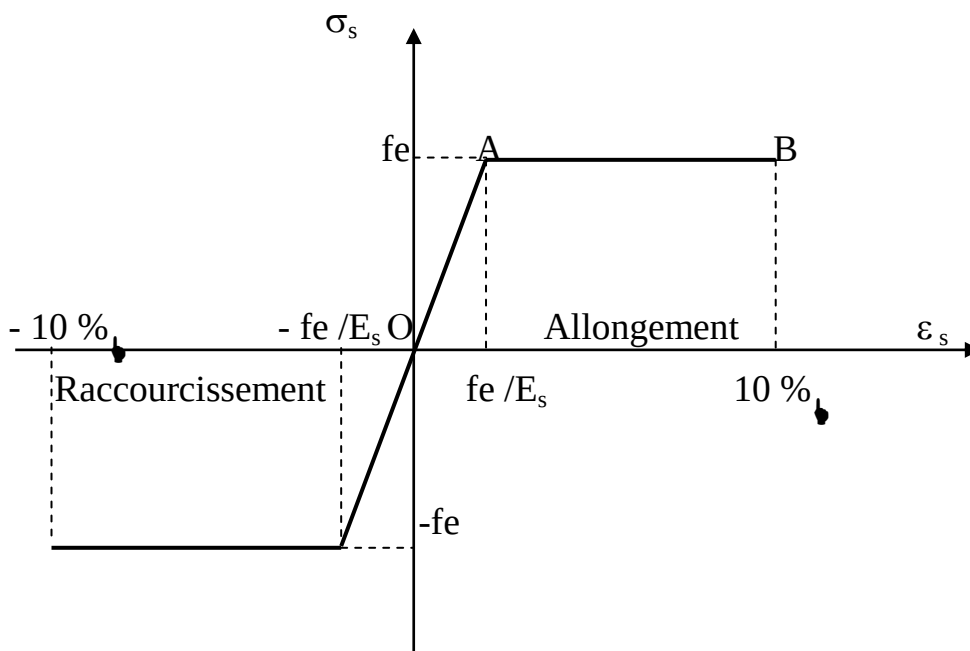
- Diagramme de contrainte déformation de l'acier

Figure 1.3 : Diagramme de contrainte déformation de l'acier

- Protection d'armatures [BAEL91/A.7.1.] :

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

- $C \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives
- $C \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations

1.4.3 Les charges d'exploitation (Q) :

Les charges d'exploitation résultent de l'usage des locaux ; elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes.

Leurs valeurs sont fonction

- Des surfaces auxquelles elles sont appliquées.
- Des dégressions horizontales ou verticales retenues liées aux types des charges.
- De leur mode de prise en compte

Nature de la surcharge	Valeur en (KN/m ²)
- Logements.	1,5
- Balcons.	3,5
- Escaliers.	2,5
- Main courante escalier.	1,0 KN/m
- Main courante balcon.	0,60 KN/m

1.4.4 Les charges permanentes (G) :

L'ensemble des charges permanentes comprend les poids des éléments porteurs, les cloisons, les revêtements, les escaliers, la toiture ; leurs valeurs sont tirées à partir du DTR B.C.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitation) :

Matériau	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
- Acier	78,5	-
- Béton non armé	22	-
- Béton armé	25	-
- Maçonnerie en briques creuses (10cm).	-	0,90
- maçonnerie en briques creuses (15cm)	-	1,35
- Maçonnerie en briques creuses (20cm).	-	1,80
- Blocs de liège (4 cm).	-	0,16
- Enduit en plâtre (1 cm).	-	0,10
- Enduit au mortier de ciment (1cm).	-	0,18
- Dalle pleine en béton armé (par cm).	-	0,25
- Plancher nervuré à poutrelles préfabriquées avec entrevous en béton (entraxe 60cm) montage avec table de compression (16+4) cm.	-	2,80
- Chape en mortier de ciment (par cm).	-	0,18
- Carrelages scellés, y compris la couche du mortier de pose de 2cm.	-	0,85
- Couverture en tuiles.	-	0,45
- Feutre bitume type (36 S) en 3 couches (2cm).	-	0,12
- Papier kraft avec gravier roulée (4cm).	-	0,50
- Sable (par cm).	-	0,18

1-Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliqués aux différents éléments de la structure.

2- Les planchers :

Les planchers constituant le bâtiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression. Les corps creux seront posés sur des poutrelles préfabriquées.

La hauteur totale du plancher à corps creux est donnée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher.

e_p : Epaisseur de la poutrelle.

e_c : Epaisseur de la dalle de compression.

Elle est déduite de la plus grande des deux valeurs données par les expressions suivantes : [ART/ B.6.8.424, BAEL 91]

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5} \quad \text{et} \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \quad (\text{II -1})$$

Avec :

$l_{\max}$: Portée libre de la poutre la plus longue dans le sens des poutrelles ;

M_t : Moment fléchissant maximal en travée ;

M_0 : Moment isostatique dans la travée de comparaison (de référence).

$$h_t \geq \frac{360}{22.5} = 16 \text{ cm.}$$

On opte pour un plancher (16 + 4) cm.

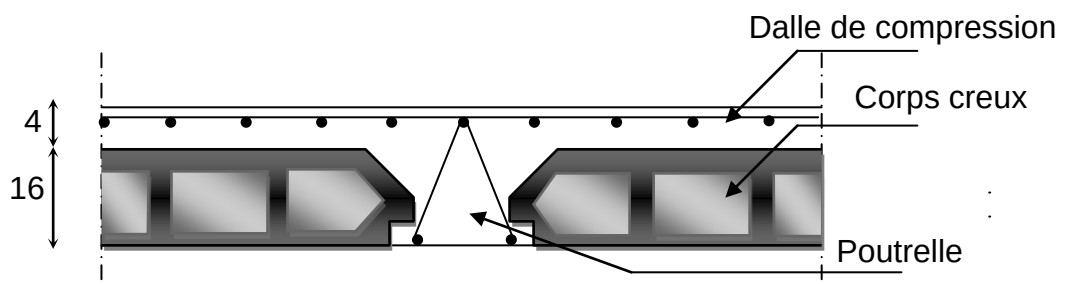


Figure 2.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

3- poutres :

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

Par ailleurs, d'autres conditions sont recommandées par le RPA 99 (ADDENDA 2003) liées à la zone III telles que :

$$\begin{aligned} \text{Min } (b ; h) &\geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min } (b ; h) &\geq h_e / 20 \text{ cm} \\ 1/4 < h/b < 4 \end{aligned} \quad (\text{II-2})$$

Hauteur des poutres h_p :

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{l_{\max}}{10} \quad (\text{II-3})$$

Largeur des poutres b :

$$0,4h_p \leq b \leq 0,7h_p \quad (\text{II-4})$$

Avec :

h_p : Hauteur totale de la poutre ;

$l_{\max}$: Portée maximale de la poutre considérée entre deux appuis ;

b : Largeur de la poutre.

3-1 poutres principales (sens transversal) :

Sachant que $l_{\max} = 390 \text{ cm}$ il vient :

$$390 / 15 \leq h_p \leq 390 / 10 \text{ ce qui donne } 26 \leq h_p \leq 39 \text{ cm}$$

On prend $h_p = 35 \text{ cm}$

Par conséquent la largeur b sera :

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

$$0,7 h_p = 24,5 \text{ cm}$$

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

3-2 poutres secondaires (sens longitudinal) :

Sachant que $L_{\max} = 360 \text{ cm}$ il vient :

$$360/15 = 24,00 \text{ cm} ; \quad 360/10 = 36,00 \text{ cm}$$

$$\text{donc } 24,00 \leq h_p \leq 36,00 \quad \text{on prend } h_p = 30 \text{ cm}$$

La largeur b sera donc :

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

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

$$12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

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

• Remarque :

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

Poutres principales (30x 35) cm^2

Poutres secondaires (30 x 30) cm^2

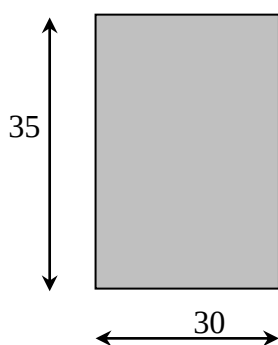


Figure 2.2 : Dimensions de la poutre principale

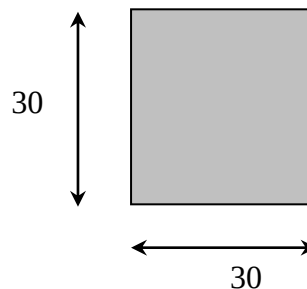


Figure 2.2 : Dimensions de la poutre secondaire

Vérification (RPA 99 ADDENDA 2003 ,ART/7.5.1)

	Poutres Principales	Poutres secondaires	Vérifié (Oui / Non)
Hauteur (cm)	$35 > 30$	$30 > 30$	Oui
Largeur (cm)	$30 > 20$	$30 > 20$	Oui
Largeur/ Hauteur	$1,16 < 4$	$1 < 4$	Oui

➤ **COFFRAGE :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après : [ART 7.5.1/RPA99 ADDENDA 2003]

- $b \geq 20$ cm.
- $h \geq 30$ cm.
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

h peut-être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

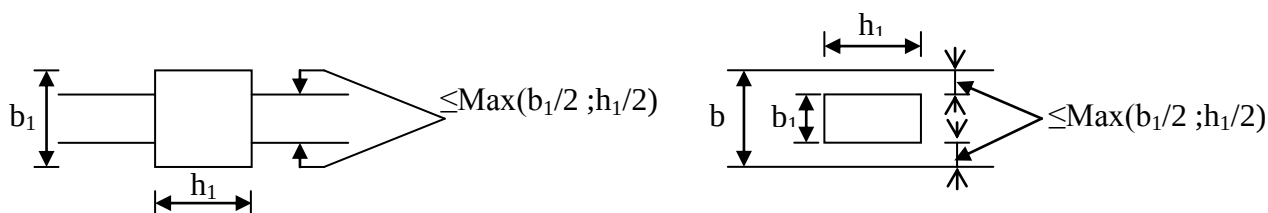


Figure 2-3. Dimensions à respecter par les poutres

4-Les Poteaux :

Les poteaux sont prédimensionnés à l'ELS en compression simple pour cela nous supposons que seul le béton reprend l'effort normal N_s .

Compte tenu de l'effet de séisme la combinaison des charges et des surcharges peut être :

$$N_s = G + Q.$$

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots (II-5)$$

B, est la section du poteau,

N_s , effort normal,

σ_{bc} , contrainte admissible du béton à la compression.

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ PMa} = 1,5 \text{ KN/cm}^2$$

4-1 Evaluation des charges et surcharges :

- Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitations Q nous allons nous référer au DTR B.C.22 [4]
- Localisation du poteau le plus sollicité :

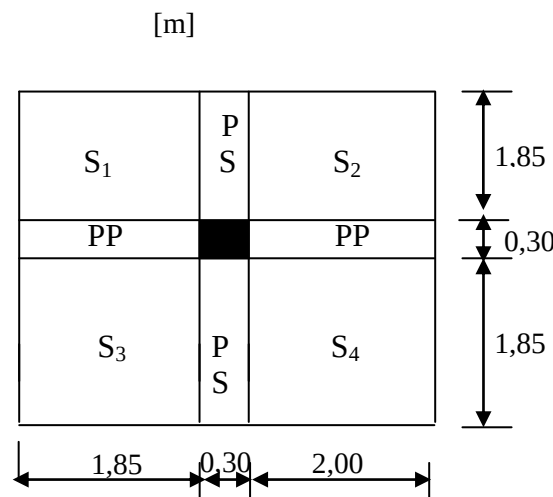


Figure 2.4 : Localisation du poteau le plus sollicité.

4-2 Descente de charge:

4-2-1- Les surfaces des planchers à considérer :

La surface du plancher terrasse et celle des étages courants revenant au poteau.

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

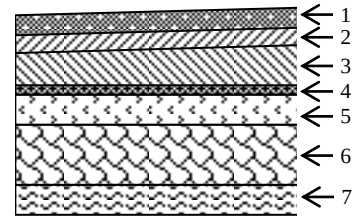
$$S = (1,85 \times 1,85) + (2 \times 1,85) + (1,85 \times 1,85) + (2 \times 1,85)$$

$$S = 14.24 \text{ m}^2$$

4-2-2 - Charges permanentes:**a) Plancher-terrasse (corps creux): (fig. 1)**

1- Protection lourde	$0,20 \times 5 = 1,00 \text{ KN/m}^2$
2- Etanchéité multicouche	$0,06 \times 2 = 0,12 \text{ KN/m}^2$
3- Forme de pente	$0,22 \times 7 = 1,54 \text{ KN/m}^2$
4- Feuilles de polyane	$0,25 \times 0,04 = 0,01 \text{ KN/m}^2$
5- Isolation thermique (liège).....	$0,04 \times 5 = 0,2 \text{ KN/m}^2$
6- Plancher à corps creux (16+4).....	$2,85 \text{ KN/m}^2$
7- Enduit de plâtre	$0,10 \times 2 = 0,20 \text{ KN/m}^2$

$$G = 5,92 \text{ KN/m}^2$$



(fig. 1)

b) Planchers étages courants (corps creux): (fig. 2)

1- Revêtement en carrelage (ep = 2cm).....	$0,40 \text{ KN/m}^2$
2- Mortier de pose (ep = 3cm).....	$0,54 \text{ KN/m}^2$
3- Couche de sable (ep = 3cm).....	$0,66 \text{ KN/m}^2$
4- Plancher corps creux (16+4cm).....	$2,85 \text{ KN/m}^2$
5- Enduit de plâtre (ep= 2cm).....	$0,20 \text{ KN/m}^2$
6- Maçonnerie en briques creuses (ep = 10cm)...	$0,90 \text{ KN/m}^2$

$$G = 5,55 \text{ KN/m}^2$$



(fig. 2)

c) Balcons:

1- Revêtement en carrelage (ep = 2cm).....	$0,40 \text{ KN/m}^2$
2- Mortier de pose (ep = 3cm).....	$0,54 \text{ KN/m}^2$
3- Couche de sable (ep = 3cm).....	$0,66 \text{ KN/m}^2$
4- Dalle pleine en béton armé (ep = 15cm).....	$3,75 \text{ KN/m}^2$
5- Enduit de ciment (ep = 2cm)	$0,20 \text{ KN/m}^2$

$$G = 5,55 \text{ KN/m}^2$$

d) Les murs extérieurs :

1- Enduit en mortier de ciment (ep = 3cm).....	$0,54 \text{ KN/m}^2$
2- Cloison en brique creuse (ep = 10 cm)	$0,9 \text{ KN/m}^2$
3- Lamelle d'air (ep = 5 cm)	
4- Cloison en brique creuse (ep = 15 cm)	$1,30 \text{ KN/m}^2$
5- Enduit en plâtre (ep = 2cm)	$0,2 \text{ KN/m}^2$

$$G = 2,94 \text{ KN/m}^2$$

e) Les murs intérieurs :

1- Enduit en plâtre (ep = 2cm)	$0,2 \text{ KN/m}^2$
2- Cloison en brique creuse (ep = 10 cm)	$0,9 \text{ KN/m}^2$
3- Enduit en plâtre (ep = 2cm)	$0,2 \text{ KN/m}^2$

$$G = 1,30 \text{ KN/m}^2$$

f) Les poutres:**Poutres principales:**

$$G_{pp} = (0,30 \times 0,35 \times 3,85 \times 25) = 10,10 \text{ KN}$$

Poutres secondaires :

$$G_{ps} = (0,30 \times 0,30 \times 3,70 \times 25) = 8,32 \text{ KN}$$

D'où le poids des poutres est de: $G_p = 18,42 \text{ KN}$

g) Les poteaux :

- Pour les poteaux du RDC, $h_e = 4,08$ m

$$P_{p\text{ RDC}} = [(0,3 \times 0,3) \times (h_{\text{RDC}} - h_{\text{pp}})] \times 25$$

$$= [(0,3 \times 0,3) \times (4,08 - 0,35)] \times 25 = 8,39 \text{ KN.}$$

- Pour les poteaux des étages courants et sous sol, $h_e = 3,06$ m

$$P_{p\text{ courant}} = [(0,3 \times 0,3) \times (h_e - h_{\text{pp}})] \times 25$$

$$= [(0,3 \times 0,3) \times (3,06 - 0,35)] \times 25 = 6,09 \text{ KN.}$$

h_e, h_{RDC} : Les hauteurs respectives du niveau étage courant et RDC.

h_{pp} : La hauteur de la poutre principale.

4-2-3 -charges d'exploitation : Q

Plancher terrasse.....	1,00 KN/m ²
Plancher étages courants.....	1,50 KN/m ²
Balcons.....	3,50 KN/m ²
Escalier.....	2,50 KN/m ²
Plancher RDC (usage commercial)	5 KN/m ²

5 - Calcul des charges d'exploitation : Q

Q_0 : Charge d'exploitation sur la terrasse $Q_0 = 1 \times 16,51 = 16,51 \text{ KN}$

Q_1 à Q_8 : Charge de l'étage courant $Q_1 = 1,5 \times 16,51 = 24,76 \text{ KN}$

Q_S : charge de sous sol $Q_S = 2,5 \times 16,51 = 41,27 \text{ KN}$

Q_R : Plancher de RDC à usage commercial:... $Q_R = 5 \times 16,51 = 82,55 \text{ KN}$

6 - Loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étages:

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers Niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage D'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre structure.

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n} \right) \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5 : n \text{ étant le nombre d'étages}$$

Coefficients de dégression de surcharges :

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous SOL
coef	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69	0.67	0,65

Tableau : Coefficients de dégression des surcharges

$$\text{Terrasse- } S_{11} = Q_0$$

$$8^{\text{eme}} - S_{10} = Q_0 + Q_1$$

$$7^{\text{eme}} - S_9 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$6^{\text{eme}} - S_8 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$5^{\text{eme}} - S_7 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$4^{\text{eme}} - S_6 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$3^{\text{eme}} - S_5 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$2^{\text{eme}} - S_4 = Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$

$$1^{\text{eme}} - S_3 = Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$$

$$\text{RDC } S_2 = Q_0 + 0,67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$$

$$\text{SS } S_1 = Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$$

En remplaçant avec les valeurs numériques, on obtient les résultants suivants :

$$\text{Terrasse- } S_{11} = 16,51 \text{ KN}$$

$$8^{\text{eme}} - S_{10} = 16,51 + 24,76 = 41,27 \text{ KN}$$

$$7^{\text{eme}} - S_9 = 16,51 + 0,95 (24,76 + 24,76) = 63,55 \text{ KN}$$

$$6^{\text{eme}} - S_8 = 16,51 + 0,90 (24,76 + 24,76 + 24,76) = 83,36 \text{ KN}$$

$$5^{\text{eme}} - S_7 = 16,51 + 0,85 (24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76) = 100,69 \text{ KN}$$

$$4^{\text{eme}} - S_6 = 16,51 + 0,80 (24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76) = 115,55 \text{ KN}$$

$$3^{\text{eme}} - S_5 = 16,51 + 0,75 (24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76) = 127,93 \text{ KN}$$

$$2^{\text{eme}} - S_4 = 16,51 + 0,71 (24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76) = 139,56 \text{ KN}$$

$$1^{\text{eme}} - S_3 = 16,51 + 0,69 (24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76) \\ = 153,18 \text{ KN}$$

$$\text{RDC } S_2 = 16,51 + 0,67 (24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 82,55) \\ = 204,53 \text{ KN}$$

$$\text{SS } S_1 = 16,51 + 0,65 (24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 24,76 + 82,55 + 41,27) \\ = 225,74 \text{ KN}$$

- Tableau récapitulatif des calculs relatifs a chaque niveau et la détermination des sections Minimales aux différents niveaux du poteau

N I V E A U	Charges permanentes en KN					Charges d'exploitations en KN		Efforts Normaux N_s (KN)	Section min des poteaux en cm^2	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G	Charges cumulées G_c	Q	Q_c	$N_s = G_c + Q_c$	$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section choisie b x h
Te	84,30	18,42	0	102,72	102,72	16,51	16,51	119,23	79,48	35 x 35
8	79,03	18,42	6,09	103,54	206,26	24,76	41,27	247,53	165,02	35 x 35
7	79,03	18,42	6,09	103,54	309,8	24,76	63,55	373,35	248,9	35 x 35
6	79,03	18,42	6,09	103,54	413,34	24,76	83,36	496,7	331,13	35 x 35
5	79,03	18,42	6,09	103,54	516,88	24,76	100,69	617,57	411,71	40 x 40
4	79,03	18,42	6,09	103,54	620,42	24,76	115,55	735,97	490,64	40 x 40
3	79,03	18,42	6,09	103,54	723,96	24,76	127,93	851,89	567,92	40 x 40
2	79,03	18,42	6,09	103,54	827,5	24,76	139,56	967,06	644,70	45 x 45
1	79,03	18,42	6,09	103,54	931,04	24,76	153,18	1084,22	722,81	45 x 45
RDC	79,03	18,42	8,39	105,84	1034,58	82,55	204,53	1239,11	826,07	45 x 45
S S	79,03	18,42	6,09	103,54	1138,12	41,27	225,74	1363,86	909,24	45 x 45

6-1 Les vérifications au (RPA 99 ADDENDA 2003)

Pour la zone III

Min (b ; h) = 35 ≥ 30 cm Condition vérifiée

Min (b ; h) ≥ $h_e/20 = 306/20 = 15,30$ cm Condition vérifiée

$1/4 < h/b < 4$ Condition vérifiée

6-2 Vérification de poteaux au flambement:

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

$$\lambda = l_f / i \leq 50$$

λ : Elancement de poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7L_0$).

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

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

B : Section transversale du Poteau ($B = a \times b$).

L_0 : Longueur libre de poteau.

$$\text{Finalement } \lambda = 2,42 L_0 / b$$

.Poteau du RDC et sous sol :

$$l_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 369 = 258,3 \text{ cm}$$

$$I = bh^3/12 = 45 \times 45^3/12 = 3,42 \times 10^5 \text{ cm}^4 \quad S = 2025 \text{ cm}^2$$

$$i = [I/B]^{1/2} = [3,42 \times 10^5 / 2025]^{1/2} = 13 \text{ cm}$$

$$\lambda = 258,3 / 13 = 19,86 < 50 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

.Poteau d'étages courants (3, 4, 5, 6, 7 et 8) :

$$l_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 286 = 200,2 \text{ cm} \quad S = \max (1225 \text{ cm}^2, 1600 \text{ cm}^2)$$

$$I = bh^3/12 = 35 \times 35^3/12 = 1,25 \times 10^5 \text{ cm}^4 \quad S = 1600 \text{ cm}^2$$

$$i = [I/B]^{1/2} = [1,25 \times 10^5 / 1600]^{1/2} = 8,83 \text{ cm}$$

$$\lambda = 200,2 / 8,83 = 22,67 < 50 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Remarque :

Selon les dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai 2003 à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduit à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

7- Les voiles :

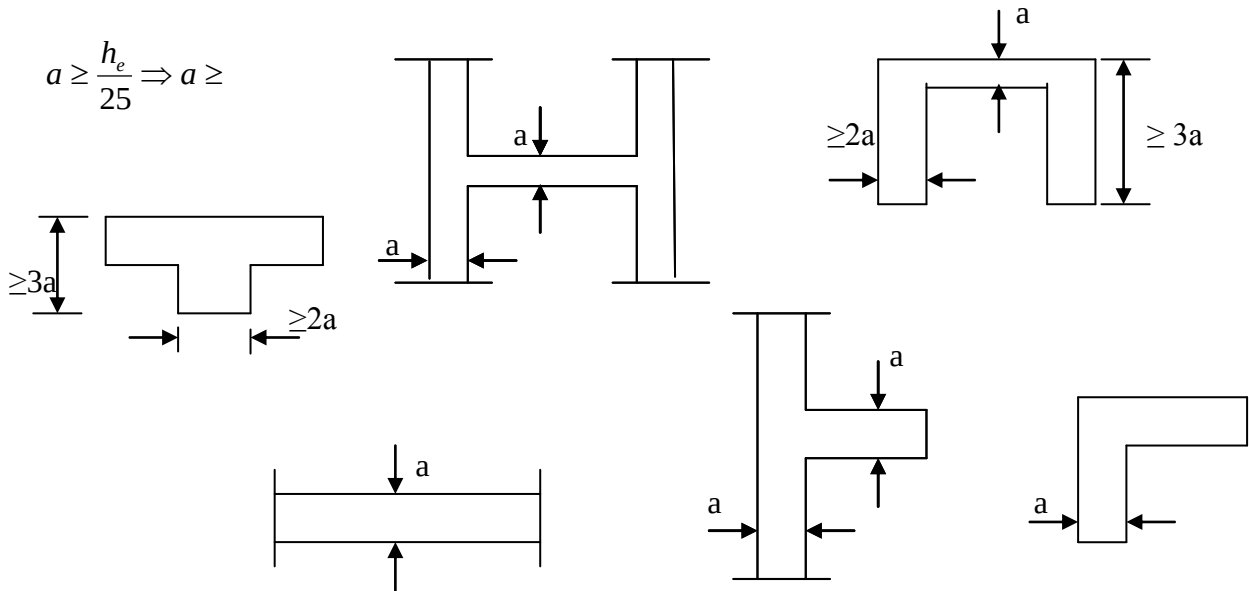
Les voiles sont des éléments constitués par une série de murs porteurs pleins ou comportant des ouvertures .Ils assurent deux fonctions principales :

- 1- Ils sont porteurs ce qui leur permet le transfert des charges verticales.
- 2- Une fonction de contreventement qui garantie la stabilité sous l'action des charges horizontales

Le pré dimensionnement des voiles est effectué suivant les règles parasismiques Algérienne (RPA)

➤ **Epaisseur : [ART 7.7.1/ RPA99 ADDENDA 2003]**

L'épaisseur minimale des voiles (a) est de 15 cm .de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (he) et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée ci-dessous :



On a :

$$h_e = h - e_p^{\text{dalle}}$$

h_e : hauteur du voile

h : hauteur d'étage

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{388}{25} = 15,52 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19,40 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{388}{22} = 17,63 \text{ cm}$$

On prend $a = 20 \text{ cm}$

➤ **Largeur :**

Sont considérés comme voiles, les éléments satisfaisants à la condition $l \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

$$L_{\min} \geq 4 \times a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow L_{\min} = 80 \text{ cm}.$$

Avec $L_{\min} = 80 \text{ cm}$, la condition est vérifiée.

Tous les voiles de structure seront considérés comme étant des voiles de contreventement.

CONCLUSION

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

Hauteur du plancher $h_t = 20 \text{ cm}$ soit un plancher de $(16 + 4) \text{ cm}$

Section des poutres principales $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Section des poutres secondaires $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Section des poteaux

RDC, SS, I, II $\rightarrow (45 \times 45) \text{ cm}^2$

III, IV, V $\rightarrow (40 \times 40) \text{ cm}^2$

VI, VII, VIII, $\rightarrow (35 \times 35) \text{ cm}^2$

- épaisseur des voiles $e = 20 \text{ cm}$.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs au prochain chapitre.

Introduction :

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

III-1) Calcul du plancher :

Les planchers sont constitués de corps creux qui sont utilisés comme coffrage perdu et qui servent aussi à l'isolation thermique et phonique, d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées dans le sens de la petite portée et qui possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

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

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520), avec une limite d'élasticité $f_e = 520 \text{ MPa}$.

Le treillis soudé doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs données par l'article **(B.6.8, 423) du BAEL 91** :

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm (4p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent normalement satisfaire les conditions définies ci-après, et cela pour une longueur $50 \leq l_x \leq 80 \text{ cm}$

Où : l_x est l'entre axes des poutrelles ; $l_x = 65 \text{ cm}$

a) Armatures $\perp$ aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 l_x}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adoptons :

$$5\Phi 5 / \text{ml} \quad A = 0,98 \text{ cm}^2 \\ S_t = 20 \text{ cm}$$

b) Armatures parallèles aux poutrelles:

$$A_{\perp} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit:} \quad 5\Phi 5 / \text{ml} \quad A = 0,98 \text{ cm}^2 \\ S_t = 20 \text{ cm}$$

Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de diamètre $\Phi 5$ et de mailles (200x200) mm^2 .

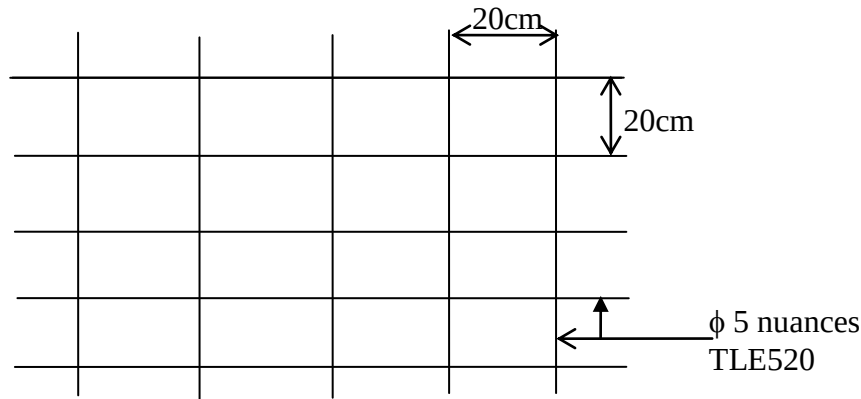


Fig-III-1-1 : Treillis soudé de 200x200

III-1-2) Étude des poutrelles:

a) Dimensionnement de la poutrelle : $h_t = 16+4$ cm

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

❖ 1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités (figure 5.2). Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

La section est de géométrie $4 \times 12 \text{ cm}^2$.

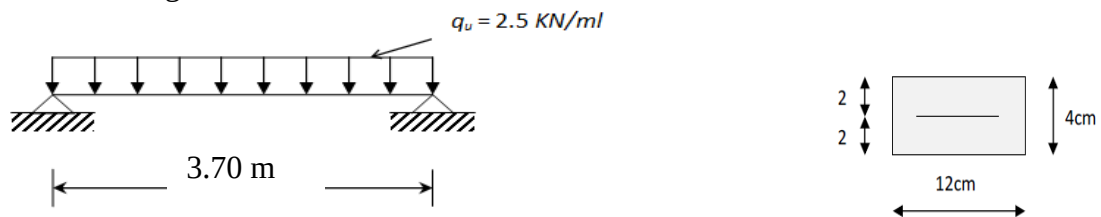


Fig -III-1-2 : Schéma statique de la poutrelle.

1) Evaluation des charges :

- Charge permanente : G :
 - poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN ml}$
 - poids du corps creux : $0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ kN ml}$
- Surcharges : $Q = 1 \text{ kN /ml}$

2) calcul à L'ELU :

La combinaison de charges à considérer :

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

$$q_u = 1,35 \times (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

Le moment en travée : $M_t = q_u L^2 / 8 = 2,5 \times (3,70)^2 / 8 = 4,28 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T = q_u L / 2 = 2,5 \times 3,7 / 2 = 4,62 \text{ KN}$

3) Calcul des armatures :

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$.

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,62 \times 10^4}{12 \times 20^2 \times 14,2} = 0,677 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = 0,677 > \mu_R = 0,392 \quad (\text{SDA})$$

Remarque :

Comme la section du béton de la poutrelle est trop faible (12×4) et pour respecter le pourcentage minimal des aciers dans une section en béton armé, on ne peut pas disposer des armatures comprimées. Cependant, il est nécessaire de prévoir un échafaudage sur lequel reposeront les poutrelles.

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

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

➤ Caractéristiques géométriques de la section de la poutrelle:

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

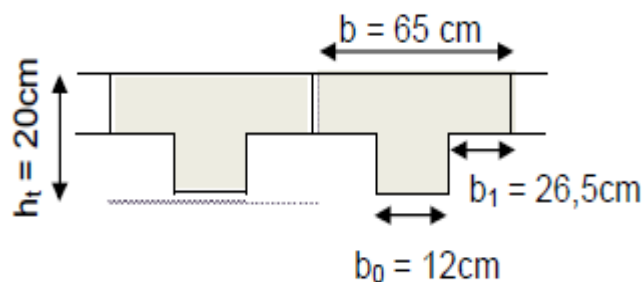


Fig -III-1-3 : section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression

• Poids du plancher :**➤ Plancher étage courant :**

- Charges permanentes : $G = 5,55 \times 0,65 = 3,607 \text{ KN/ml}$
- Charges d'exploitations : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

- **Combinaison de charges :**

- **Plancher étage courant :**

- **ELU :** $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,607 + 1,5 \times 0,975 = 6,33 \text{ KN/ml}$
- **ELS :** $q_{ser} = G + Q = 5,607 + 0,975 = 4,58 \text{ KN/ml}$

1) Choix de la méthode de calcul :

- ❖ **vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**
[Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99]

Hypothèses :

- La valeur de la surcharge respecte la condition suivante :
 $Q \leq 2G$ ou 5 KN/m^2 .
- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

Vérifications :

$$\left. \begin{array}{l} \text{On a } Q = 0,675 \text{ KN/m} \\ 2G = 2 \times 3,607 = 7,214 \text{ KN/m} \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. $\Longrightarrow$ Condition vérifiée
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,20}{3,70} = 0,86 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,70}{3,20} = 1,15 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,20}{3,20} = 1,00 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,20}{3,70} = 0,86 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,70}{3,70} = 1,00 \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

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

❖ **Principe de la méthode (Art B.6.2,210/BAEL 91 modifié 99) :**

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

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

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

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée L que la travée considérée et soumise au mêmes charges (moment isostatique)
 M_w , M_e

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

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 , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max \left\{ 1,05 ; (1 + 0,3 \alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right\}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3 \alpha}{8} M_0 \quad \text{dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_0 \quad \text{dans une travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être égale à :

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.

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

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

2) Application de la méthode forfaitaire :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \quad \text{Avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{0,975}{0,975 + 3,607} = 0,21 \quad 0 \leq 0,21 \leq \frac{2}{3} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Calcul à l'ELU :

$$q_u = 6,33 \text{ KN/ml}$$

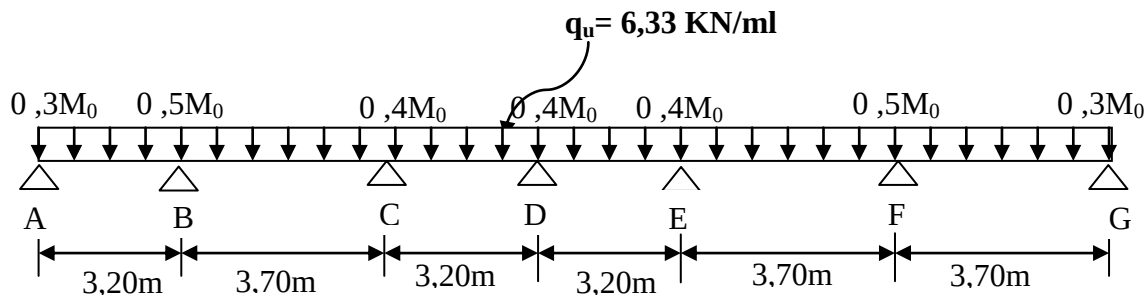


Fig-III-1-4 : Schéma statique de la poutre

➤ Calcul des moments fléchissant:

• Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = (q_u \times l_{AB}^2) / 8 = \frac{6,33 \times 3,20^2}{8} = 8,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = (q_u \times l_{BC}^2) / 8 = \frac{6,33 \times 3,70^2}{8} = 10,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = (q_u \times l_{CD}^2) / 8 = \frac{6,33 \times 3,20^2}{8} = 8,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = (q_u \times l_{DE}^2) / 8 = \frac{6,33 \times 3,20^2}{8} = 8,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = (q_u \times l_{EF}^2) / 8 = \frac{6,33 \times 3,70^2}{8} = 10,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = (q_u \times l_{FG}^2) / 8 = \frac{6,33 \times 3,70^2}{8} = 10,83 \text{ KN.m}$$

• Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 8,10 = 2,43 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5(8,10 ; 10,83) = 0,5 \times 10,83 = 5,41 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4(10,83 ; 8,10) = 0,4 \times 10,83 = 4,33 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,4(8,10 ; 8,10) = 0,4 \times 8,10 = 3,24 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,4(8,10 ; 10,83) = 0,4 \times 10,83 = 4,33 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,5 \text{Max} (M_{05}; M_{06}) = 0,5(10,83 ; 10,83) = 0,5 \times 10,83 = 5,41 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,3M_{06} = 0,3 \times 10,83 = 3,25 \text{ KN.m}$$

• Calcul des moments en travées :

➤ Etude de la travée AB :(travée de rive)

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

$$M_t^{AB} \geq \max[8,5 ; 8,59] - (2,43 + 5,41)/2$$

$$M_t^{AB} \geq 8,59 - 3,92 = 4,67 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2 + (0,3 \times 0,21)}{2} \times 8,10 = 5,10 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{AB} = 5,10 \text{ KN.m}$$

➤ Etude de la travée BC :(travée intermédiaire)

- $M_t^{BC} \geq \max[1,05M_{02}; (1+0,3\alpha)M_{02}] - (M_B + M_C)/2$
 $M_t^{BC} \geq \max[11,37; 11,48] - (5,41+4,33)/2$
 $M_t^{BC} \geq 11,48-1,08= 6.61 \text{ KN.m}$
- $M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1+(0,3 \times 0,32)}{2} \times 10,83 = 5,74 \text{ KN.m}$
 On prend : $M_t^{BC} = 6.61 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée CD :**(travée intermédiaire)

- $M_t^{CD} \geq \max[1,05M_{03}; (1+0,3\alpha)M_{03}] - (M_C + M_D)/2$
 $M_t^{CD} \geq \max[8,5; 8,59] - (4,33+3,24)/2$
 $M_t^{CD} \geq 8,59-3,78= 4,8 \text{ KN.m}$
- $M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1+(0,3 \times 0,32)}{2} \times 8,10 = 4,29 \text{ KN.m}$
 On prend : $M_t^{CD} = 4,8 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée DE :**(travée intermédiaire)

- $M_t^{DE} \geq \max[1,05M_{04}; (1+0,3\alpha)M_{04}] - (M_D + M_E)/2$
 $M_t^{DE} \geq \max[8,5; 8,59] - (4,24+4,33)/2$
 $M_t^{DE} \geq 8,59-3,78= 4,8 \text{ KN.m}$
- $M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1+(0,3 \times 0,32)}{2} \times 8,10 = 4,29 \text{ KN.m}$
 On prend : $M_t^{DE} = 4,8 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée EF :**(travée intermédiaire)

- $M_t^{EF} \geq \max[1,05M_{05}; (1+0,3\alpha)M_{05}] - (M_E + M_F)/2$
 $M_t^{EF} \geq \max[11,37; 11,48] - (5,41+4,33)/2$
 $M_t^{EF} \geq 11,48-4,87= 6,61 \text{ KN.m}$
- $M_t^{EF} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{05} = \frac{1+(0,3 \times 0,21)}{2} \times 10,83 = 5,74 \text{ KN.m}$
 On prend : $M_t^{EF} = 6,61 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée FG :**(travée de rive)

- $M_t^{FG} \geq \max[1,05M_{06}; (1+0,3\alpha)M_{06}] - (M_F + M_G)/2$
 $M_t^{FG} \geq \max[11,37; 11,48] - (5,41+3,25)/2$
 $M_t^{FG} \geq 11,48-4,33= 7,15 \text{ KN.m}$
- $M_t^{FG} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{06} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,21)}{2} \times 10,83 = 6,82 \text{ KN.m}$
 On prend : $M_t^{FG} = 7,15 \text{ KN.m}$

- **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$T_A = [(q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_A = [(6,33 \times 3,2)/2] + [(5,41) - (2,43)]/3,2 = 11,06 \text{ KN}$$

$$T_B = [(-q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_B = [(-6,33 \times 3,2)/2] + [(5,41) - (2,43)]/3,2 = -9,20 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = [(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = [(6,33 \times 3,70)/2] + [(4,33) - (5,41)]/3,7 = 11,42 \text{ KN}$$

$$T_C = [(-q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = [(-6,33 \times 3,70)/2] + [(4,33) - (5,41)]/3,7 = -12 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = [(q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_C = [(6,33 \times 3,20)/2] + [(3,24) - (4,33)]/3,20 = 9,79 \text{ KN}$$

$$T_D = [(-q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_D = [(-6,33 \times 3,2)/2] + [(3,24) - (4,33)]/3,2 = -10,47 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = [(q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_D = [(6,33 \times 3,20)/2] + [(4,33) - (3,24)]/3,24 = 10,47 \text{ KN}$$

$$T_E = [(-q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_E = [(6,33 \times 3,20)/2] + [(4,33) - (3,24)]/3,20 = -9,79 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_E = [(q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_E = [(6,33 \times 3,7)/2] + [(5,41) - (4,33)]/3,7 = 12 \text{ KN}$$

$$T_F = [(-q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_F = [(-6,33 \times 3,7)/2] + [(5,41) - (4,33)]/3,7 = -11,42 \text{ KN}$$

Travée FG :

$$T_F = [(q_u \times l_{FG})/2] + [(M_F - M_G)/l_{FG}]$$

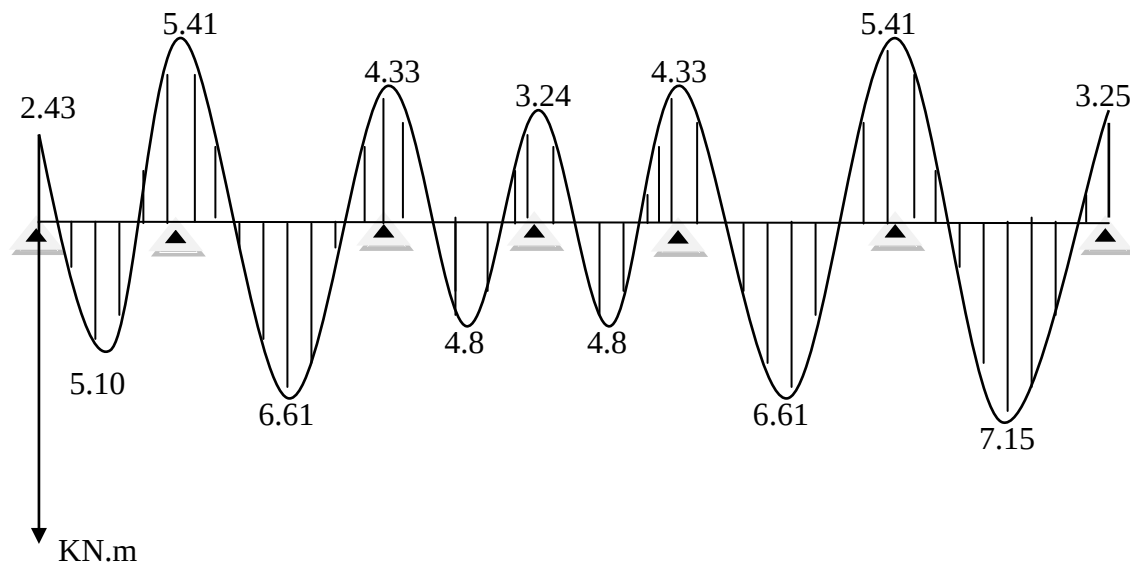
$$T_F = [(6,33 \times 3,7)/2] + [(3,25) - (5,41)]/3,7 = 11,13 \text{ KN}$$

$$T_G = [(-q_u \times l_{FG})/2] + [(M_F - M_G)/l_{FG}]$$

$$T_G = [(-6,33 \times 3,7)/2] + [(3,25) - (5,41)]/3,7 = -12,29 \text{ KN}$$

➤ **Récapitulatif: Tableau III-1-1**

Moments aux appuis (KN.m)						
M_A	M_B	M_C	M_D	M_E	M_F	M_G
2,43	5,41	4,33	4,33	5,41	5,41	3,25
Moments en travées (KN.m)						
M_t^{AB}	M_t^{BC}	M_t^{CD}	M_t^{DE}	M_t^{EF}	M_t^{FG}	
5,10	6,61	4,8	4,8	6,61	7,15	

➤ **Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants (ELU):****Fig -III-1-5: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU**

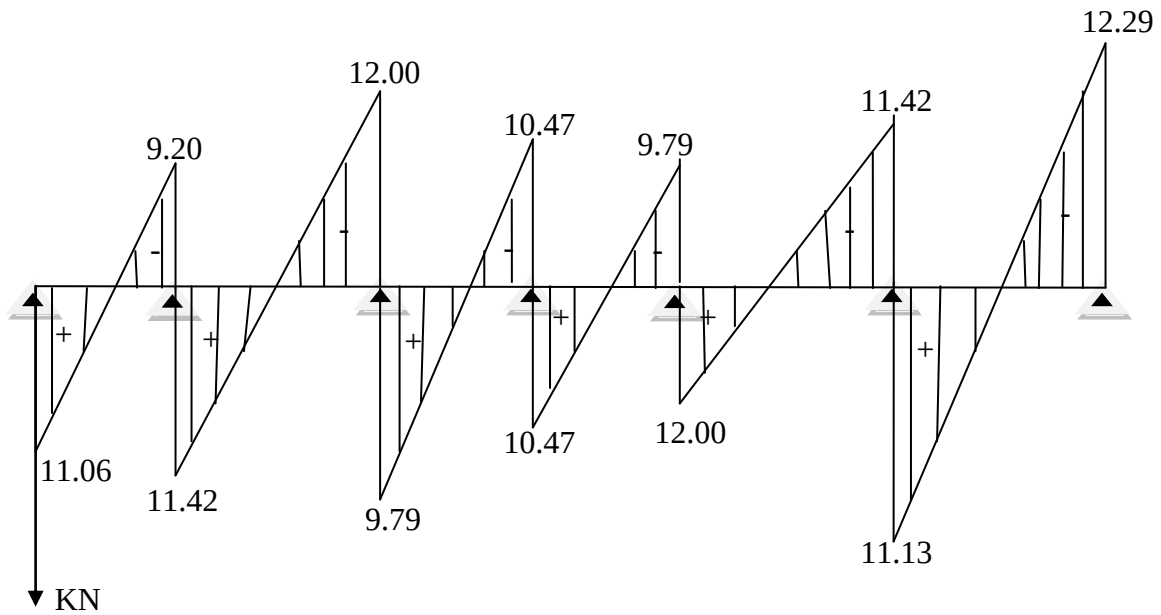


Fig -III-1-6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

3) Calcul des armatures:

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_t^{\max} = 7,15 \text{ KNm}$, et le même ferrailage aux appuis avec le moment maximum $M_a^{\max} = 5,41 \text{ KNm}$.

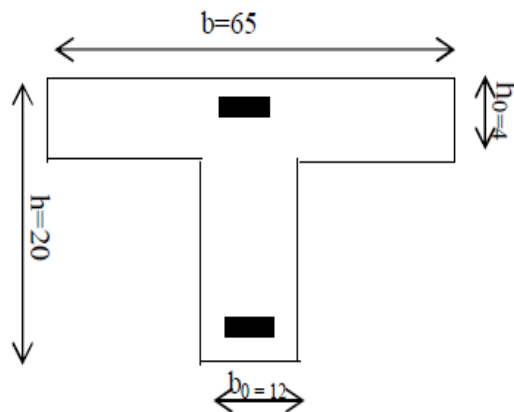
3-1) Calcul des armatures à ELU : $h_0 = 4 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$ 

Fig -III-1-7 : dimensions de la section en T

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

- **Armatures longitudinales :**

- **En travée :**

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en T, en considérant le moment maximum $M_t^{\max} = 7,15 \text{ KNm}$.

Le moment équilibré par la table de compression M_0 est donné par la formule suivante :

$$M_0 = f_{bc} b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = 59,072 [\text{KN.m}]$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où } M_t^{\max} = 7,79 \text{ KNm} < M_0 = 59,072 \text{ KNm}$$

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

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{7,15 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0239 < \mu_l = 0,392 \implies \text{section simplement armée}$$

$$\mu = 0,026 \implies \beta = 0,988.$$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7,15 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1,16 [\text{cm}^2].$$

$$\text{Soit } A_{adp} = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}8 = 2,07 [\text{cm}^2].$$

- **Aux appuis:**

$$M_a^{\max} = 5,41 [\text{KN.m}]$$

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

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{5,41 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,098 < \mu_l = 0,392 \implies \text{section simplement armée.}$$

$$\mu = 0,098 \implies \beta = 0,948.$$

$$A_t = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,41 \times 10^3}{0,948 \times 18 \times 348} = 0,91 [\text{cm}^2].$$

$$\text{Soit } A_{adp} = 1\text{HA}12 = 1,13 [\text{cm}^2].$$

- **Armatures transversales :** [Art A.7.2 ,21/BAEL 91 modifié 99]

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \emptyset_l ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$\emptyset_t$: Diamètre des armatures transversales

$\emptyset_l$: Diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35} ; 12 ; \frac{120}{10} \right\} = 5,7 \text{ mm on prend } \phi_t = 0,6 \text{ cm}$$

$$\text{on adopte : } 2\phi 6 \longrightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversales :**

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

$$S_t \leq \min \{0,9 \times 2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$ constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifié 99] :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_o \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \longrightarrow \frac{0,56 \times 400}{12 \times 15} = 1,24 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{vérifiée}$$

3-2) Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.21, CBA93) :**

- **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 b_o d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1 / 400 = 0,26 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$A = 3,39 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **aux appuis :**

$$A_{\min} = 0,23 b_o d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1 / 400 = 0,26 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$A_a = 1,13 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art 51.211 / BAEL 91 modifié 99, CBA93)**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min (3,33; 5) = 3,33 \text{ [MPa]}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_o d}$$

$$T_u^{\max} = 12,29 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{12,29 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,57 \text{ [MPa]} ; \tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Puisque $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

[Art A.5.1.313/BAEL 91 modifié 99] :

On doit vérifier que :

Pour le béton :

$$T_u^{max} \leq \frac{0,4f_{28}}{\gamma_b} \times 0,9db_0 = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 = 129,6 \text{ [KN]}$$

On a $T_u^{max} = 12,29 \text{ [KN]} < 129,6 \text{ [KN]} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Pour l'acier :

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{\gamma}{f_e} (T_u^{max} - \left| \frac{M_{max}}{0,9d} \right|)$

$$A_a = 1,13 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\frac{\gamma}{f_e} (T_u^{max} - \left| \frac{M_{max}}{0,9d} \right|) = \frac{1,15}{40} (12,29 - \frac{7,15}{0,9 \times 0,18}) = -0,91 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$A_a = 1,13 \text{ [cm}^2\text{]} > -0,91 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} =$$

$$\Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

$\Psi = 1,5$ pour les aciers HA

$\sum U_i$: Périmètre utile des aciers.

$$\sum U_i = n[\Phi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ [mm]}]$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{12,29 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,04} = 0,67 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = 0,67 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ancrage des barres aux appuis (A6.1.22.1 BAEL91 modifié 99, CBA93):**

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6\Psi f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ [MPa]}$$

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ [cm]}$$

On prend $L_s = 42,33 \text{ [cm]}$

Remarque :

La longueur d'ancrage l_s dépasse l'épaisseur de la poutre, on adoptera un crochet normal

Donc on substitue à l_s la longueur d'ancrage $l_a = 0,4l_s = 0,4 \times 42,3 = 16,93 \text{ [cm]}$

3-3) Calcul à l'ELS :

- **Calcul de moment isostatique :**

$$q_s = 4,58 \text{ KN/ml}$$

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

$$\alpha = \frac{0,975}{0,975 + 3,607} = 0,21$$

$$M_{01} = (q_u \times l_{AB}^2)/8 = \frac{4,58 \times 3,20^2}{8} = 5,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = (q_u \times l_{BC}^2)/8 = \frac{4,58 \times 3,70^2}{8} = 7,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = (q_u \times l_{CD}^2)/8 = \frac{4,58 \times 3,20^2}{8} = 5,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = (q_u \times l_{DE}^2)/8 = \frac{4,58 \times 3,20^2}{8} = 5,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = (q_u \times l_{EF}^2)/8 = \frac{4,58 \times 3,70^2}{8} = 7,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = (q_u \times l_{EF}^2)/8 = \frac{4,58 \times 3,70^2}{8} = 7,84 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 5,56 = 1,67 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5(5,56 ; 7,84) = 0,5 \times 7,84 = 3,92 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4(7,84 ; 5,56) = 0,4 \times 7,84 = 3,92 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0,4(5,56 ; 5,56) = 0,4 \times 5,56 = 2,22 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,4(5,56 ; 7,84) = 0,4 \times 7,84 = 3,92 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,5 \text{Max} (M_{05}; M_{06}) = 0,5(7,84 ; 7,84) = 0,5 \times 7,84 = 3,92 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,3M_{06} = 0,3 \times 7,84 = 2,35 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées :**

➤ **Etude de la travée AB :**(travée de rive)

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

$$M_t^{AB} \geq \max[5,84 ; 5,59] - (1,67 + 3,92)/2$$

$$M_t^{AB} \geq 5,59 - 2,79 = 2,8 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,21)}{2} \times 5,56 = 3,50 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{AB} = 3,50 \text{ KN.m}$$

➤ **Etude de la travée BC :**(travée intermédiaire)

$$- M_t^{BC} \geq \max[1,05M_{02}; (1+0,3\alpha)M_{02}] - (M_B + M_C)/2$$

$$M_t^{BC} \geq \max[8,23 ; 8,31] - (3,92 + 3,92)/2$$

$$M_t^{BC} \geq 8,31 - 3,92 = 4,39 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{BC} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = \frac{1+(0,3 \times 0,32)}{2} \times 7,84 = 4,15 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{BC} = 4,39 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée CD :**(travée intermédiaire)

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

$$M_t^{CD} \geq \max[5,84 ; 5,89] - (3,92 + 2,22)/2$$

$$M_t^{CD} \geq 5,89 - 3,07 = 2,82 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{CD} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = \frac{1+(0,3 \times 0,32)}{2} \times 5,56 = 2,27 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{CD} = 2,82 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée DE :**(travée intermédiaire)

$$- M_t^{DE} \geq \max[1,05M_{04}; (1+0,3\alpha)M_{04}] - (M_D + M_E)/2$$

$$M_t^{DE} \geq \max[5,84 ; 5,89] - (2,22 + 3,92)/2$$

$$M_t^{DE} \geq 5,89 - 3,07 = 2,82 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{DE} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = \frac{1+(0,3 \times 0,32)}{2} \times 5,56 = 2,27 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{DE} = 2,82 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée EF :**(travée intermédiaire)

$$- M_t^{EF} \geq \max[1,05M_{05}; (1+0,3\alpha)M_{05}] - (M_E + M_F)/2$$

$$M_t^{EF} \geq \max[8,23 ; 8,31] - (3,92 + 3,92)/2$$

$$M_t^{EF} \geq 8,31 - 3,92 = 4,39 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{EF} \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{05} = \frac{1+(0,3 \times 0,21)}{2} \times 7,84 = 4,15 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{EF} = 4,39 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée FG :**(travée de rive)

$$- M_t^{FG} \geq \max[1,05M_{06}; (1+0,3\alpha)M_{06}] - (M_F + M_G)/2$$

$$M_t^{FG} \geq \max[8,23 ; 8,31] - (3,92 + 2,35)/2$$

$$M_t^{FG} \geq 8,31 - 3,13 = 5,18 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^{FG} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{06} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,21)}{2} \times 7,84 = 4,94 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t^{FG} = 5,18 \text{ KN.m}$

- **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$T_A = [(q_s \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_A = [(4,58 \times 3,20)/2] + [(3,92) - (1,67)]/3,2 = 8,03 \text{ KN}$$

$$T_B = [(-q_s \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_B = [(-4,58 \times 3,20)/2] + [(3,92) - (1,67)]/3,2 = -6,62 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = [(q_s \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = [(4,58 \times 3,70)/2] + [(3,92) - (3,92)]/3,70 = 8,47 \text{ KN}$$

$$T_C = [(-q_s \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = [(-4,58 \times 3,70)/2] + [(3,92) - (3,92)]/3,70 = -8,47 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = [(q_s \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_C = [(4,58 \times 3,20)/2] + [(2,22) - (3,92)]/3,2 = 6,8 \text{ KN}$$

$$T_D = [(-q_s \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_D = [(-4,58 \times 3,2)/2] + [(2,22) - (3,92)]/3,2 = -7,9 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = [(q_s \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_D = [(4,58 \times 3,20)/2] + [(3,92) - (2,22)]/3,20 = 7,86 \text{ KN}$$

$$T_E = [(-q_s \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_E = [(-4,58 \times 3,20)/2] + [(3,92) - (2,22)]/3,2 = -6,8 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_E = [(q_s \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_E = [(4,58 \times 3,70)/2] + [(3,92) - (3,92)]/3,70 = 8,47 \text{ KN}$$

$$T_F = [(-q_s \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_F = [(-4,58 \times 3,70)/2] + [(3,92) - (3,92)]/3,70 = -8,47 \text{ KN}$$

Travée FG :

$$T_F = [(q_s \times l_{FG})/2] + [(M_G - M_F)/l_{FG}]$$

$$T_F = [(4,58 \times 3,70)/2] + [(2,35) - (3,92)]/3,70 = 8,05 \text{ KN}$$

$$T_G = [(-q_s \times l_{FG})/2] + [(M_G - M_F)/l_{FG}]$$

$$T_G = [(-4,58 \times 3,70)/2] + [(2,35) - (3,92)]/3,70 = -8,9 \text{ KN}$$

➤ **Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants(ELS):**

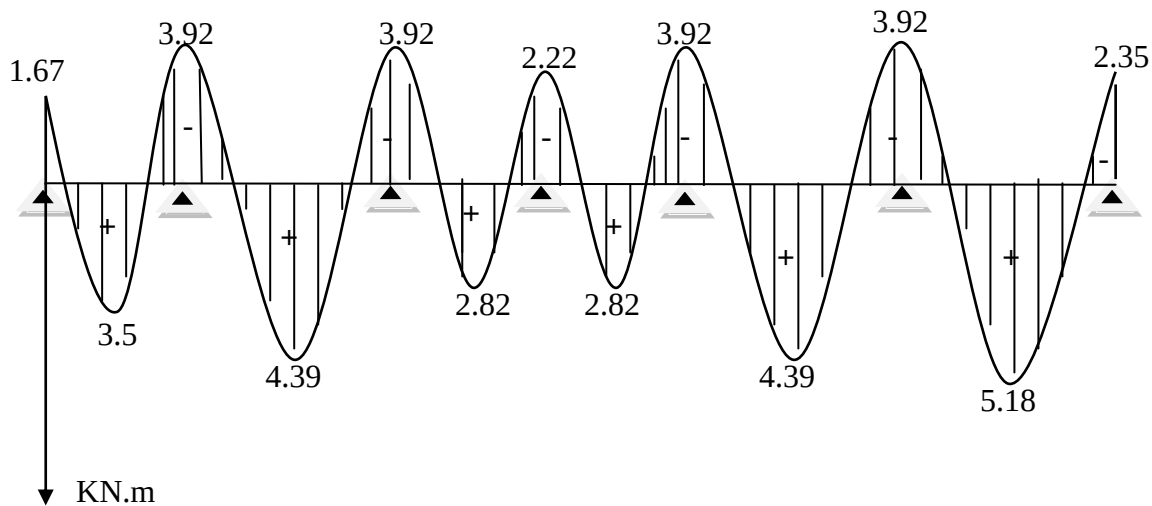


Fig-III-1-8 : Diagramme des moments fléchissant à(ELS)

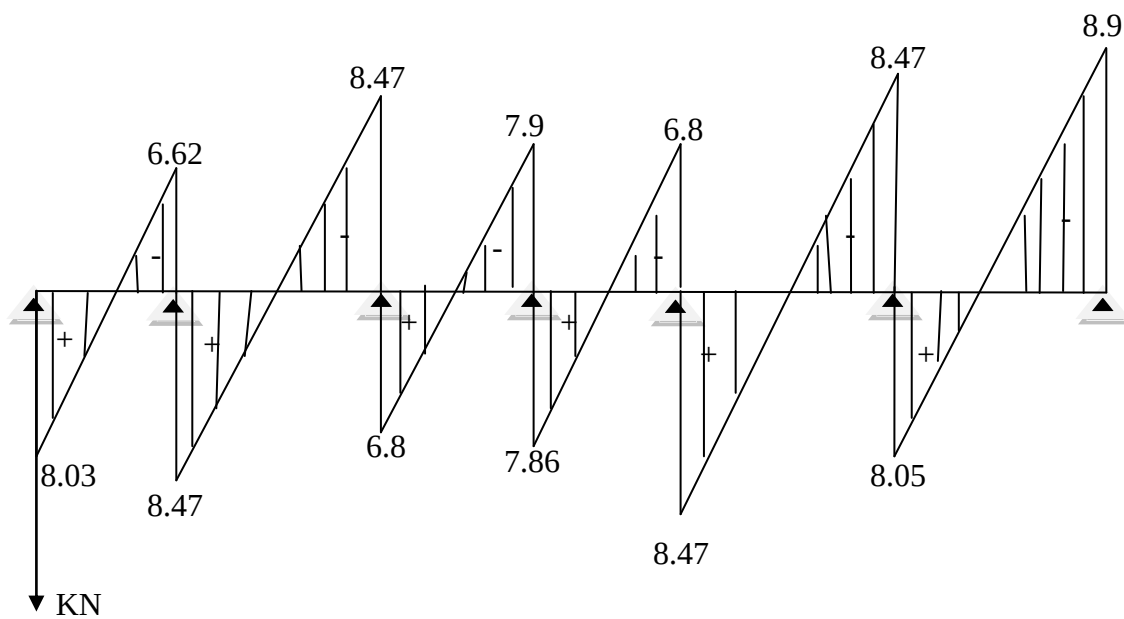


Fig -III-1-9 : Diagramme des efforts tranchants(ELS)

3-4) Vérifications à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

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

➤ **Etat limite de résistance du béton à la compression : (Art A 4.5, 2/BAEL 91 modifié 99,CBA93)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{t28} = 15 \text{ [MPa]}$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

- **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{b_o d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0,523 \Rightarrow \beta_1 = 0,891 \Rightarrow K_1 = 30,95$$

$$M_a = 3,92 \text{ [KN.m]} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{3,92 \times 10^6}{0,891 \times 180 \times 1,13 \times 10^2} = 216,30 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} = \frac{1}{30,95} \times 216,30 = 6,99 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times 2,07}{12 \times 18} = 0,958 \Rightarrow \beta_1 = 0,903 \Rightarrow K = 21,50$$

$$M = 5,18 \text{ [KN.m]} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{5,18 \times 10^6}{0,903 \times 180 \times 2,07 \times 10^2} = 153,96 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 153,96 \times \frac{1}{21,50} = 7,16 \text{ [MPa]} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de d'ouvertures de fissures :**

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

➤ **Etat limite de déformation :**

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression).

M_0 : moment isostatique maximum.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

b_0 : largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{370} = 0,054 \geq \frac{1}{22.5} = 0,044 \\ \frac{20}{370} = 0,054 \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o} = \frac{1}{10} \times \frac{5,18}{7,84} = 0,066 \\ \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2,07}{12 \times 18} = 0,0095 \leq \frac{4.2}{400} = 0,0105 \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche.

Conclusion : Les armatures adoptées sont :

- aux appuis : 1HA12.
- aux travées : 2HA10+1HA8

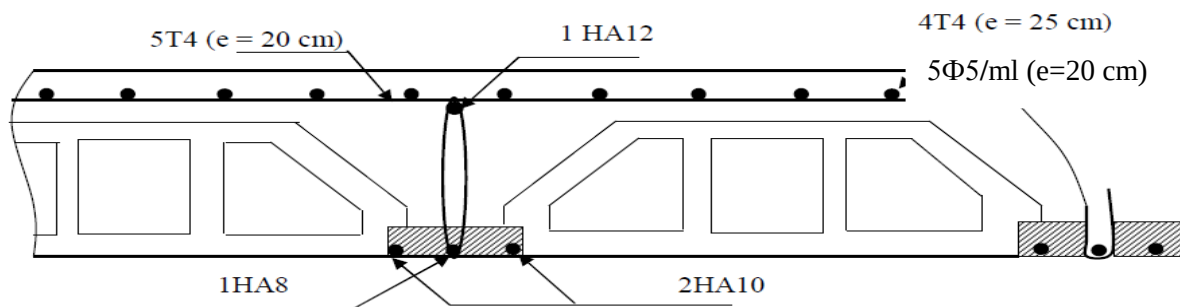


Fig -III-1-10 : Disposition des armatures dans la poutrelle

Introduction :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments structuraux comme l'acrotère, les escaliers et les planchers.

III-2) Calcul des éléments structuraux :

III-2.1) Calcul de l'acrotère :

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

L'acrotère est sollicité par :

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

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

➤ Dimension de l'acrotère :

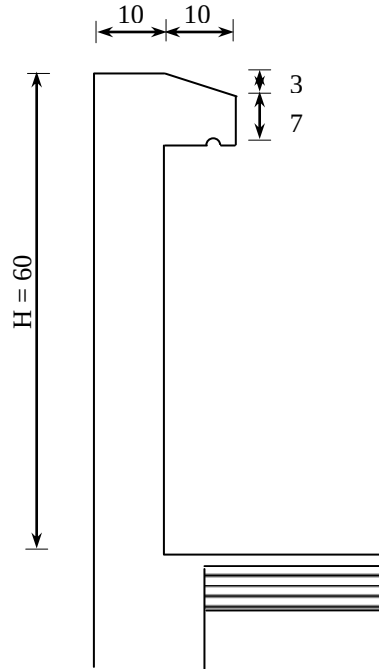


Fig III-2.1 : Coupe verticale de

➤ Schéma statique :

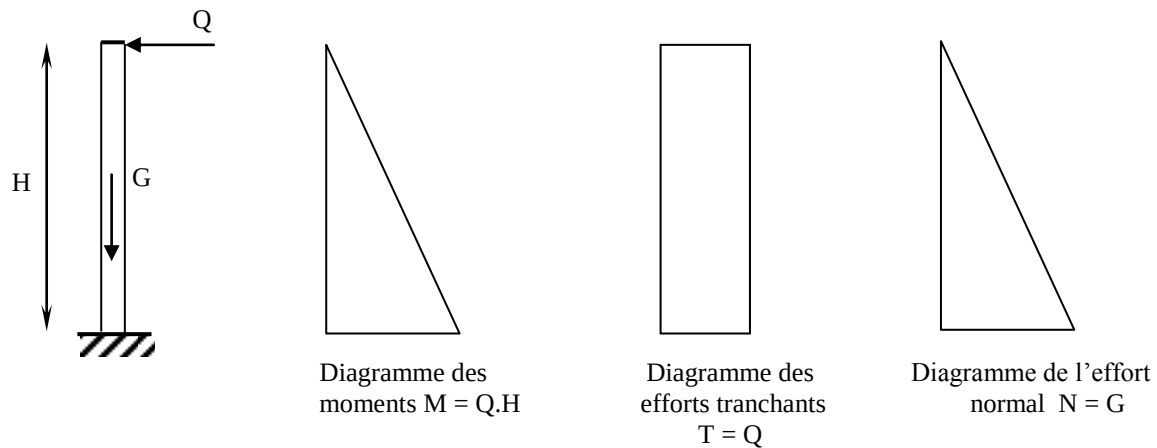
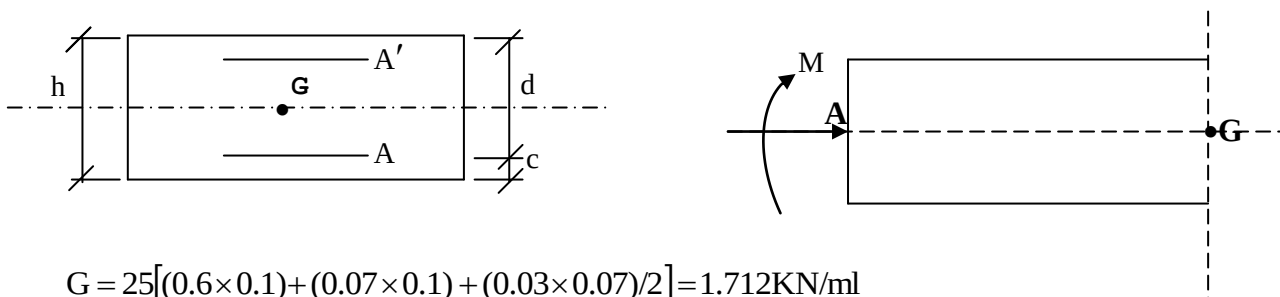


Fig III-2.2 : Schéma statique de

III.2.2) Détermination des sollicitations :



$$G = 25[(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.07)/2] = 1.712 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère : $G = 1.712 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN /ml}$

Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1\text{ml} = 1.712 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1\text{ml} = 1.00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = T \times H = Q \times 1\text{ml} \times H = 0.60 \text{ KN m}$

III.2.3) Combinaison des charges :

• A l'ELU:

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.712 = 2.31 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KNm}$$

• A l'ELS:

$$N_s = 1.712 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.60 \text{ KNm}$$

III.2.4) Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : Largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 2cm

$d = h - c$: Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

a) Calcul des armatures à L'ELU:

➤ **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.31} = 0.389\text{m} = 38.9\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

b) Calcul en flexion simple:

➤ **Moment fictif:**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right) = M_f = 0.9 + 2.31 \times 0.03 = 0.969 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.969 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.969 \times 10^3}{100 \times (8)^2 \times 14.2} = 0.010$$

$$\mu_b = 0.010 < \mu_R = 0.392$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$\mu_u < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0.010 \Rightarrow \beta = 0.995$$

➤ **Armatures fictives:**

$$➤ \quad A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,969 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,349 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures:

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = 0,349 - \frac{2,31 \times 10}{348} = 0,281 \text{ cm}^2$$

III.2.5) Vérification à l'ELU:**a) Condition de non fragilité: (Art : A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,712} = 0,350 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{35 - (0,455 \times 8)}{35 - (0,185 \times 8)} \right] = 0,903 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,903 \text{ cm}^2 > A \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$$A = A_{\min} = 0,903 \text{ cm}^2$$

Soit: $A = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Vérification au cisaillement : (BAEL91 art 5.1.1)

$$\text{La fissuration est préjudiciable donc : } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 8} = 0,0018 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

c) Vérification de l'adhérence des barres: (art A.6.1.1, 3BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa} \quad \Psi_s : \text{Coefficient de scellement}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barre}$$

$$\sum u_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 0,8 \times 3,14 = 10,05 \text{ cm} \quad \text{Avec : } n: \text{Nombre de barres}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 8 \times 10,048} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{La section est vérifiée}$$

Ancrages des barres verticales :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « Ls »

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa.}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{cm}$$

Soit : Ls = 30cm.

III.2.6) Vérification à l'ELS:

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

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

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

❖ Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ Avec : } \eta = 1,6 : \text{coefficient de fissuration}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

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

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \Rightarrow K_1 = 47,50$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,55 \text{ MPa}$$

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

❖ Dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47,50} \times 40,55 = 0,85 \text{ MPa}$$

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

III.2.7) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99. Art 6.2.3) :

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone **III**, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A=0.2$

(RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

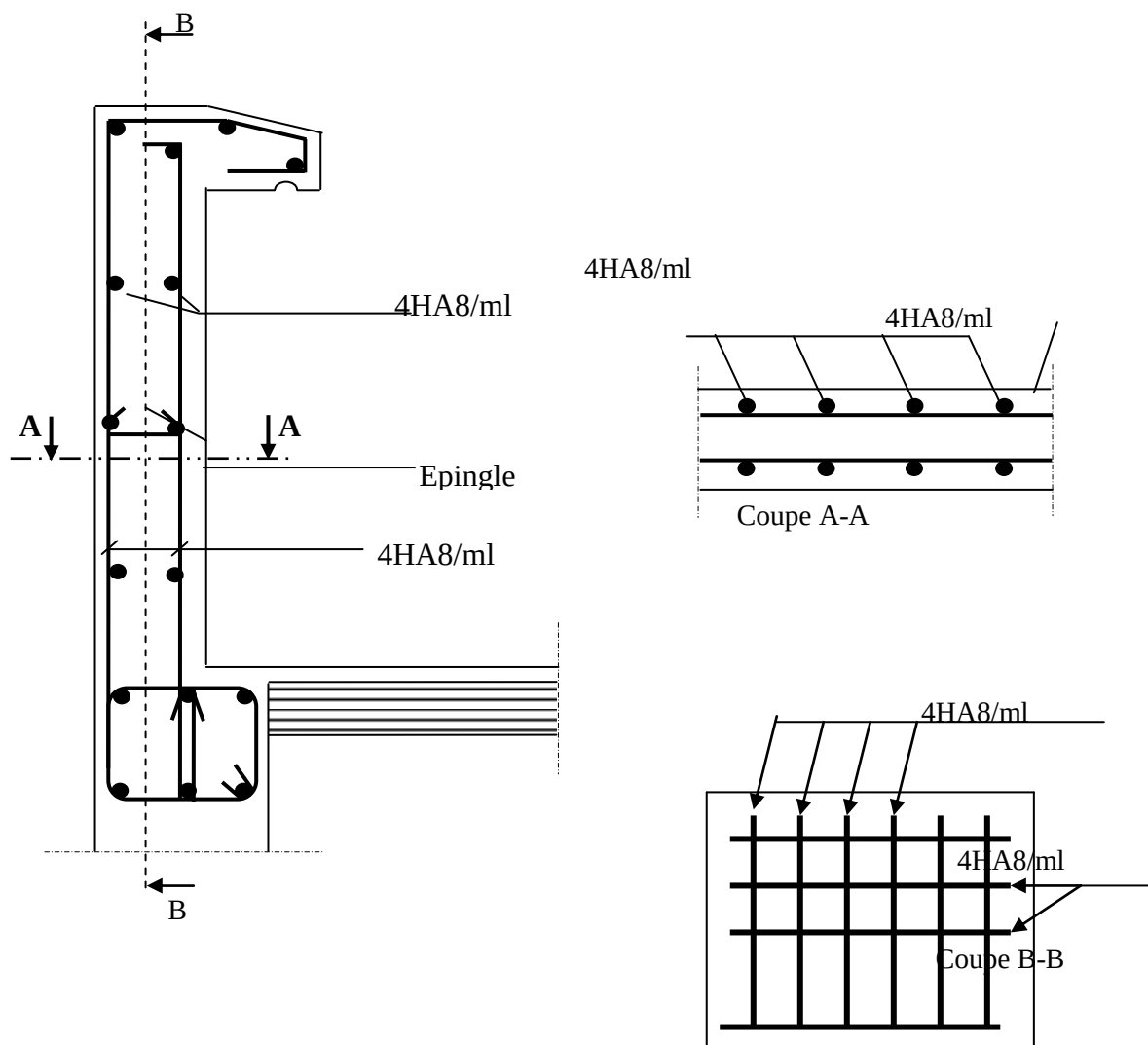
C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

Soit : $C_p = 0,5$

W_p : Poids de l'acrotère = 1.712 kN/ml

D'où : $F_p = 4 \times 0.20 \times 0.5 \times 1.712 = 0.68 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}.$

Conclusion : La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment



FigIII.2.3 Plan de Ferrailage de l'acrotère

III.3) Escaliers :

III.3.1) Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

III.3.2) Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la fig 3.5

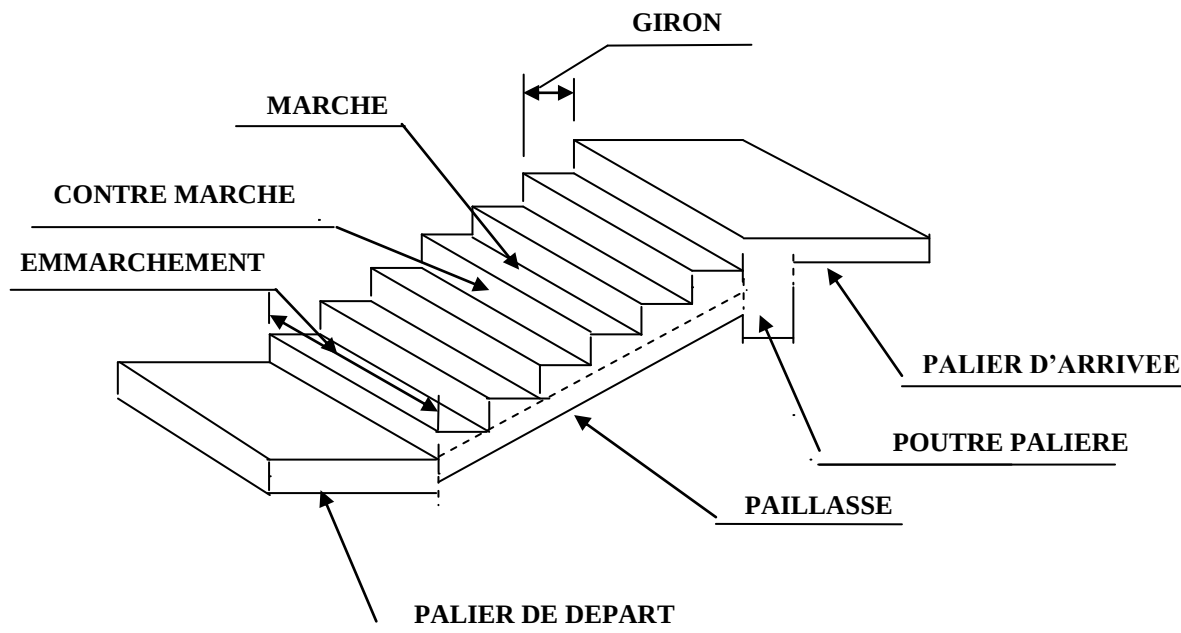


Fig.III.3.1 Schéma statique de l'escalier

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron g** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est l_m .
- **La paillasse d'épaisseur e_p** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Remarque :

- Pour nos calculs, on prend la volée d'étage courant comme exemple.
- Une volée d'étage courant et S-soul d'une hauteur $H = 1.53\text{m}$

NB :

III.3.3) Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0.66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

h : est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne)

g : est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

III.3.4) Nombre de contre marches :

On opte pour une hauteur de marche $h = 17 \text{ cm}$

-Étage courant et S-soul: $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ contre marches.

A) Nombre de marches :

-Étage courant : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

B) Emmarchement :

$E = 1.2\text{m}$.

.III.3.5) Étude de la volée d'étage courant :

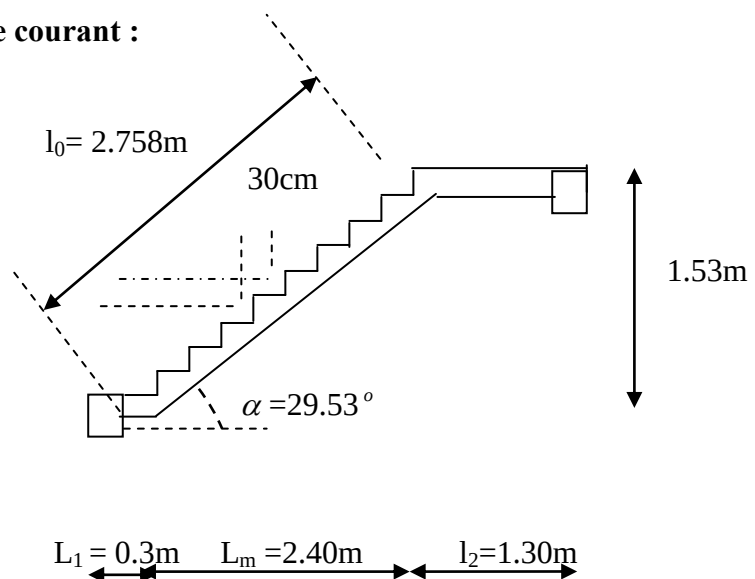


Fig.III.3.2 : Coupe verticale de la volée d'étage courant.

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL

$$59\text{ cm} \leq G + 2h \leq 65\text{ cm}$$

$$59\text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 65\text{ cm}$$

⇒ La relation est vérifiée

La profondeur du palier de repos $l_1=1.30\text{m}$

La longueur de la ligne de foulée : $l_2 = g(n-1) = 2.40\text{m}$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

A) Calcul de la longueur de la volée :

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 29.53^\circ} = 2.758\text{m}$$

$$L = l_1 + l_0 + l_2 = 0.30 + 2.758 + 1.30 = 4.358\text{m}$$

B) Épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{4.358}{30} \leq e_p \leq \frac{4.358}{20}$$

$$14.52\text{cm} \leq e_p \leq 21.79\text{cm}.$$

On prend une épaisseur $e_p = 18\text{cm}$.

C) Détermination des charges de calcul :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m longueur considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale $L = 0.30 + 2.40 + 1.30 = 4.00\text{m}$.

On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

❖ Détermination des sollicitations de calcul :

➤ Charges permanentes :

Paillasse :

$$- \text{ Poids propre de la paillasse : } \frac{25 \times 0.18}{\cos(29.53)} = 5.18 \text{ KN/ml}$$

$$- \text{ Poids de la marche : } 25 \times \frac{0.17}{2} \times 1\text{m} = 2.125 \text{ KN/ml}$$

$$- \text{ Poids des revêtements (carrelage, mortier + lit du sable) :}$$

$$(0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0.02 \times 18 \times 1\text{m}) = 1.24 \text{ KN/ml}$$

- Poids du garde du corps : $0.3 \times 1\text{m} = 0.3\text{KN/ml}$
- La charge totale de la paillasse : $5.18 + 2.125 + 1.24 + 0.3 = 8.845\text{KN/ml}$

$$G_{\text{paillasse}} = 8.845\text{KN/ml}$$

Palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0.18 \times 1 = 4.5\text{KN/ml}$
- Poids propre du revêtement : 1.24KN/ml
- La charge totale du palier : $4.5 + 1.24 = 5.74\text{KN/ml}$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison des charges et surcharges :**

1) État limite ultime : ELU

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.845 + 1.5 \times 3.5 = 17.20 \text{ KN/ml}$$

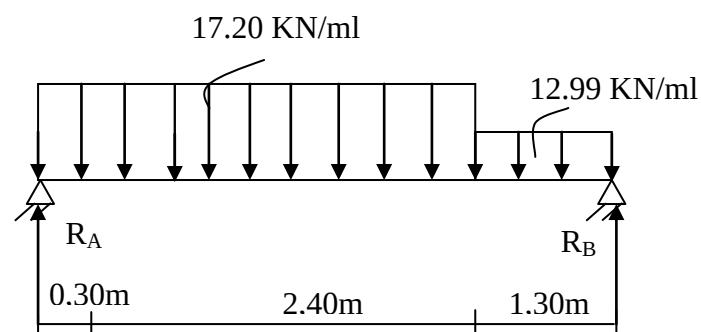
$$q_{u \text{ palier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.74 + 1.5 \times 3.5 = 12.99 \text{ KN/ml}$$

2) État limite de service : ELS

$$q_{s \text{ paillasse}} = G + Q = 12.35\text{KN/ml}$$

$$q_{s \text{ palier}} = G + Q = 9.24\text{KN/ml}$$

NB : vu que notre 1^{er} palier de repos n'a que 30cm de longueur, on adoptera le chargement affecté à la paillasse car il n'existe pas un palier de repos de 30cm.



FigIII.3.3: Schéma statique à l'ELU

❖ Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 63.33 \text{KN.}$$

$$R_A = 33.52 \text{KN}$$

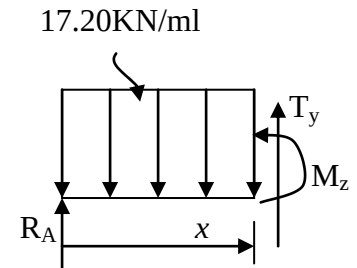
$$R_B = 29.81 \text{KN.}$$

❖ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.7\text{m}$:

$$T_y = 17.2x - 33.52 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -33.52 \text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 12.92 \text{KN} & \text{pour } x = 2.7\text{m} \end{cases}$$

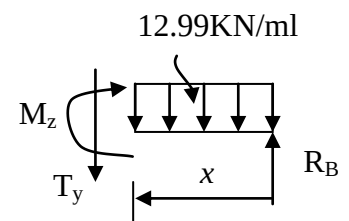
$$M_z = -17.2 \frac{x^2}{2} + 33.52x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 27.81 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2.7\text{m} \end{cases}$$



➤ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.3\text{m}$:

$$T_y = -12.99x + 29.81 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 29.81 \text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 12.92 \text{KN} & \text{pour } x = 1.30\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -12.99 \frac{x^2}{2} + 29.81x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 27.77 \text{KN.m} & \text{pour } x = 1.30\text{m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -17.20x + 33.52 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.95\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.95\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -17.20 \frac{(1.95)^2}{2} + 33.52(1.95)$$

$$M_z^{max} = 32.66 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -9.80 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 27.76 \text{ KN.m}$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

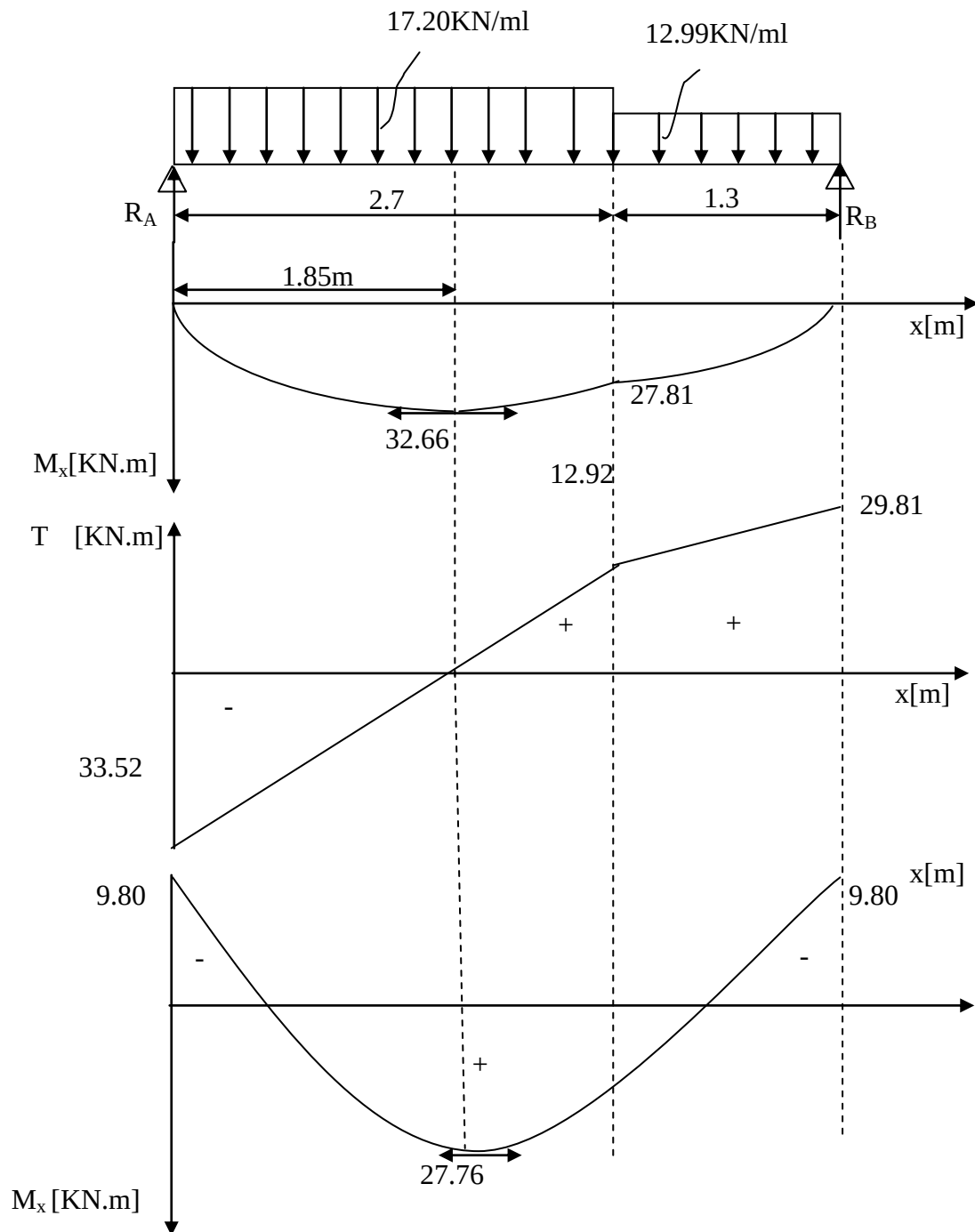


Fig.III.3.4: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU

c) Calcul des armatures :

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

- Aux appuis :

$$M_u = 9.80 \text{ KN.m}$$

➤ Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9800}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.027 < \mu_r = 0.392$$

$\Rightarrow$ S.S.A

$$\mu_a = 0.027 \Rightarrow \beta_u = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9800}{0.987 \times 16 \times 348} = 1.78 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 7HA10 ($A_a = 5.49 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.

- En travées :

$$M_t = 27.76 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27760}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.076 < \mu_r = 0.392$$

$\Rightarrow$ S.S.A

$$\mu_a = 0.076 \Rightarrow \beta_u = 0.960$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{27760}{0.960 \times 16 \times 348} = 5.19 \text{ cm}^2$$

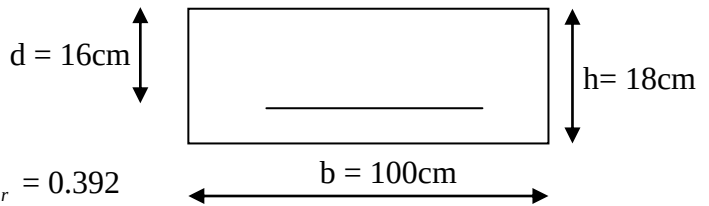
On opte pour : 7HA12/ml ($A_t = 7.9 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Armatures de répartition :

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartition avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.9}{4} = 1.975 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10 ($A_{rt} = 3.92 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 20 \text{ cm}$.



III.3.5) Vérification à l'ELU :**a-Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 5.49 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$

- En travées : $A_t = 7.9 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée

*** Espacement des barres :****➤ Armatures principales :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Aux appuis : } e = 15 \text{ cm} \\ \text{- En travées : } e = 15 \text{ cm} \end{array} \right\} < \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ Armatures de répartition :

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Aux appuis : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{- En travées : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

b-Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :

$$T_{u \max} = 33.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{33520}{1000 \times 160} = 0.21 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.73 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPa} < 3.73 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c-Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3) :

$$A_s \geq \frac{T_{u \max}}{f_{su}} = \frac{33520}{348 \times 100} = 0.963 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5.49 \text{ cm}^2 > 0.963 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33520}{0.9 \times 160 \times 157} = 1.48 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e-Ancrage des barres (A-6-1-23) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4 L_s$

$$L_a = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$$

III.3.6) Calcul à l'état limite de service : ELS

$$q_s \text{ paillasse} = 12.35 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = 9.24 \text{ KN/ml}$$

a-Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = 42.19 \text{ KN}$$

$$R_A = 24.04 \text{ KN}$$

$$R_B = 21.32 \text{ KN}$$

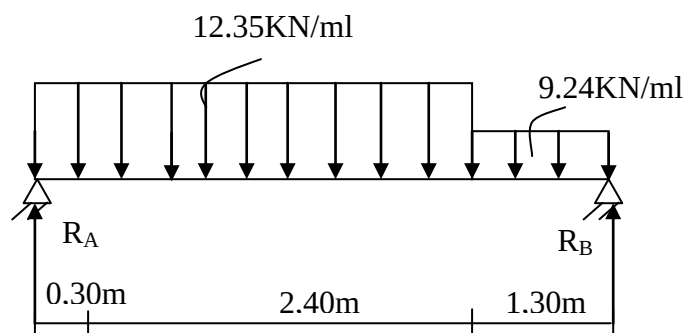


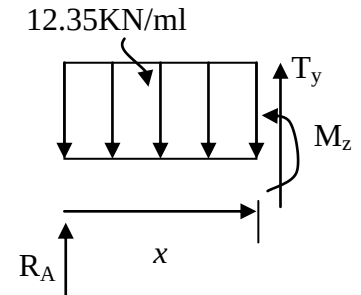
Fig III.3.5 : Schéma statique à l'ELS

b- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.7\text{m}$:

$$T_y = 12.35x - 24.04 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -24.04\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 9.31\text{KN} & \text{pour } x = 2.7\text{m} \end{cases}$$

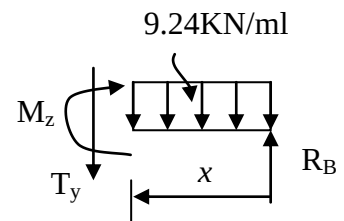
$$M_z = -12.35 \frac{x^2}{2} + 24.04x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 19.89 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2.7\text{m} \end{cases}$$



➤ 2^{ème} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1.3\text{m}$:

$$T_y = -9.24x + 21.32 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 21.32\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 9.31\text{KN} & \text{pour } x = 1.3\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -9.24 \frac{x^2}{2} + 21.32x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 19.90 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1.3\text{m} \end{cases}$$



Point de moment Maximal :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -12.35x + 24.04 = 0 \Rightarrow x = 1.95\text{m}$$

Le moment est max pour la valeur : 1.95m

D'où :

$$M_s^{\max} = -12.35 \times \frac{1.95^2}{2} + 24.04 \times 1.95 \Rightarrow M_s^{\max} = 23.40\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on aura :

- Aux appuis : $M_s^a = -0.3M_s^{\max} = -7.02\text{KN.m}$
- En travées : $M_s^t = 0.85M_s^{\max} = 19.89\text{KN.m}$

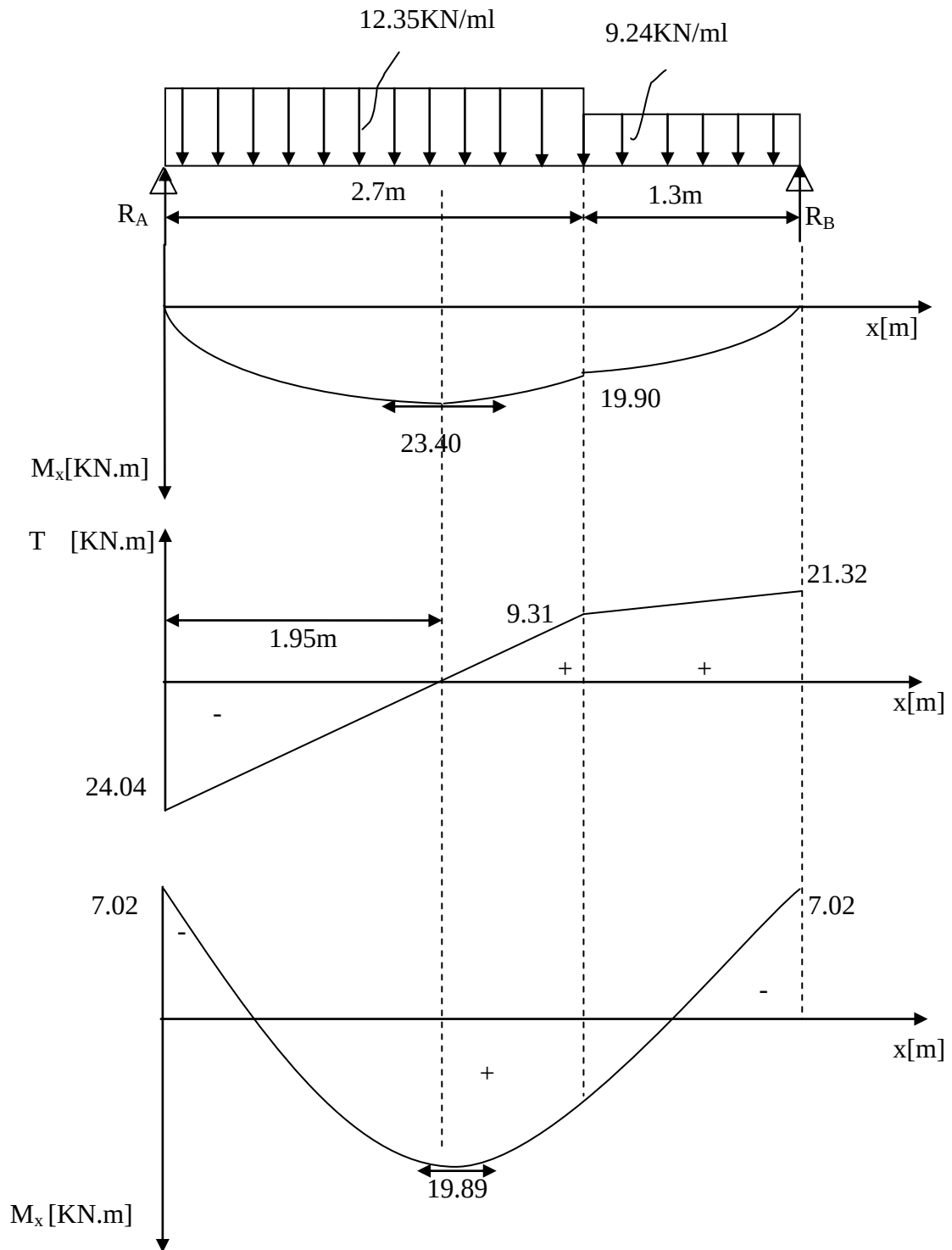


Fig.III.3.6 : Diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS

III .3.7) Vérification à l'ELS :**➤ Ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'emmarchement.

a-Armatures longitudinales :**• Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{7020}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.0193$$

$$\mu_a = 0.0193 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.0193 \longrightarrow \beta_1 = 0.813$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7020}{0.813 \times 16 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2$$

$$. A_{sa} < 3.92 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• En travée :

$$\mu_{1t} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{19890}{100 \cdot 16^2 \cdot 14.2} = 0.0547$$

$$\mu_{1t} = 0.0547 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1t} = 0.0547 \longrightarrow \beta = 0.752$$

$$A_{st} = \frac{19890}{0.752 \times 16 \times 348} = 4.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < 5.65 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

b-Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 23.40 = 19.89 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• En travées : $A_{st} = 7.9 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.9}{100 \times 16} = 0.494$$

$$\rho_1 = 0.494 \Rightarrow \beta_1 = 0.894, \alpha_1 = 0.318 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.494}{15(1 - 0.494)} = 0.031$$

$$\alpha_1 = 0.318 \Rightarrow K = 0.031$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{19.89 \times 10^6}{790 \times 0.894 \times 160} = 176.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.031 \times 176.01 = 5.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :** $A_a = 3.92 \text{ cm}^2$

$$M_a = 0,3 M_z^{\max} = 7.02 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 16} = 0.245$$

$$\rho_1 = 0.245 \Rightarrow \beta_1 = 0.921 \text{ et } \alpha_1 = 0.237 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.237}{15(1 - 0.237)} = 0.021$$

$$\alpha_1 = 0.237 \Rightarrow K = 0.021$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{7020 \times 10^3}{392 \times 0.921 \times 160} = 121.52 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,021 \times 121.52 = 2.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c-Vérification de la flèche :

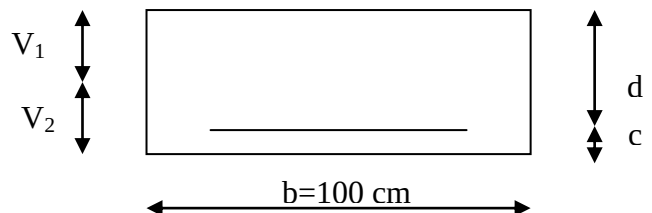
Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{4.00} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.18}{4.00} = 0.045 < \frac{19.89}{10 \times 22.36} = 0.085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 16} = 0.00353 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10 E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,



E : Module de la déformation instantanée.

$$f_v = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \quad \text{ou} \quad E_v = 3700\sqrt{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t.d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 7.9 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 7.9} = 9.43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.43 = 8.57 \text{ cm}$$

D'où:

$$I_0 = \frac{100}{3} \left(9.43^3 + 8.57^3 \right) + 15 \times 7.9 (8.57 - 2)^2$$

$$I_0 = 54047.86 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{7.9}{100 \times 16} = 0.0049$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0.02.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.0049} = 1.71$$

$$\mu = \left\{ 1 - \frac{1.75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0049 \times 384 + 2.1} \right\} = 0.588$$

$$I_{fi} = 59281.84 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{19.89 \times 10^6 \times 4000^2}{10 \times 10818.87 \times 59281.84 \times 10^4} = 4.96 \text{ mm.}$$

Donc $f < \bar{f} = 8 \text{ mm}$ condition vérifiée.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :** BAEL 91, Art A.5.34

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

Remarque : On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.

III-4) Calcul du balcon :**III-4-1) pré dimensionnement**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suit à la dalle du plancher ;
le balcon travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, l'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

Avec $e_p \geq \frac{L}{10}$

L : La largeur de la console

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

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

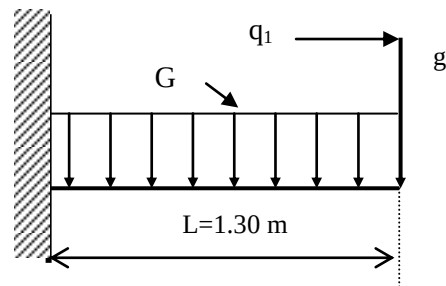


Fig. III.4.1 Schéma statique du balcon

III-4-2) Calcul des efforts :**Charges et surcharges revenant à la dalle :****• Charges permanentes :**

Revêtement en carrelage (2cm)	0,40 KN/m ²
Mortier de pose : (3cm)	0,54 KN/m ²
Pois propre de la dalle : (15cm)	3,75 KN/m ²
Enduit en ciment : (2cm)	0,20 KN/m ²
Couche de sable : (3cm)	<u>0,66 KN/m²</u>

Charges revenant a la dalle pleine (Balcon): $G = 5,55 \text{ KN}$

$G = 5,55 \text{ KN/m}^2$

• Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Charge horizontale due à la main courante : $q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

Charge de concentration due au poids du garde corps : $g = 0,9 + 2(0,36) = 1,62 \text{ KN/m}^2$.

III-4-3) Combinaisons des charges :**a) Combinaisons de charge à l'E L U :**

Pour la dalle : $q_u = (1,35G + 1,5Q) . 1\text{m}$

$$q_u = 12,74 \text{ KN/m}$$

Main courante : $C_u = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/m}$

Garde du corps : $g_u = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ KN/m}$

b) Combinaison de charge à l'ELS :

La dalle : $q_s = Q + G$

$$q_s = 9,05 \text{ KN/m}$$

Main courante : $C_s = 1 \text{ KN/m}$

Garde du corps : $g_s = 1,62 \text{ KN/m}$

III-4-4) Ferrailage

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



Soit e : l'excentricité de l'effort normal par rapport au **CDG** de la section considérée.

1-Calcul à l'ELU :

$$N_u = q_{u1} = 1,5 \text{ KN/ml (effort de compression)}$$

• Le moment total aura pour valeur :

$$M_u = q_u \cdot l^2 / 2 + g \times l + C_u \times H$$

$$M_u = 12,74 \times (1,3)^2 / 2 + 2,187 \times 1,35 + 1,5 \times 1 = 15,22 \text{ KN ml.}$$

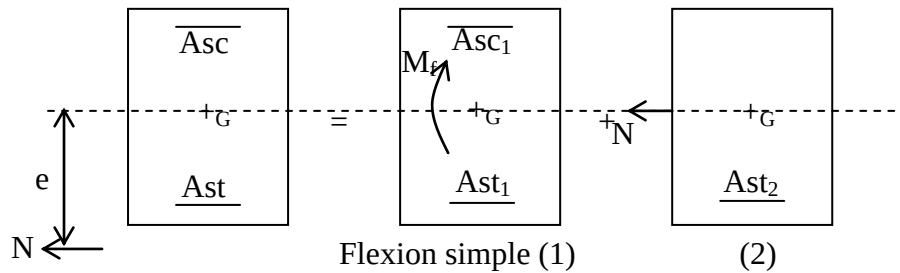
• Détermination du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{15,22}{1,5} = 10,15 \text{ m}$$

$$h/2 - c = 15/2 - 3 = 0,045 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_u > h/2 - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal est de traction, d'où la section est partiellement comprimée (**SPC**).



Avec : $Asc_1 = Asc$.

• Calcul des armatures en flexion simple :

-Moment fictif :

$$M_f = N_u \left(e_u - \frac{h}{2} + c \right)$$

$$M_f = 1,5 (10,15 - (0,5 \times 0,15) + 0,03) = 15,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15,06 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,074$$

$$\mu_b = 0,074 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA d'où } Asc=0$$

$$\mu_b = 0,074 \Rightarrow \beta = 0,962$$

-Les armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta x d \sigma_{st}}$

$$A_f = \frac{15,06 \times 10^3}{0,962 \times 12 \times 348} = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 3,75 \text{ cm}^2$$

• Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_s = 3,75 - \frac{1,5 \times 10}{348} = 3,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 5HA 12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 5HA10 = 3,94 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec: } S_t = 20 \text{ cm}$$

III-4-5) Vérification à l' ELU :**a) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91-Art.A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{348}$$

$$A_{\min} = 1,66 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,66 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Espacement des barres (B.A.E.L.91-Art-5.1.42) :

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Armatures principales } S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > S_t = 20\text{cm} \\ \text{- Armatures de répartition } S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > S_t = 20\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'ancrage :

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,3 \text{ cm} > e = 20 \text{ cm}$$

On prévoit des crochets.

$$L_r = 0,4 L_s = 16,9 \text{ cm on adopte } L_r = 17\text{cm}$$

d) Vérification au cisaillement (B.A.E.L.-Art-5.1.211) :

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où :

$$V_u = q_u \times l + g_u = 12,74 \times 1,35 + 2,187 = 19,39 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} ; V_u = 19,39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{19,39 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,161 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{u \text{ adm}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i$$

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

$$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{19,39 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 0,95 \text{ MPa}$$

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

f) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$N_s = 1 \text{ KN}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + G_1 \times l + C_s \times H$$

$$M_s = \left(\frac{9,05 \cdot 1,3^2}{2} + 1,3 \times 1,62 + 1 \right) \times 1 = 10,75 \text{ KN.m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{10,75}{1} = 10,75 \text{ m.}$$

e_s est le centre de pression qui se trouve à l'extérieur de la section .

$$c = e_s - \frac{h}{2} = 10,75 - 0,15/2 = 10,68 \text{ m}$$

Avec : c : la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

• Vérification des contraintes dans le béton

Il n'est pas nécessaire de faire des vérifications des contraintes à l'ELS dans le béton si l'inégalité suivante est vérifiée.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{On a : } \mu_s = \frac{M_s}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{10,75 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 201,63} = 0,0037 \rightarrow \alpha = 0,297 \rightarrow \beta = 0,901$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15,22}{10,75} = 1,4$$

$$\alpha = 0,297 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{B_1 d A} = \frac{10,75 \times 10^3}{0,901 \times 12 \times 5,65} = 175,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 175,79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification de la flèche :

Pour une console uniformément chargée, on doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s \times l^2}{4 E v \times I_{f_v}}$$

Avec l : la portée de la console

E_v : Module de déformation différée du béton à l'application d'une charge permanente

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047$$

$$\rho = 0,0047 \rightarrow \beta_1 = 0,963$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{10,75 \times 10^3}{0,963 \times 12 \times 5,65} = 164,64 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0047 \times 164,64 + 2,1} \right] = 0,29$$

$$\lambda_i = 0,05 \cdot \frac{f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{b_0}{b} \right)} \Rightarrow \lambda_i = 9,887$$

$$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i = 3,955$$

-Position de **C.D.G** :

La position de **C.D.G** est déterminée, en prenant les moments statique par rapport à l'arrête supérieure.

$$V_1 = \frac{b \frac{h^2}{2} + n \cdot A_s (h - d)}{b \cdot h + n \cdot A_s}$$

$$V_1 = \frac{100 \times \frac{15^2}{2}}{100 \times 15 + 15 \times 5,65} = 7,09 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 7,91 \text{ cm}$$

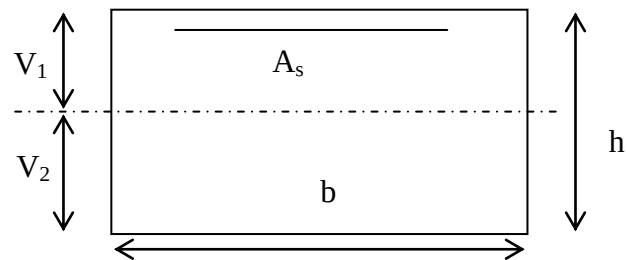
$$I_0 = \frac{b}{2} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_s (V_1 - c)^2$$

$$I_0 = 43983,43 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{10,75 \times (1,3)^2}{4 \times 10818,815 \times 22535,11} = 0,18 \text{ cm}$$

$$\bar{f}_v = \frac{1}{250} = 0,52 \text{ cm}$$

$$f_v = 0,18 \text{ cm} < \bar{f}_v \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$



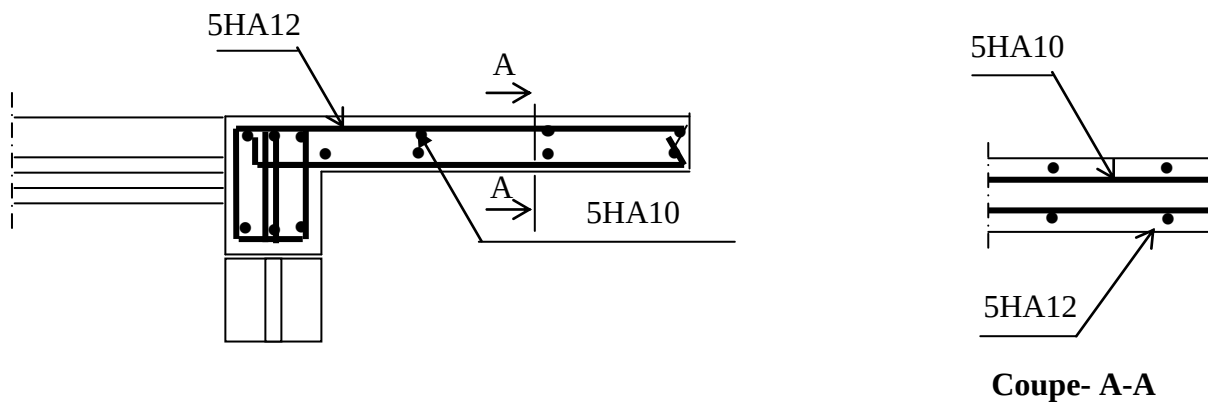


Fig.III.4.2 Ferrailage du balcon

III.5 ETUDE DE L'ASCENSEUR :

L'ouvrage est muni d'une seule cage d'ascenseur en béton armé, avec une vitesse d'entraînement $V=1$ m/s et une dalle pleine de surface égale à $2,48\text{m}^2$ ($1,55 \times 1,60$), reposant sur 4 appuis.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à une charge localisée au centre du panneau estimée à 9 tonnes, transmise par le système de levage de l'ascenseur et de la cabine chargée.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant les deux sens.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

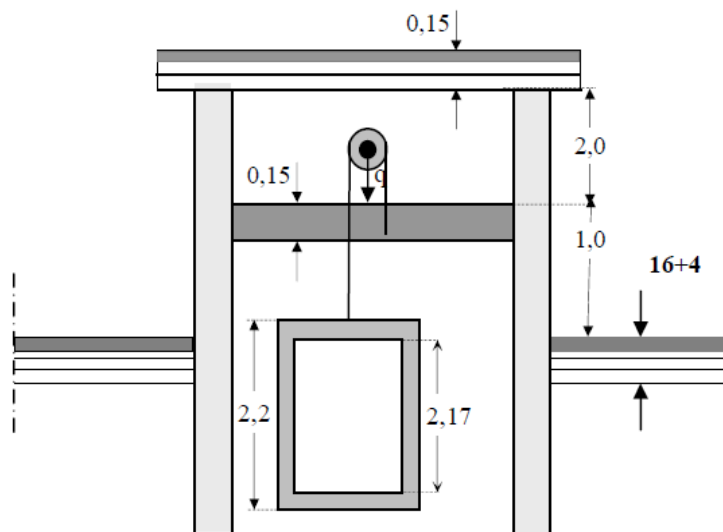


Fig III- 5-1 : Cage d'ascenseur.

III.5.1 Calcule de la dalle pleine:

$LX = 1,55$ m ; $LY = 1,60$ m ; $S = 2.48$ m²

a) Epaisseur de la dalle :

On a :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,55}{1,60} = 0,96 ; \quad 0,4 < \rho = 0,86 < 1$$

Donc, la dalle travaille dans les deux sens. Son épaisseur est déterminée à partir de la condition suivante :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{l_x}{30}$

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{146}{30} = 4,87 \text{ cm}$$

NB :

Le RPA99 version 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur :

$h_t = 15 \text{ cm}$.

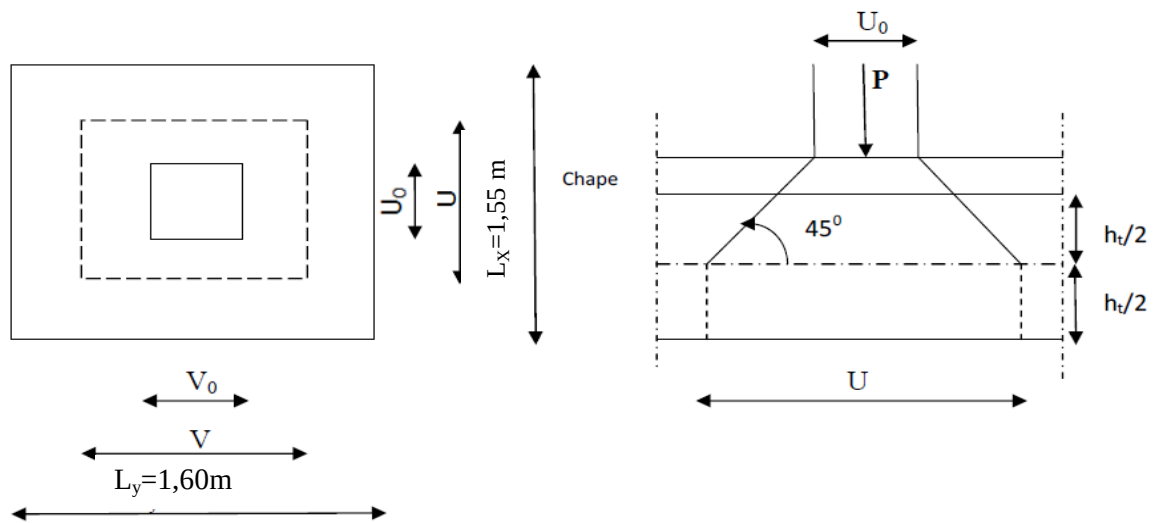
b) Calcul de U et V (dimensions du rectangle de diffusion) :

Fig III-5-2 Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

$$\begin{cases} U = U_0 + e.K + h_0 \\ V = V_0 + e.K + h_0 \end{cases}$$

Avec :

e : Epaisseur du revêtement (**e** = 4cm)

h : hauteur de la dalle (**h** = 15cm)

K: Revêtement aussi solide que le béton (**K** = 2).

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$ (côté du rectangle dans le quelle **q** est concentrée).

$$\begin{cases} U = 80 + (5 \times 2) + 15 = 105 \text{ cm.} \\ V = 80 + (5 \times 2) + 15 = 105 \text{ cm.} \end{cases}$$

c) Calcul des efforts :

➤ Les moments M_x , M_y dû au système de levage :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) q$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

Après l'interpolation

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = \frac{155}{160} = 0,96 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{105}{155} = 0,67 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{105}{160} = 0,65 \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,072 \text{ et } M_2 = 0,057$$

A l'ELU: $M_{x1} = q M_1$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec :

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

$$M_{x1} = 121,5 \times 0,072 = 8,748 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 121,5 \times 0,057 = 6,935 \text{ KNm}$$

d) Les moments dûs aux poids propre de la dalle pleine (M_{x2} et M_{y2}):

$$\mu_x = 0,0401$$

$$\mu_y = 0,911$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$\text{Poids de la dalle: } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0401 \times 6,563 \times (1,55)^2 = 0,632 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,911 \times 0,632 = 0,576 \text{ KN.m} \end{cases}$$

e) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,748 + 0,632 = 9,38 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,935 + 0,576 = 7,51 \text{ KN.m}$$

III.5.2 Ferrailage:

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire :

• **Aux appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 9,38 = 2,814 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,814 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,732$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,814 \cdot 10^3}{0,732 \times 13 \times 348} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec : St = 25 cm

➤ **Dans le sens de la petite portée X-X :**

• **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9,38 = 7,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,97 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,033 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7,97 \cdot 10^3}{0,983 \times 13 \times 348} = 1,79 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec : St = 25 cm

➤ Dans le sens de la grande portée Y-Y :

• En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7,51 = 6,38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,38 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,38 \cdot 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

III.5.3 Vérification à L'ELU:

a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

$$\rho_x = \frac{A_{St}}{b \times h_t} \geq \rho_0 \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2}$$

$$A_{ST} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} (3 - \frac{l_x}{l_y})$$

ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction : $\rho_0 = 0,80 \text{ ‰}$

$$A_{ST} \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} (3 - \frac{155}{160}) = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST} = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 1,14 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm.

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}) \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm.

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$q_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à l'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420\text{cm}=4,20\text{m}$$

$$Q = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{15 \times 10^3}{1,5} = 283,5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN} < Q = 283,5 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

on a $U = V$, alors :

$$\text{➤ Au milieu de } U : \tau_{\max} = V_u = \frac{P}{2V + U} = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57t$$

$$\text{Avec : } P = 1,35 G = 121,5 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Au milieu de } V : \tau_{\max} = V_u = \frac{P}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57t$$

$$= \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) ;$$

$$\bar{\tau} = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa (La fissuration est peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,297 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

II.5-4 Vérification à l'ELS :

➤ Moments engendrés par le système de levage :

$$M_1 = 0,072; M_2 = 0,057$$

$$M_{X1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{Y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{X1} = 90(0,072 + 0,2 \times 0,057) = 7,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y1} = 90(0,057 + 0,2 \times 0,072) = 6,43 \text{ KN.m}$$

➤ Moment engendré par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,15) + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\rho = 0,96 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0475 \\ \mu_y = 0,939 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0475 \times 4,75 \times (1,55)^2 = 0,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x1} = 0,939 \times 0,54 = 0,50 \text{ KN.m.}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,5 + 0,54 = 8,04 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,43 + 0,50 = 6,93 \text{ KN.m.}$$

➤ **Correction des moments :** Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.

$$\text{- Sens x-x : } \begin{cases} M_x^a = 0,3M_x \\ M_x^t = 0,85M_x \end{cases}$$

$$\text{- Sens y-y : } \begin{cases} M_y^a = 0,3M_y \\ M_y^t = 0,85M_y \end{cases}$$

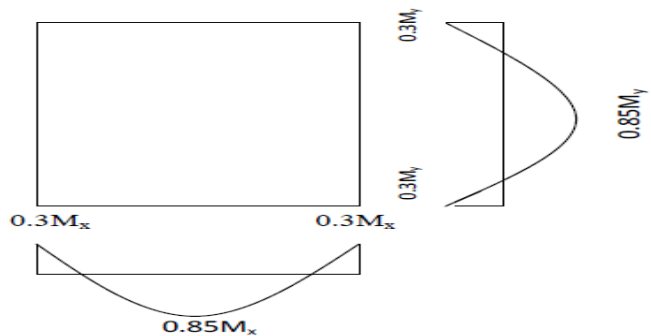


Fig III-5-3 : correction des moments aux appuis et en travée

a) Ferrailage :

• **Aux appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 8,04 = 2,41 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,41 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,01 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,825$$

$$A_u = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,41 \cdot 10^3}{0,825 \times 13 \times 348} = 0,64 \text{ cm}^2$$

➤ **Dans le sens de la petite portée X-X :**

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 8,04 = 6,83 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,83 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0265 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,795$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,83 \cdot 10^3}{0,795 \times 13 \times 348} = 1,89 \text{ cm}^2$$

Conclusion : les armatures trouvées a E.L.S sont inferieurs a celle adoptées a E.L.U donc Les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes.

➤ **Dans le sens de la grande portée Y-Y :**

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 6,43 = 5,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,46 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,022 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,803$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5,46 \cdot 10^3}{0,803 \times 13 \times 348} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Conclusion : les armatures trouvées a E.L.S sont inferieurs a celle adoptées a E.L.U donc Les armatures adoptées à l'E.L.U sont suffisantes.

b) Contrainte de compression dans le béton :

- **Aux appuis** $Ma = 2,814 \text{ KN.m}$.

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \quad \Rightarrow \quad k = 63,12 \text{ et } \beta = 0,936.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{2,41 \times 10^6}{0,936 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 98,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{98,54}{63,12} = 1,56 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens x-x**

- **En travée** $Mt = 7,97 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \quad \Rightarrow \quad k = 63,12 \text{ et } \beta = 0,936.$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d At} = \frac{7,97 \times 10^6}{0,936 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 325,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{325,86}{63,12} = 5,16 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y**

- **En travée** $Mt = 6,38 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \quad \Rightarrow \quad k = 63,12 \text{ et } \beta = 0,936.$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d A_t} = \frac{6,38 \times 10^6}{0,936 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 260,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{260,85}{63,12} = 4,13 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_{0s}} \quad ; \quad \text{b) } \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

-) h : Hauteur de la dalle.

-) M_{tx} : Moment en travée dans le sens (xx).

-) M_{0s} : Moment isostatique de référence dans la direction de l_x pour une largeur de bande de 1m.

-) A_x : Section d'armatures tendues par 1 m de largeur.

-) b : Largeur de la bande égale à 1m.

-) d : Hauteur utile de la bande.

$$\text{a) } \frac{h}{l_x} = \frac{15}{155} = 0,096 \geq \frac{M_{tx}}{20M_{0s}} = \frac{0,85 \times M_x}{20M_x} = \frac{0,85}{20} = 0,0425 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{b) } \frac{A_x}{bd} = \frac{2,01}{100 \times 13} = 0,0015 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

d) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire

Conclusion :

Les armatures calculées a l'ELU sont justifiées, qui sont récapitulées comme suit :

$$\text{Dans les deux sens (x-x et y-y)} \left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } \mathbf{4HA8} \text{ (2,01 cm}^2\text{).} \\ \text{Aux appuis : } \mathbf{4HA8} \text{ (2,01 cm}^2\text{).} \end{array} \right.$$

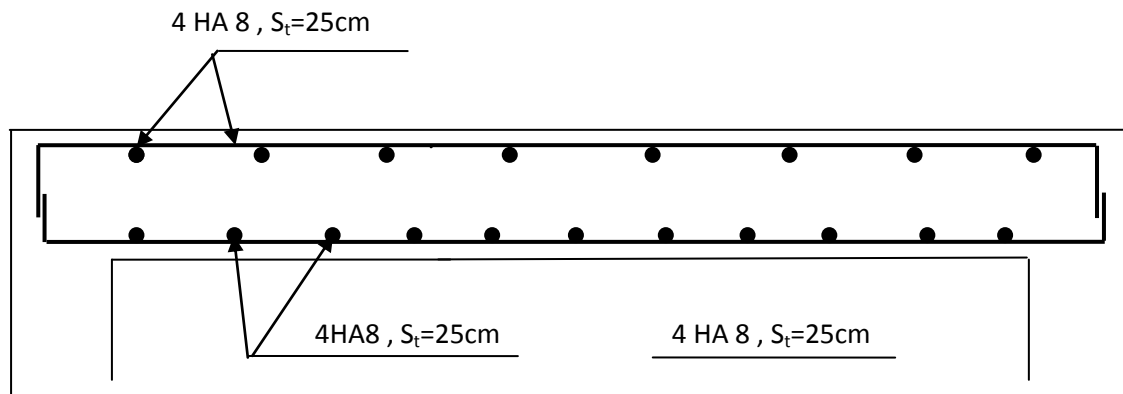


Fig III-5-4 : Ferrailage de la dalle de la salle machine.

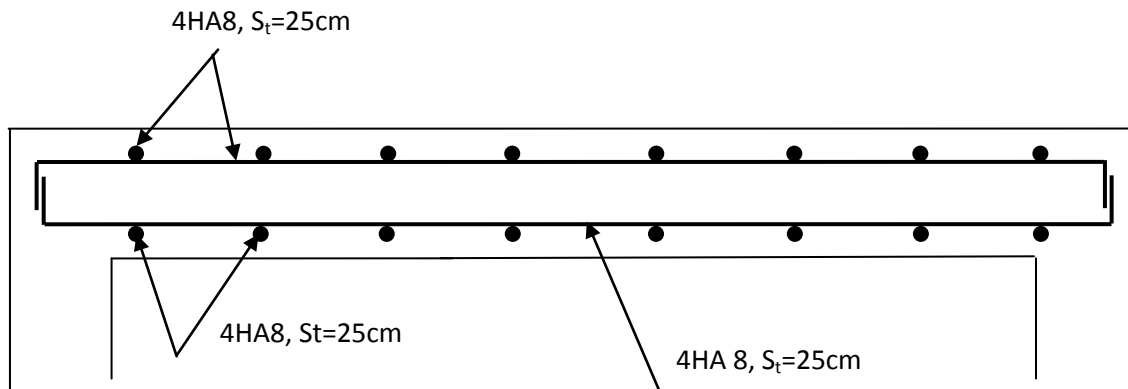


Fig III-5-5 : Ferrailage de la dalle de la salle machine.

IV-1) Présentation de logiciel ETABS :**Introduction :**

L'étude dynamique d'une structure est souvent très complexe et demande un calcul très long et fastidieux. En s'appuyant sur l'outil informatique et la méthode des éléments finis, la modélisation sur logiciel de calcul nous permet d'obtenir en un temps très court des résultats plus fiables et plus précis.

IV-1-1) Principes de la MEF:

La modélisation de la structure se fait par la méthode des éléments finis, qui est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure peut être considérée comme un assemblage d'éléments indépendants.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Cette fonction peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ».

Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds.

Enfin, la solution consiste à déterminer ces déformations. Puis, les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV-1-2) Description du logiciel 'ETABS' :

L'ETABS est un logiciel de conception, calcul et dimensionnement des structures d'ingénieries particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil ; Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques.

Le post processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille

Concrete : béton

Joints : nœuds

Uniformedloads : point d'application de la charge.

Frame : portique (cadre)**Define** : définir**Shell** : voile**Steel** : acier**Restraints** : degrés de liberté(D.D.L)**Frame section** : coffrage d'un élément linéaire**Loads** : charge**Column** : poteau**Materials** : matériaux**Beam** : poutre**IV-1-3) Manuel d'utilisation de L'ETABS :**

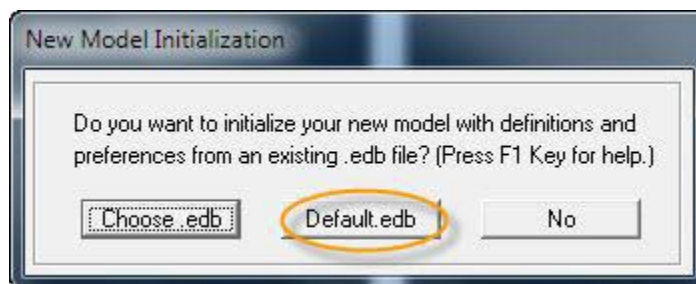
Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABS v 9.6
 Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône de l'ETABS

**IV-1-4) Etapes de modélisation :****a. Première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- **Choix des unités :**
- On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas de l'écran, on sélectionne « Kn-m » comme unités de base pour les

forces et les déplacements :



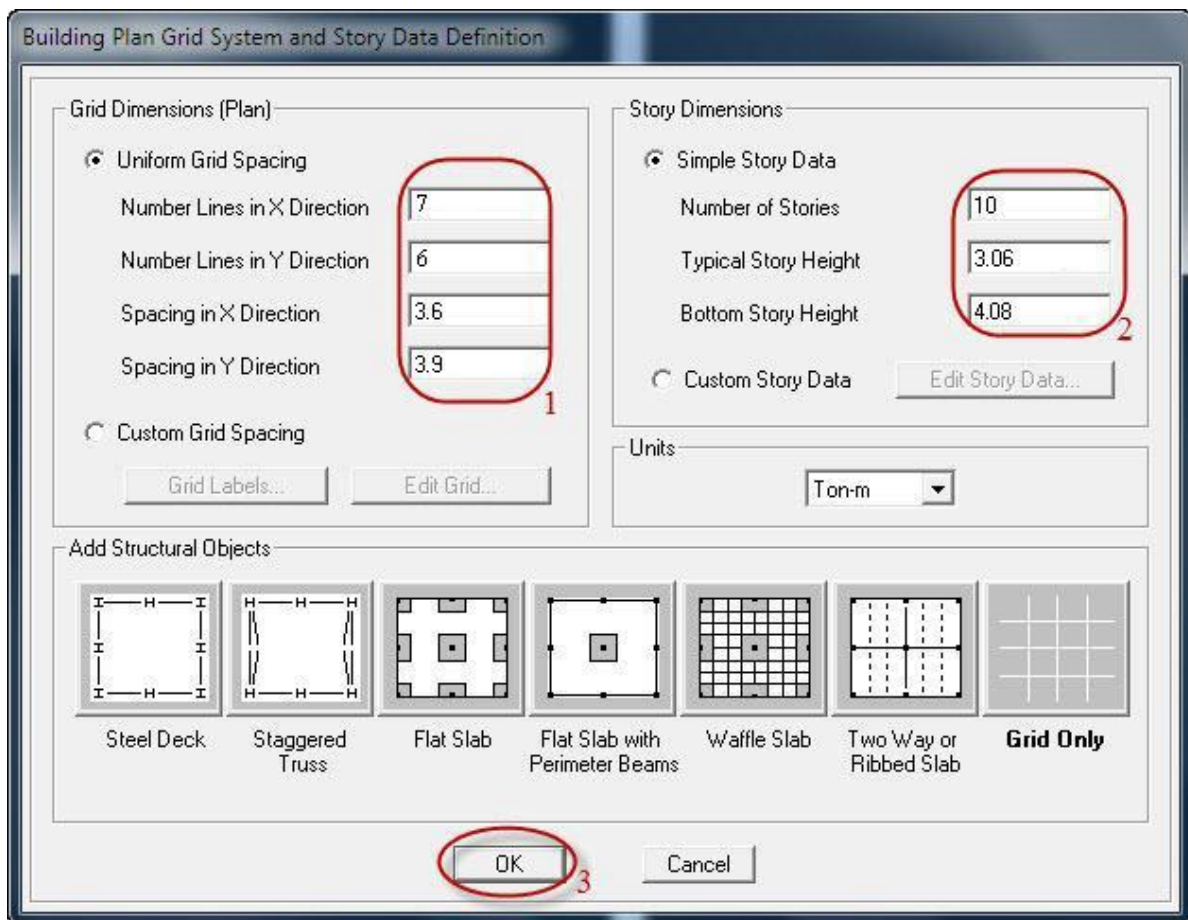
- **Géométrie de base :**

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.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages.



Après validation de l'exemple, on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

▪ **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de travées et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton droit de la souris.

On introduit les distances cumulées puis on clique sur « ok »

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
3	55	-0,075	Primary	Hide	Top	
4	87	-0,05	Primary	Hide	Top	
5	1	0	Primary	Show	Top	
6	60	0,15	Primary	Hide	Top	
7	99	0,175	Primary	Hide	Top	
8	F	0,2	Primary	Hide	Top	
9	118	0,4455	Primary	Hide	Top	
10	61	1,15	Primary	Hide	Top	
11	66	1,175	Primary	Hide	Top	
12	G	1,2	Primary	Hide	Top	

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
37	cc	0,1861	Primary	Hide	Left	
38	22	0,1982	Primary	Hide	Left	
39	ddd	0,2004	Primary	Hide	Left	
40	4	0,2127	Primary	Hide	Left	
41	60	0,2232	Primary	Hide	Left	
42	dd	0,2504	Primary	Hide	Left	
43	81	0,2509	Primary	Hide	Left	
44	5	0,2732	Primary	Hide	Left	
45	20	0,3009	Primary	Hide	Left	
46	87	0,4232	Primary	Hide	Left	

Units: Ton-m

Display Grids as: ☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1,25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	ETAGE9	3.06	32.64	Yes		No	0.
10	ETAGE 8	3.06	29.58	No		No	0.
9	ETAGE 7	3.06	26.52	No		No	0.
8	ETAGE6	3.06	32.64	Yes		No	0.
7	ETAGE5	3.06	29.58	No		No	0.
6	ETAGE4	3.06	26.52	No		No	0.
5	ETAGE3	3.06	23.46	No		No	0.
4	ETAGE2	3.06	20.4	No		No	0.
3	ETAGE1	3.06	17.34	No		No	0.
2	RDC	4.08	14.28	No		No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 0.87 Reset

Master Story: No Reset

Similar To: NONE Reset

Splice Point: No Reset

Splice Height: 0 Reset

Units: Change Units: Ton-m

OK Cancel

b. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste en la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

The 'Material Property Data' dialog box is shown with the following fields and values:

- Material Name:** CONC (circled with a red line and labeled 1)
- Type of Material:** Isotropic (selected with a radio button, circled with a red line and labeled 2)
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 0.25
 - Weight per unit Volume: 2.5
 - Modulus of Elasticity: 3279834.5
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 0.
 - Shear Modulus: 1366597.71
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'_c : 2812.2785
 - Bending Reinf. Yield Stress, f_y : 42184.178
 - Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} : 42184.178
 - ☐ Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty)
- Buttons:** OK (circled with a red line and labeled 4) and Cancel.

c. Troisième étape :

La troisième étape consiste en l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

The 'Define Frame Properties' dialog box is shown with the following fields and values:

- Properties:**
 - Type in property to find: LIGNE
 - Search results list: LIGNE (highlighted), P.CHAINAGE, POT30/30, POT35/35, POT40/40, POUTRELLE, PP, PS, W44X335
- Click to:**
 - Import I/Wide Flange (dropdown menu)
 - Add I/Wide Flange (dropdown menu)
 - Modify/Show Property...
 - Delete Property
- Buttons:** OK and Cancel.

▪ **Affectation des sections aux éléments des portiques :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en

 utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.

On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :

Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement selon la ligne visée.

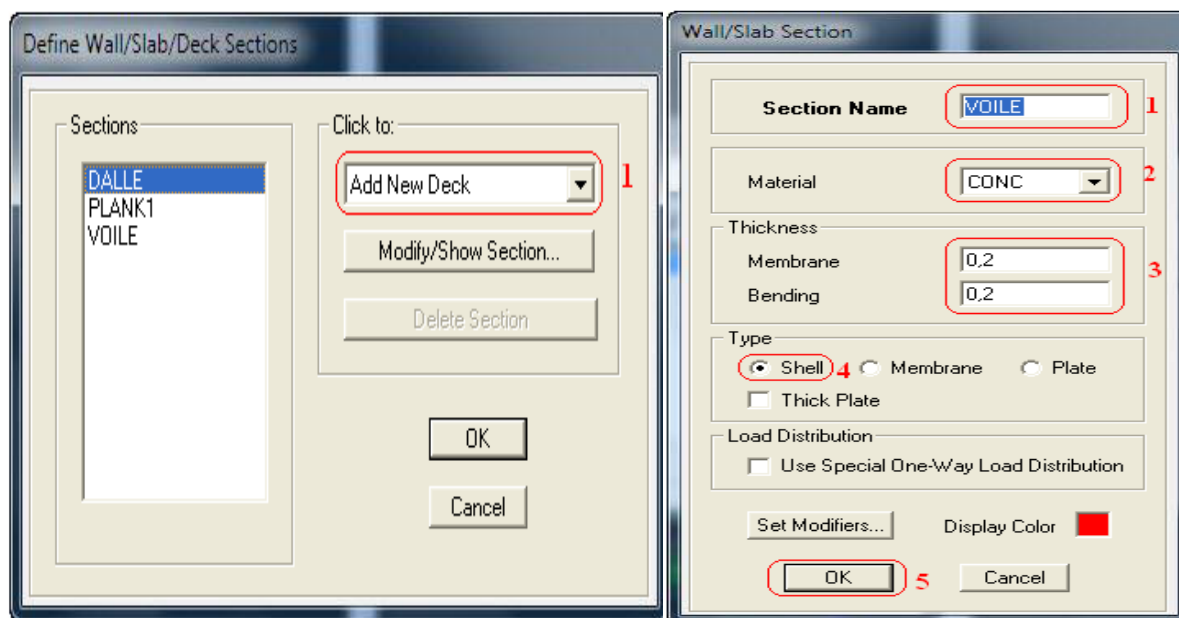
Pour les planchers en ceps creux on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit leur direction.

Voile :

On choisit le menu « **Define-Wall/slab/deck** » cliquer sur « Add New Wall » pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile et son épaisseur.

Pour ajouter des voiles :

Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.

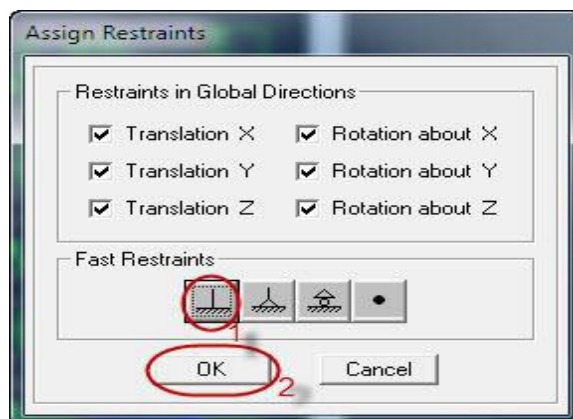


d. Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

- **Appuis :**

Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

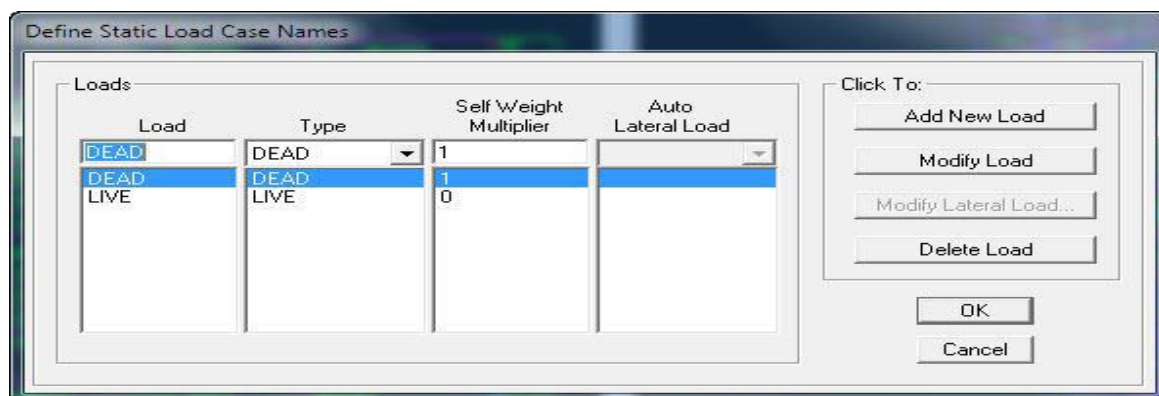


Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

e. Cinquième étape :

Avant de charger la structure, il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

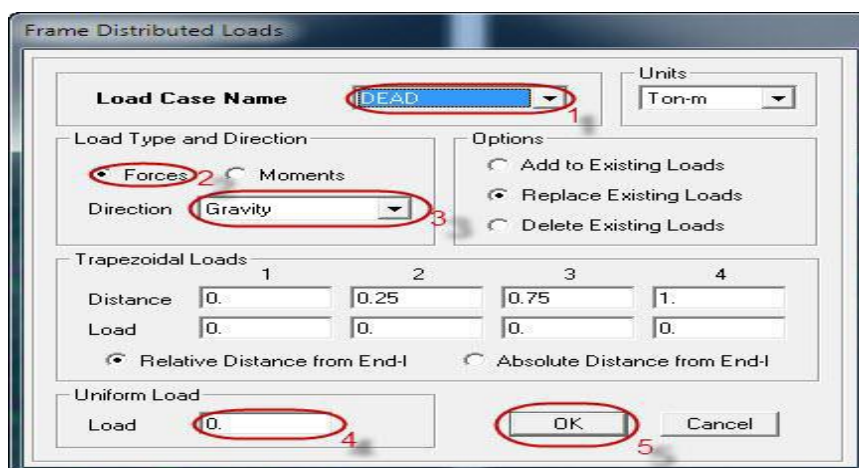
- **Charge statique (G et Q) :**
pour les définir on clique sur : « **Define/Load Cases** ».
- **Charges permanentes : Load Name** (Nom de la charge): **G**
Type : **DEAD** (permanente)
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**
- **Surcharges : Load Name** (Nom de la charge): **Q**
Type : **LIVE** (exploitation)
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



- **Chargement :**

Après sélection de l'élément à charger, on clique  sur qui se trouve sur la barre d'outils. Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées
- La valeur de la charge uniformément répartie



On charge seulement les poutrelles et les poutres secondaires, cette charge sera transmise aux poutres principales, ainsi de suite, aux poteaux et aux fondations.

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	5,92	1
Plancher étage courant à usage habitation	5,55	1,5
Plancher RDC à usage commercial	5,55	5

Tableau-VI-1 : Charges et surcharges introduites dans le logiciel ETABS

- **Charge sismique (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 maximale d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Les données à introduire dans le logiciel :

Zone : III (Zone à sismicité forte, voir Annexe 1 du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA)

Coeff. Comportement: $R = 5$ [Mixte portiques/voiles avec interaction (RPA 2003/ Tableau 4.3)].

Site : S3.

Facteur de qualité (Q): $Q = 1.05$

Coeff. D'amortissement : $\xi = 7\%$

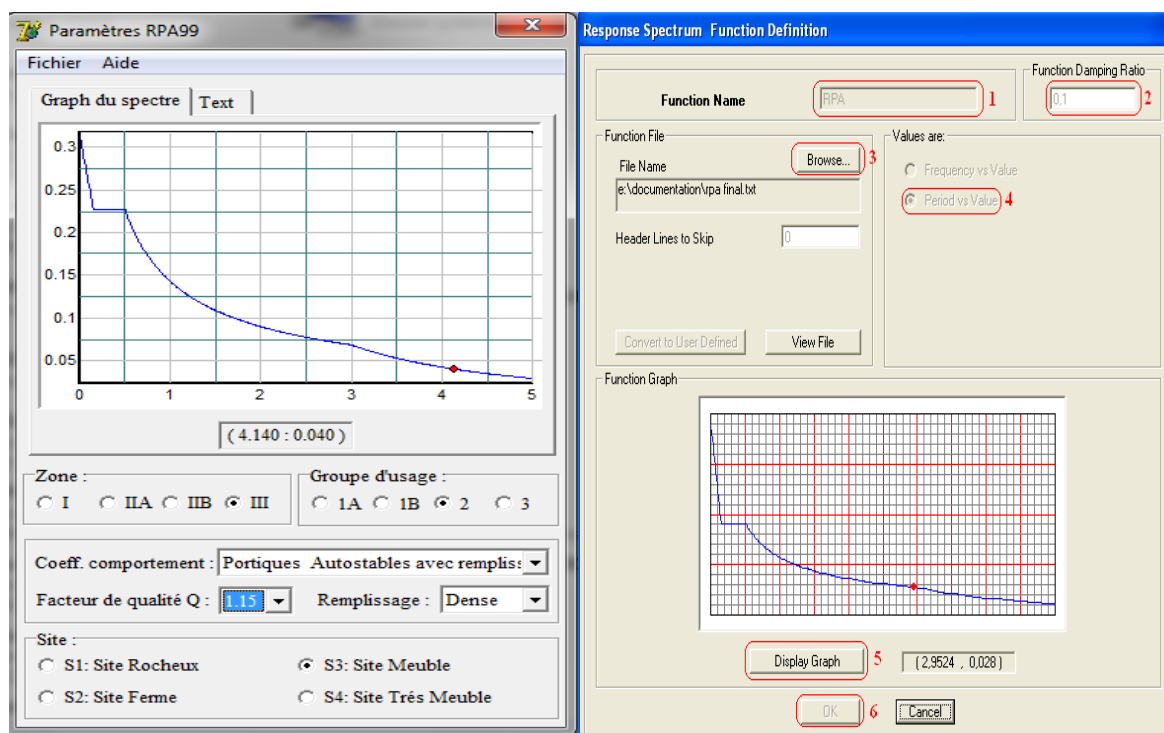
On démarre le logiciel en cliquant sur l'icône 

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur sauvegarde fichier format ETABS

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define/Response Spectrum Functions / Spectrum from file

Function Name (nom du spectre): **RPA.**



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste en la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define /Reponses spectrum cases/Add New Spectrum

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

6. Sixième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define/ Load combinassions

Dans la boîte de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1.35G+1.5Q) :

Choisir G dans la Case Name et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**

Choisir Q dans la Case Name et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**

Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de «**Define Load combinations**»

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec « Modify »

Combinaisons aux états limites :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : G+Q±E

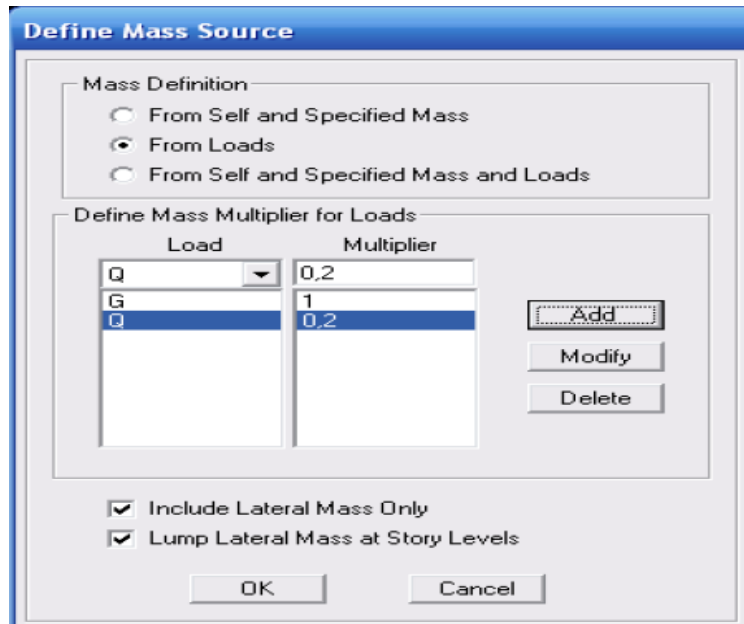
08GE : 0.8G±E

- **Mass- Source :**

Define → Mass source

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente, on donne la valeur de β suivant la nature de la structure, dans notre cas $\beta=0.2$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).



- **Diaphragme :**

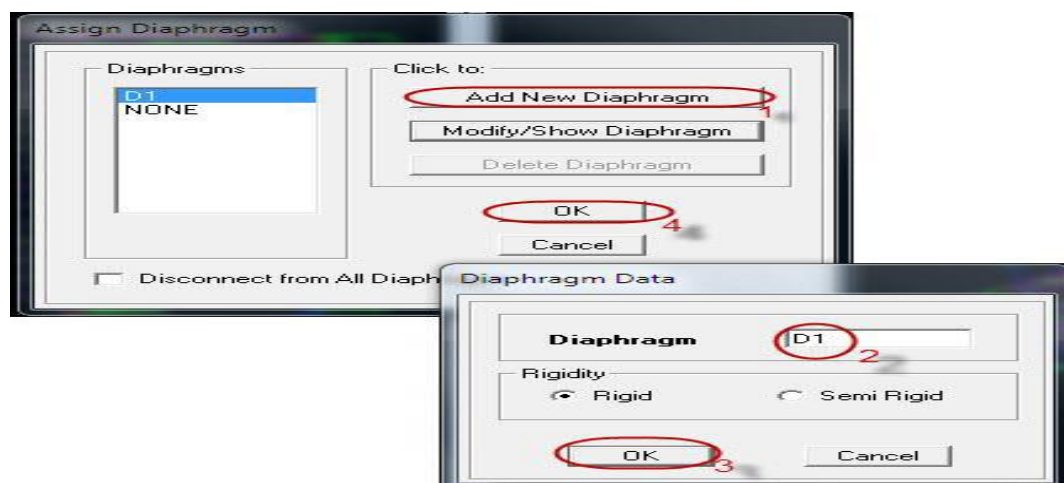
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :

Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y

Dans le menu déroulant : « **Assign/point-rigid diaphragm** »

On choisit Add « **NEW Diaphragm** », On va l'appeler D1 : étage 1, OK

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers.



7. Septième étape :

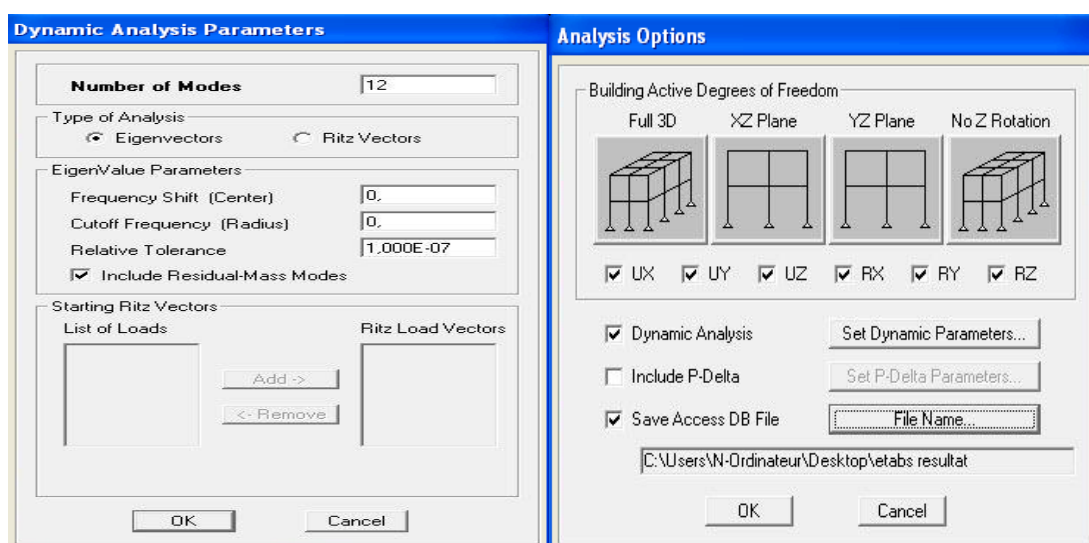
La septième étape consiste à démarrer l'exécution du programme d'analyse en spécifiant le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

Modes de vibration:

Analyze /Set analyz Options /Cocher Dynamic Analysis

Cliquer sur **Set Dynamic Parameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit « Number of Modes » et on valide avec « OK », valider une autre fois dans la fenêtre de « Analysis option ».



8. Huitièmes étape :

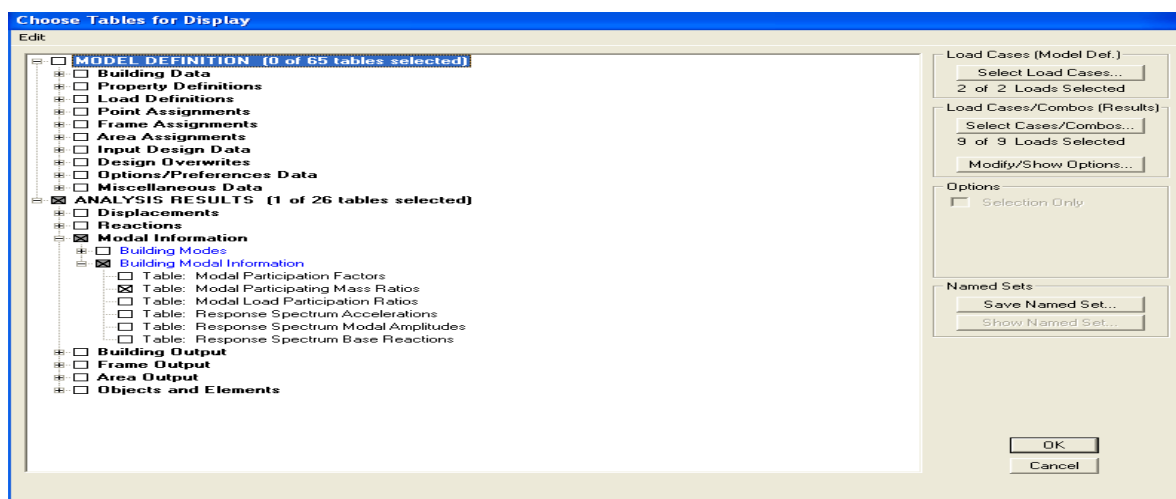
Exécution :

Analyze /Run (f5) ou on clique sur 

L'ETABS va demander un nom pour le fichier, c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : File /Save as.

V-6) Visualisation des résultats:

Dans la fenêtre display / show tables, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « Modal ».



Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par sunUX, sunUY

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,867107	67,8113	0,0020	0,0000	67,8113	0,0020	0,0000	0,0027
2	0,701607	0,0000	67,0474	0,0000	67,8113	67,0493	0,0000	98,0291
3	0,533991	5,1448	0,0323	0,0000	72,9562	67,0816	0,0000	0,0506
4	0,247792	11,1075	0,0006	0,0000	84,0636	67,0822	0,0000	0,0001
5	0,155458	0,0067	18,1760	0,0000	84,0703	85,2582	0,0000	1,5463
6	0,144669	1,3865	0,1948	0,0000	85,4568	85,4530	0,0000	0,0166
7	0,118682	3,4134	0,0038	0,0000	88,8702	85,4568	0,0000	0,0003
8	0,074295	2,5583	0,0047	0,0000	91,4285	85,4615	0,0000	0,0002
9	0,064943	0,0131	5,8135	0,0000	91,4417	91,2750	0,0000	0,2428
10	0,063464	0,0211	0,6970	0,0000	91,4628	91,9720	0,0000	0,0287
11	0,049374	1,8501	0,0010	0,0000	93,3129	91,9730	0,0000	0,0000
12	0,039262	0,4098	0,0743	0,0000	93,7227	92,0473	0,0000	0,0012

- **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**

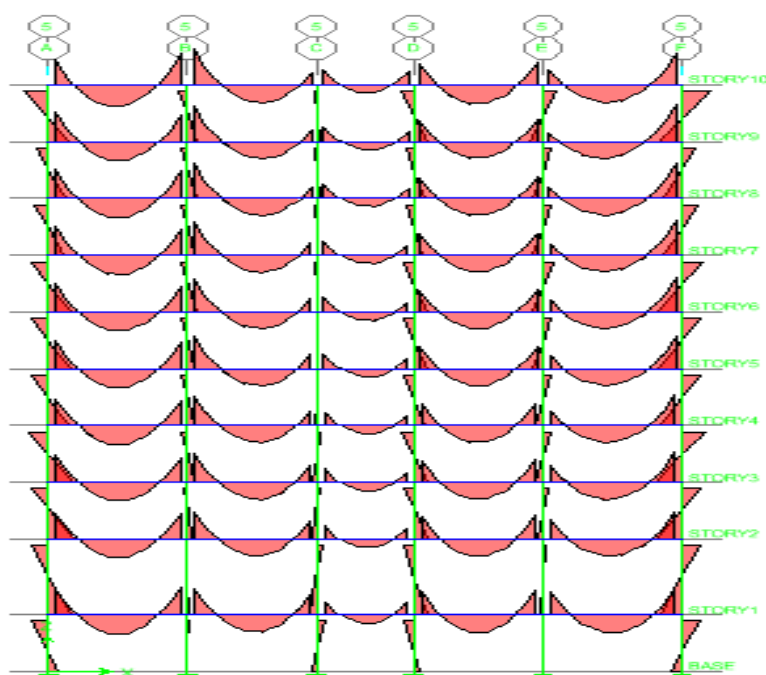


Fig . IV.1 : Diagramme des efforts internes.

- **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 **Frame Output**, on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres). On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

Beam Forces									
Edit View									
Beam Forces									
	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY1	B13	ELU	0,225	0,00	-128,77	0,00	-6,958	0,00
	STORY1	B13	ELU	0,600	0,00	-127,44	0,00	-6,958	0,00
	STORY1	B13	ELU	0,600	0,00	-65,16	0,00	-3,293	0,00
	STORY1	B13	ELU	0,900	0,00	-64,10	0,00	-3,293	0,00
	STORY1	B13	ELU	1,200	0,00	-63,03	0,00	-3,293	0,00
	STORY1	B13	ELU	1,200	0,00	-1,09	0,00	0,258	0,00
	STORY1	B13	ELU	1,500	0,00	-0,02	0,00	0,258	0,00
	STORY1	B13	ELU	1,800	0,00	1,04	0,00	0,258	0,00
	STORY1	B13	ELU	1,800	0,00	62,89	0,00	3,715	0,00
	STORY1	B13	ELU	2,100	0,00	63,96	0,00	3,715	0,00
	STORY1	B13	ELU	2,400	0,00	65,02	0,00	3,715	0,00
	STORY1	B13	ELU	2,400	0,00	127,01	0,00	7,063	0,00
	STORY1	B13	ELU	2,775	0,00	128,34	0,00	7,063	0,00
	STORY1	B13	ELS	0,225	0,00	-91,22	0,00	-4,939	0,00
	STORY1	B13	ELS	0,600	0,00	-90,24	0,00	-4,939	0,00
	STORY1	B13	ELS	0,600	0,00	-46,19	0,00	-2,335	0,00
	STORY1	B13	ELS	0,900	0,00	-45,40	0,00	-2,335	0,00
	STORY1	B13	ELS	1,200	0,00	-44,61	0,00	-2,335	0,00

- **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 **Wall Output**, on clique sur «**Wall forces** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

Pier Forces									
Edit View									
Pier Forces									
	Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY1	V5	ELU	Top	-2937,01	2,26	18,29	-0,200	-35,87
	STORY1	V5	ELU	Bottom	-3016,01	2,26	18,29	-0,200	20,08
	STORY1	V5	ELS	Top	-2138,28	1,64	12,97	-0,139	-25,41
	STORY1	V5	ELS	Bottom	-2196,81	1,64	12,97	-0,139	14,26
	STORY1	V5	GQEX MAX	Top	-2138,28	1,64	12,97	-0,139	-25,41
	STORY1	V5	GQEX MAX	Bottom	-2196,81	1,64	12,97	-0,139	14,26
	STORY1	V5	GQEX MIN	Top	-2138,28	1,64	12,97	-0,139	-25,41
	STORY1	V5	GQEX MIN	Bottom	-2196,81	1,64	12,97	-0,139	14,26
	STORY1	V5	GQEY MAX	Top	-2138,28	1,64	12,97	-0,139	-25,41
	STORY1	V5	GQEY MAX	Bottom	-2196,81	1,64	12,97	-0,139	14,26
	STORY1	V5	GQEY MIN	Top	-2138,28	1,64	12,97	-0,139	-25,41
	STORY1	V5	GQEY MIN	Bottom	-2196,81	1,64	12,97	-0,139	14,26
	STORY1	V5	08GEX MAX	Top	-1442,22	1,03	6,23	-0,043	-12,02
	STORY1	V5	08GEX MAX	Bottom	-1489,04	1,03	6,23	-0,043	7,041
	STORY1	V5	08GEX MIN	Top	-1442,22	1,03	6,23	-0,043	-12,02
	STORY1	V5	08GEX MIN	Bottom	-1489,04	1,03	6,23	-0,043	7,041
	STORY1	V5	08GEY MAX	Top	-1442,22	1,03	6,23	-0,043	-12,02
	STORY1	V5	08GEY MAX	Bottom	-1489,04	1,03	6,23	-0,043	7,041

▪ 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.

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	STORY10	D10	ELU	-0,0006	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY10	D10	ELS	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY10	D10	GQEX MAX	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY10	D10	GQEX MIN	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY10	D10	GQEY MAX	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY10	D10	GQEY MIN	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY10	D10	08GEX MAX	-0,0003	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY10	D10	08GEX MIN	-0,0003	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY10	D10	08GEY MAX	-0,0003	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY10	D10	08GEY MIN	-0,0003	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY9	D9	ELU	-0,0005	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY9	D9	ELS	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY9	D9	GQEX MAX	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY9	D9	GQEX MIN	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY9	D9	GQEY MAX	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY9	D9	GQEY MIN	-0,0004	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY9	D9	08GEX MAX	-0,0002	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001
	STORY9	D9	08GEX MIN	-0,0002	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0001

▪ Effort tranchant et moment sismique à la base :

Pour extraire les efforts à la base (fondations), on clique sur **show tables** et on coche « **Reactions** », ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX et EY** ».

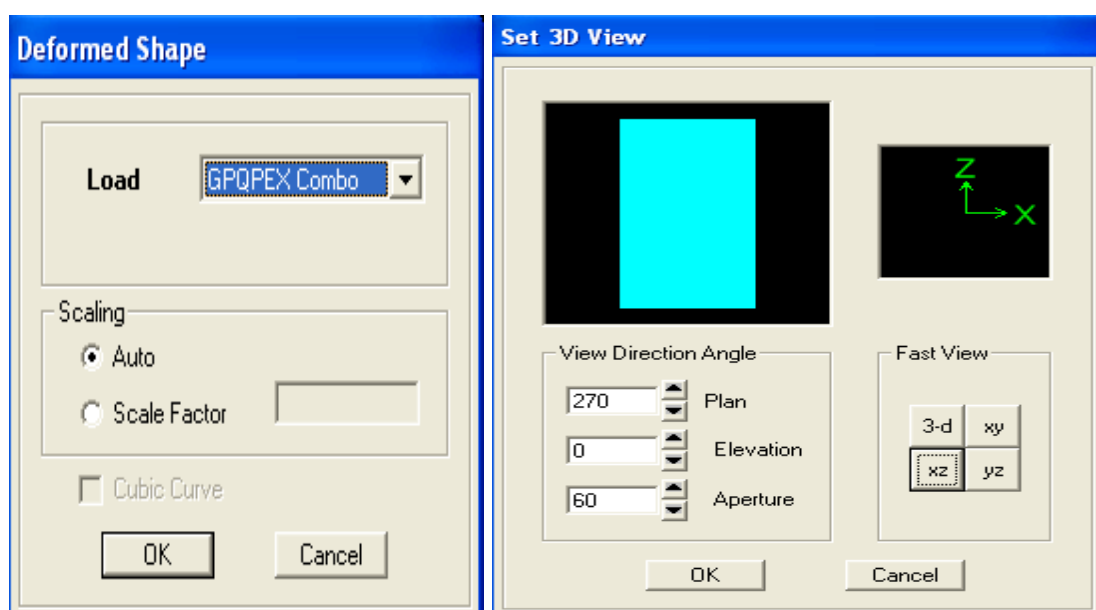
	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
▶	BASE	1	EX	18,46	4,42	8,50	9,847	38,323	0,761
	BASE	1	EY	2,60	11,65	9,34	23,233	3,239	0,055
	BASE	2	EX	71,33	322,59	1356,03	85,285	50,404	0,761
	BASE	2	EY	16,73	279,26	1965,35	78,517	5,494	0,055
	BASE	3	EX	55,85	6,50	1396,61	2,808	40,293	0,761
	BASE	3	EY	10,68	53,10	847,03	29,738	4,330	0,055
	BASE	4	EX	55,35	11,39	1438,51	5,205	40,131	0,761
	BASE	4	EY	7,79	51,85	901,01	29,451	3,232	0,055
	BASE	5	EX	72,52	347,13	1250,31	92,117	50,789	0,761
	BASE	5	EY	21,47	279,05	1886,94	78,541	7,766	0,055
	BASE	6	EX	18,35	4,98	8,06	11,042	38,219	0,761
	BASE	6	EY	2,01	12,22	9,50	24,262	2,134	0,055
	BASE	7	EX	743,10	5,63	994,91	12,735	183,524	0,761
	BASE	7	EY	179,03	16,78	249,35	33,293	42,399	0,055
	BASE	8	EX	9,41	490,57	598,48	134,983	3,866	0,761
	BASE	8	EY	2,41	255,04	2056,26	74,207	2,308	0,055
	BASE	9	EX	6,21	490,68	283,63	135,142	9,114	0,761
	BASE	9	EY	1,28	254,48	1840,48	72,384	1,320	0,055

▪ 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** (puis **EY**).

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



▪ Remarque

En désélectionnant la case **Walls** nous aurons l'effort repris par les portiques, et en désélectionnant la case **Beames** et **Columns**, nous aurons l'effort repris par les voiles.

Les résultats choisis avec **Set Option** dans le menu **Analyze** se retrouve dans un fichier « **out** », généré par l'analyse.

Ce fichier peut être édité, imprimé et ouvert dans un environnement texte Word ou bloc note de Windows ; pour le faire :

Fermer L'etabs sans arrêter l'analyse

Chercher le fichier **Out** avec l'outil de rechercher de Windows.

IV.2) Vérification de la structure selon le RPA 99 version 2003 :

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel dévastateur qui use par des ondes destructives les ouvrages et constructions.

Le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions, de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Vu que la **méthode dynamique modale spectrale** est applicable dans tous les cas, nous allons effectuer l'étude par celle-ci avec utilisation du logiciel ETABS 9.6.0.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	12,1671	-1,0549
End Point	-11,7451	-1,0549

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0,211	-1,0549	0,	180,

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	220,4902	13,2097	-1892,9395	220,4902	13,2097	2030,1815
Moment	13611,4268	-7757,898	1458,9473	-13945,133	19593,073	1458,9474

Close Refresh

1) Régularité de la structure:

a) Régularité géométrique en plan :

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. La Régularité géométrique en plan est satisfaite. **Condition vérifiée.**

b) Excentricités : l'article (4.3.7 du RPA99/2003)

$$e_x = |X_{CR} - X_{CM}| \leq 5\% L_x = 0,98 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| \leq 5\% L_y = 1,125 \text{ m}$$

planchers	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y
Plancher 1	14,092	11,16	13,922	10,478	0,17	0,682
Plancher 2	14,091	11,229	13,92	10,619	0,171	0,61
Plancher 3	14,086	11,222	13,925	10,852	0,161	0,37
Plancher 4	14,086	11,224	13,93	10,879	0,156	0,345
Plancher 5	14,086	11,225	13,935	11,488	0,151	0,263
Plancher 6	14,086	11,225	13,939	11,841	0,147	0,616
Plancher 7	14,086	11,227	13,942	12,06	0,144	0,833
Plancher 8	14,086	11,228	13,945	12,2	0,141	0,972
Plancher 9	14,086	11,228	13,947	12,303	0,139	1,075
Plancher 10	14,068	11,227	13,948	12,309	0,12	1,082

Tableau IV.1 : excentricité de la structure

Conclusion : la condition d'excentricité est vérifiée

c) Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'éléments porteurs verticaux discontinus, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.

- Notre système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs discontinus.
- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.
- Décrochement en élévation :

Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

Conclusion : Les 3 conditions sont vérifiées $\Rightarrow$ bâtiment régulier en élévation.

d) Vérification de la période :

La formule empirique utilisée pour estimer la période fondamentale de la structure est la

suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 —→ du RPA2003.... [1] $C_T=0.05$.

Remarque

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% .

$$T = 0,05 \times 32,22^{3/4} = 0,68 \text{ sec}$$

D'où : $T = 1,3 \times 0,68 = 0,884 \geq T_{\text{etabs}} = 0,86 \text{ [s]} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$.

2) Calcul de la force sismique totale (RPA 99. Art 4.2.3)

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux sens, avec la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure.

W : poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

a) Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient A est donné par le tableau 4-1-RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

A=0,25 (groupe d'usage 2, zone III)

b) Coefficient de comportement global de la structure (R)

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA 2003)..... [1]

Dans notre cas, le système de contreventement est Mixte portiques/voiles avec interaction.

R=5

c) Facteur d'amplification dynamique de la structure «D»

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta \left(T_2/3,0\right)^{\frac{2}{3}} \left(3,0/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

$T = 0.68 \text{ s}$.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (**RPA 99 ver 2003**)..... [1]

Site 3 $\longrightarrow T_2 = 0,5 \text{ [s]}$ (Site meuble)

$$T_2 \leq T \leq 3S \longrightarrow D = 2,5 \eta \left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie $\Rightarrow \xi = 10\%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

$D = 1,55$

Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$Q = 1 + \sum P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

➤ Conditions minimales sur les files de contreventement

- **système de portiques** : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

- **système de voiles** : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité..

Sens x-x : condition non vérifiée.

Sens yy : condition non vérifiée.

➤ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Suivant x-x : **Condition vérifiée.**

Suivant y-y : **Condition vérifiée.**

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux et Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003

Sens x-x :

Critère q	observé	p _q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2- régularité en plan	Oui	0.00
3- régularité en élévation	non	0.05
4- Redondance en plan	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 p_q = 1+0.10=1.05$$

Sens y-y :

Critère q	observé	p _q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2-redondance en plan	Oui	0.00
3-régularité en plan	oui	0.00
4-régularité en élévation	Non	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 = 1+0,10=1,05$$

d) Poids total de la structure : (W = 26436,995 KN)

➤ Sens x-x

$$T_x = \min(C_T \times h_N^{3/4}, 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}})$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA2003.....** [2]

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :

$$h_N = 32,22 \text{ m}$$

D_x : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction (x-x)

$$D_x = 16,9 \text{ m}$$

Donc :

$$\begin{cases} T_x = \min\left((0,05 \times (32,22)^{3/4}); (0,09 \frac{32,22}{\sqrt{16,9}}) \right) \\ T_x = \min(0,68s; 0,71s) \longrightarrow T_x = 0,68s \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \dots T_2 < T_x < 3.0 \text{ [s]} \\ D = 1.55 \end{cases}$$

$$V_x = \frac{A.D_x.Q}{R}.W = \frac{0,25 \times 1,55 \times 1,05}{5} \times 26436,995 = 2246,08 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = 1796,86 \text{ kN}$$

➤ **Sens y-y**

$$T_y = \min(c_T \times h_N^{\frac{3}{4}}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}})$$

D_y : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction (y-y).

D_y = 22,5 m

$$\begin{cases} T_y = \min(0,05 \times 32,22^{\frac{3}{4}}; 0,09 \times \frac{32,22}{\sqrt{22,5}}) \\ T_y = \min(0,68 \text{ s}; 0,61 \text{ s}) \longrightarrow T_y = 0,61 \text{ s} \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{\frac{2}{3}} \dots T_2 < T_x < 3.0 \text{ sec} \\ D = 1,76 \end{cases}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q}{R}.W = \frac{0,25 \times 1,76 \times 1,05}{5} \times 26436,995 = 2550,38 \text{ [kN]}$$

$$0.8V_y = 2040,30 \text{ kN}$$

❖ **Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique**

$$\begin{cases} V_x = 4873,8286 \text{ [KN]}. \\ V_y = 5712,2046 \text{ [KN]}. \end{cases}$$

Application numérique

On a: V_x = 2246,08 KN.

V_y = 2550,38 KN.

V_{x dyn} = 4873,83 > 80% V_x = 1796,86 KN.....Condition vérifiée.

V_{y dyn} = 5712,20 > 80% V_y = 2040,30 KN.....Condition vérifiée.

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

3) Justification de l'interaction portiques-voiles

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel ETABS, à l'aide de l'option « Section Cut »

➤ **Charges sismiques reprise par les portiques:**

Sens xx : 106,5804 KN (2,18%)

Sens yy : 267,8621 (4,68%)

➤ **Charges sismiques reprise par les voiles**

Sens xx : 4772,126 KN (97,92%)

Sens yy : 5445,85 (95,34%)

D'après les résultats ci-dessus $\implies$ la structure est contreventée par voiles.

4) Vérification des déplacements

➤ **Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)..... [2]**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{et} \quad \delta_{ek} = \frac{T_k}{R_{jk}}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau « k-1» est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

➤ **Justification vis-à-vis des déformations**

D'après le **RPA Art 5-10...[1]**, les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\overline{\Delta_k} = \Delta_k \leq 0,01 h_e$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants

Sens x-x

Niveau (m)	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% xh (m)	Obs.
10	0,0314	5	0,157	0.012	0.0306	vérifiée
9	0,029	5	0,145	0.0145	0.0306	vérifiée
8	0,0261	5	0,1305	0.02	0.0306	vérifiée
7	0,0229	5	0,1145	0.018	0.0306	vérifiée
6	0,0193	5	0,0965	0.0195	0.0306	vérifiée
5	0,0154	5	0,077	0.0205	0.0306	vérifiée
4	0,0113	5	0,0565	0.0195	0.0306	vérifiée
3	0,0074	5	0,037	0.018	0.0306	vérifiée
2	0,0038	5	0,019	0.016	0.0408	vérifiée
1	0,0006	5	0,003	0.003	0.0306	vérifiée

Sens y-y:

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% h (m)	Obs.
10	0,0006	5	0,003	0.0005	0.0306	vérifiée
9	0,0005	5	0,0025	0.0005	0.0306	vérifiée
8	0,0005	5	0,0025	0.0005	0.0306	vérifiée
7	0,0004	5	0,002	0.0005	0.0306	vérifiée
6	0,0003	5	0,0015	0.0005	0.0306	vérifiée
5	0,0002	5	0,001	0.0005	0.0306	vérifiée
4	0,0002	5	0,001	0.0005	0.0306	vérifiée
3	0,0001	5	0,0005	0.0005	0.0306	vérifiée
2	0,0001	5	0,0005	0.0005	0.0408	vérifiée
1	0.0001	5	0.0005	0.0005	0.0306	vérifiée

Conclusion :

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible $\Longrightarrow$ condition vérifié.

5) Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

Si : $\theta_K \leq 0.1 \Rightarrow$ effet P-Delta peut être négligé

$0.1 \leq \theta_K \leq 0.2 \Rightarrow$ Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/(1 - \theta_K)$

$\theta_K \geq 0.2 \Rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée.

Avec :

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k» .

V_K : effort tranchant d'étage au niveau «k» ΣF_i .

Δ_K : déplacement relatif du niveau «k» par apport au niveau «k-1».

h_K : hauteur d'étage «k».

- Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ)

$$\theta = P_k \times \Delta_k / V_k \times h_k \leq 0.10$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		$\Delta_k(m)$	$V_k \times h_k$	θ_x	$\Delta_k(m)$	$V_k \times H_k$	θ_y
1	778,8881	0.012	4873,83	$1,92.10^{-3}$	0.0005	5712,2	$6,81 \times 10^{-5}$
2	637,3058	0.0145	4794,37	$1,92.10^{-3}$	0.0005	5594,61	$5,69 \times 10^{-5}$
3	610,2122	0.02	4592,2	$2,65.10^{-3}$	0.0005	5333,53	$5,72 \times 10^{-5}$
4	603,913	0.018	4321,72	$2,5.10^{-3}$	0.0005	5027,65	$6,00 \times 10^{-5}$
5	598,1769	0.0195	3965,12	$2,94.10^{-3}$	0.0005	4667,18	$5,94 \times 10^{-5}$
6	598,1769	0.0205	3548,68	$3,45.10^{-3}$	0.0005	4210,99	$7,10 \times 10^{-5}$
7	592,6189	0.0195	3055,78	$3,78.10^{-4}$	0.0005	3643,5	$8,13 \times 10^{-5}$
8	587,6238	0.018	2488,21	$3,77.10^{-3}$	0.0005	2995,15	$9,80 \times 10^{-5}$
9	587,6238	0.016	1811,24	$5,19.10^{-3}$	0.0005	2245,76	$1,31 \times 10^{-4}$
10	533,9065	0.003	1010,95	$1,58.10^{-3}$	0.0005	1257,28	$2,12 \times 10^{-4}$

Conclusion :

Les effets du second ordre peuvent être négligés.

Conclusion générale :

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage des éléments structuraux.

V.1 Introduction :

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferraillages sont imposées par le BAEL 99, et le RPA 2003.

- **Combinaisons du BAEL 99 :**

ELU : $1,35G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

- **Combinaisons du RPA 2003 (Art 5.2) :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle dans le calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des efforts internes et les déformations de la structure sont comme suit :

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : action du séisme.

Ces combinaisons de charges sont distribuées sur les différents éléments de la structure comme suit :

a) Portique :

Eléments	BAEL 99		RPA 99Ver 2003	
	ELU	ELS		
Poutres	$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$	$0,8G \pm E$
poteaux	$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$	$0,8G \pm E$

b) Les voiles :

Les combinaisons à considérer pour le cas de voiles :

- ELU
- ELS
- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

V.2 Les efforts internes dans les éléments :

V.2.1 Les poteaux :



Fig. V.1 : Les dispositions et les noms des poteaux selon le logiciel ETABS.

Les résultats donnés dans les tableaux suivant sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions :

- $N_{\max} \Rightarrow M_{\text{cor}}$
- $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{cor}}$
- $M_{\max} \Rightarrow N_{\text{cor}}$

- **Poteaux (40x40): (sous-sol ;RDC au 2^{ème} étage).**

COMB1 : 1,35G + 1,5 Q (ELU) :

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
C35	-2706,56	33.49	27.77	-47.627	-57.299
C6	-132,2	0.78	-5.31	-5.191	0.858
C14	-760,87	-19.92	-47.29	-68.56	-28.704
C10	-1139,49	27.7	0.39	0.695	-64.009

COMB 2 : G + Q (ELS) :

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
C35	-1963.49	0.57	-3.75	-3.661	0.629
C6	-94	23.8	19.69	-33.775	-40.715
C14	-555.87	-14.46	-34.34	-49.789	-20.846
C10	-832.19	-19.82	0.28	0.507	-45.556

COMB 3.....0,8G ±E

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
C29	-1823.65	-22.52	-5.06	-7.077	-48.958
C14	455.95	-0.06	17.79	55.394	12.566
C32	-935.83	-3	-97.03	-146.85	-4.482
C29	-1379.76	-110.03	-9.7	-14.909	-182.315

COMB 4.....G + Q ±E

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
C29	-2364.47	-31.37	-6.98	-8.967	-57,735
C32	237.47	6.59	18.9	69.604	-2,997
C32	-1079.69	1.39	-106.18	-160.28	1.781
C29	-1740.4	-1170.4	-12.37	-18.993	-192.899

- Poteaux (40x40): (3^{ème} au 5^{ème} étage)

COMB 1: 1,35G + 1,5 Q (ELU)

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
C35	-1381.94	5.35	-8.63	-12.638	7.456
C32	-323.21	18.66	-39.53	48.863	-23.237
C32	-337.84	18.66	-39.53	-58.251	27.323
C29	-737.7	-36.57	-17.38	-25.31	-53.783

COMB 2: G + Q (ELS) :

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
C35	-1007.32	3.89	-6.27	-9.185	5.416
C32	-236.29	13.55	-28.74	35.526	-16.876
C32	-247.13	13.55	-28.74	-42.35	19.843
C29	-538.11	-26.58	-12.64	-18.403	-39.095

COMB 3.....0,8G ±E

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
C29	-875.53	-88.82	-10.35	-14.911	-131.53
C32	164.18	17.15	51	97.159	3.627
C32	-357.06	-4.07	-95.25	-141.891	-6.036
C29	-663.69	-90.49	-12.01	-18.475	-138.663

COMB 4.....G + Q ±E :

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
C29	-1135.43	-95.8	-13.38	-19.277	-141.643
C32	49.92	20.91	43.41	106.655	-1.089
C32	-429	0.59	-104.9	-156.115	0.787
C29	-876.3	-98.5	-15.62	-24.009	-150.949

- Poteaux (35x35): (6^{ème} au 8^{ème} étage)

COMB 1: 1,35G + 1,5 Q (ELU)

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
C35	-654	7.35	-8.74	-12.778	10.532
C32	-87.69	20.17	-40.37	52.089	-26.927
C20	-158.7	11.64	-42.84	-59.732	15.382
C29	-191.68	-38.35	-21.32	-29.187	-54.682

COMB 2: G + Q (ELS) :

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
C35	-477.34	5.34	-6.36	-9.291	7.657
C32	-64.74	14.69	-29.42	37.978	-19.632
C21	-96.19	6.65	31.96	44.745	9.269
C29	-140.57	-28.35	-15.52	-21.246	-39.818

COMB 3.....0,8G ±E

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
C30	-384.29	-9.12	-26.05	-38.803	-13.377
C32	-28	16.23	38.56	82.659	3.24
C32	-73.81	-2.28	-81.58	-115.889	-3.667
C29	-336.21	-56.03	-10.58	-15.443	-81.682

COMB 4.....G + Q ±E :

Elément	N(KN)	T _X (KN)	T _Y (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
C15	-527.36	-6.67	-37.73	-55.691	-9.959
C32	-47.79	26.92	32.14	117.166	-3.673
C32	-89.99	2.46	-90.98	-129.378	3
C29	-459.18	-62.8	-14	-20.398	-91.58

V.2.2 Les Poutres :

a) Plancher de Sous-sol :

- Poutres principales (30 x 35) :

COMB 1: 1,35G + 1,5 Q (ELU) :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B10	-197.88	-108.936
B23	-60.97	76.766

COMB 2 : G + Q (ELS) :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B10	-140.25	-77.237
B23	-43.19	54.368

COMB 3.....0,8G± E :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B23	16.54	30.468
B23	-46.32	-66.28

COMB 4.....G + Q ±E :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B23	17.42	59.182
B23	120.2	-105.93

b) Plancher du RDC ,1^{er} et 2^{eme} étage :

- Poutres principales (30 x 35) :

COMB 1: 1,35G + 1,5 Q (ELU) :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B10	-148.75	-83.945
B10	-5.4	56.912

COMB 2: G + Q (ELS) :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B10	-108.13	-60.419
B10	-3.91	41.365

COMB 3.....0,8G± E :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B13	38.85	88.964
B13	-125.17	-122.767

COMB 4.....G + Q ±E :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B13	16.96	80.332
B13	58.08	-139.59

c) Plancher du 3^{er} étage au 7^{eme} étage :

- Poutres principales (30 x 35) :

COMB 1: 1,35G + 1,5 Q (ELU) :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B10	-154.3	-94.945
B10	-8.05	60.229

COMB 2: G + Q (ELS) :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B10	-112.16	-69.026
B10	-5.84	43.777

COMB 3.....0,8G± E :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B13	34.21	83.263
B13	-119.32	-119.531

COMB 4.....G + Q ±E :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B13	12.63	74.031
B13	64.47	-135.46

d) Plancher de 8^{eme} étage

- Poutres principales (30 x 35) :

COMB 1: 1,35G + 1,5 Q (ELU) :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B10	-153.82	89.208
B10	-7.59	-63.461

COMB 2: G + Q (ELS) :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B10	-112.44	-65.188
B10	5.52	46.394

COMB 3.....0,8G± E:

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B13	4.67	37.498
B13	-102.59	-72.412

COMB 3.....G + Q ±E :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B13	2.8	51.204
B13	-135.88	-91.873

e) Plancher de Sous-Sol :

- Poutres secondaire (30 x 30) :

COMB 1: 1,35G + 1,5 Q (ELU) :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B10	-33.25	-16.724
B23	-0.39	14.266

COMB 2 : G + Q (ELS) :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B10	-23.63	-11.922
B23	0.29	10.132

COMB 3.....0,8G± E :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B23	15.00	10.461
B23	3.68	-18.831

COMB 4.....G + Q ±E :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B23	12.13	12.764
B23	-30.99	-24.486

b) Plancher du RDC ,1^{er} et 2^{eme} étage :

- Poutres secondaire (30 x 30) :

COMB 1: 1,35G + 1,5 Q (ELU) :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B10	-28.96	-19.993
B10	-0.61	12.814

COMB 2: G + Q (ELS) :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B10	-21.07	-14.545
B10	-0.44	9.32

COMB 3.....0,8G± E :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B13	30.56	41.404
B13	-36.63	-49.308

COMB 4.....G + Q ±E :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B13	34.46	42.028
B13	-43.59	-54.121

b) Plancher du 3^{eme} étage au 7^{eme} étage :

- Poutres secondaire (30 x 30) :

COMB 1: 1,35G + 1,5 Q (ELU) :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B10	-32.79	-23.849
B10	2.19	18.037

COMB 2: G + Q (ELS) :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B10	-23.86	-17.353
B10	1.6	13.12

COMB 3.....0,8G± E :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B13	33.23	50.408
B13	-41.49	-58.528

COMB 4.....G + Q ±E :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B13	36.66	52.169
B13	-49.07	-64.23

B) Plancher de 8^{ème} étage

- Poutres secondaire (30 x 30) :

COMB 1: 1,35G + 1,5 Q (ELU) :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B10	-30.39	15.917
B10	-1.81	-20.818

COMB 2: G + Q (ELS) :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B10	-22.2	-11.603
B10	-1.28	15.189

COMB 3.....0,8G± E:

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B13	32.77	-41.907
B13	8.37	36.713

COMB 3.....G + Q ±E :

Elément	V2 (KN)	M(KN.m)
B13	39.44	-45.577
B13	4.43	38.401

V.2.3 Les Voiles :

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux ;

Zone I → S-sol, RDC et Etage (1,2)

Zone II → Étages (3, 4, 5)

Zone III → Étages (6, 7, 8)

Les valeurs des contraintes de tractions et de compression maximales sont récapitulées dans les tableaux suivant :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec : $v = v' = L/2$

L : la longueur du voile.

B : la section du voile. ($S = L \times e$).

I : le moment d'inertie du voile. $I = e \times L^3/12$

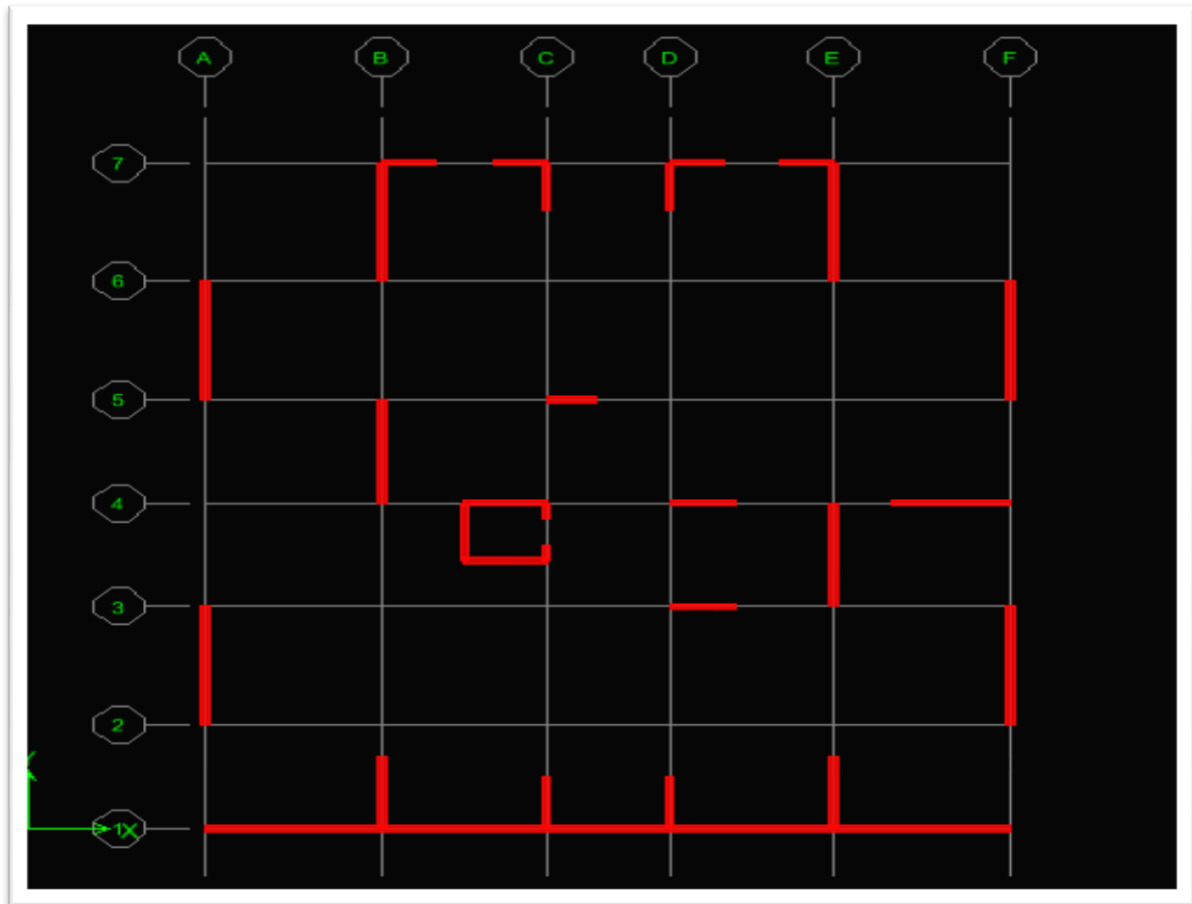


Fig.V.2 : La disposition et les noms des voiles selon le logiciel ETABS.

- Les résultats des contraintes des voiles :

- Zone I :

Elément	comb	$N_{\max}$ (KN)	V_2 (KN)	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)
Y9	G+Q±E	1640.1	-554.33	20105.72	11128.40
Y10	G+Q±E	-1418.31	-237.27	17695.81	-7988.44
Y4	G+Q±E	-3354.51	-1093.19	33776.46	-21058.47

Tableau VI : Les résultats des contraintes des voiles.

Zone II :

Elément	comb	$N_{\max}$ (KN)	V_2 (KN)	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)
Y9	G+Q±E	-1115.61	-386.86	-9927.16	-3262.62
Y10	G+Q±E	-956.27	-177.08	8747.96	-12085.66
Y4	G+Q±E	-1869.3	1057.01	10856.43	-8680.30

Tableau VI : Les résultats des contraintes des voiles**Zone III :**

Elément	comb	$N_{\max}$ (KN)	V_2 (KN)	$\sigma_{\max}$ (KN/m ²)	$\sigma_{\min}$ (KN/m ²)
Y9	G+Q±E	-550.72	-293.2	4228.53	-1059.57
Y10	G+Q±E	-473.49	-157.09	4441.28	-778.63
Y4	G+Q±E	-931.54	689.25	3719.76	-2206.09

Tableau VI : Les résultats des contraintes des voiles

VI) Ferraillage des éléments structuraux :

A partir des résultats obtenus dans le chapitre précédent (**Résultats d'étude aux chargements**) ; On passe aux calculs des armatures des éléments structuraux ;

VI-1) Ferraillage des Poteaux:**a) Armatures longitudinales :**

D'après le (**RPA99ver2003/Art7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

✓ Leur pourcentage minimal sera de :

-0,9% en zone III $\Rightarrow A_{\min} = 0.009(bxh)$.

- Sous-sol, RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage $\rightarrow (45x45) \Rightarrow A_{\min} = 0.009 (45x45) = 18.225 \text{ cm}^2$.
- Étages (3, 4,5) $\rightarrow (40x40) \Rightarrow A_{\min} = 0.009 (40x40) = 14.40 \text{ cm}^2$.
- Étages (6, 7,8) $\rightarrow (35x35) \Rightarrow A_{\min} = 0.009 (35x35) = 11.025 \text{ cm}^2$.

✓ Leur pourcentage maximal sera de :

- 4% en zone courante :

- Sous-sol, RDC, 1^{er}, et 2^{eme} étage $\rightarrow (45x45) \Rightarrow A_{\max} = 0.04 (45x45) = 81.00 \text{ cm}^2$.
- Étages (3, 4,5) $\rightarrow (40x40) \Rightarrow A_{\max} = 0.04 (40x40) = 64.00 \text{ cm}^2$.
- Étages (6, 7,8) $\rightarrow (35x35) \Rightarrow A_{\max} = 0.04 (35x35) = 49.00 \text{ cm}^2$.

- 6% en zone de recouvrement :

- Sous-sol, RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage $\rightarrow (45x45) \Rightarrow A_{\max} = 0.06 (45x45) = 121.50 \text{ cm}^2$.
- Étages (3,4 ,5) $\rightarrow (40x40) \Rightarrow A_{\max} = 0.06 (40x40) = 96.00 \text{ cm}^2$.
- Étages (6, 7,8) $\rightarrow (35x35) \Rightarrow A_{\max} = 0.06 (35x35) = 73.50 \text{ cm}^2$.

✓ Le diamètre minimum est de 12mm

✓ La longueur minimale des recouvrements est de 50ϕ en zone III.

✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm.

❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

❖ La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteaux** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les poteaux sont soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'ELU. On passe ensuite aux vérifications à l'ELS. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

b) Étapes du calcul : (cas d'une compression)

Pour la Détermination des armatures longitudinales ; deux cas peuvent représenter :

b.1) Calcul des armatures à l'ELU :**Section partiellement comprimée (SPC) :**

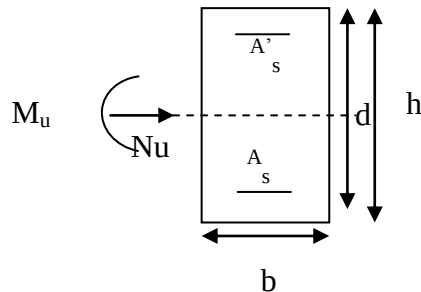
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right) \quad (d - c') \times N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \\ \text{Si } e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right) \end{array} \right.$$

Calcul de centre de pression $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre C se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$



Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort

Normale est un effort de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u \times (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} .$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

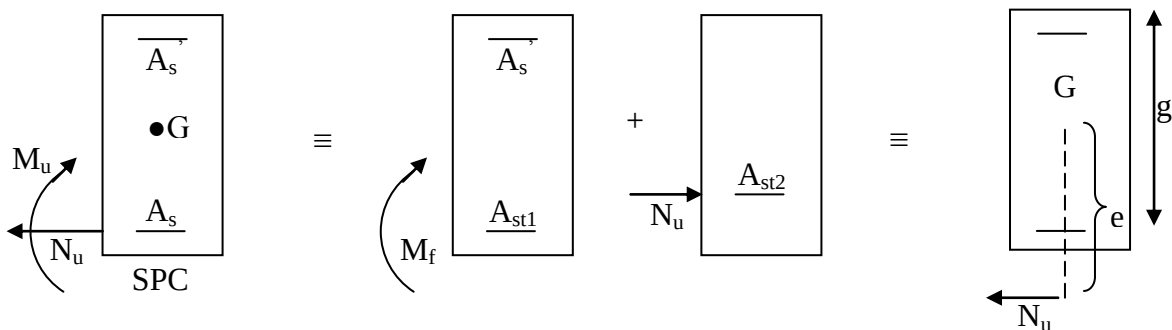
$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \times \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ Pour la situation durable.

$\gamma_b = 1,15$ Pour la situation accidentelle.

N_u : effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

❖ Si $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

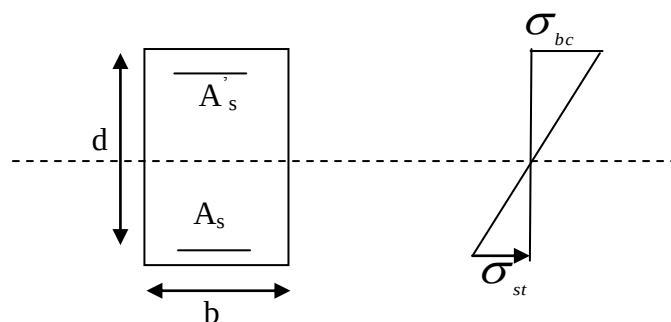
D'où la section réelle est $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

❖ Si $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) :

On calcul:

$$M_l = \mu_\ell \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$



Avec :

M_l : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{stl} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_s}$$

$$\Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{sc}$$

$$\Delta A_{sc} = \Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = \Delta A_{sc}$, $A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

• **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$.
- $N_u \times (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$.

Deux cas peuvent se présenter :

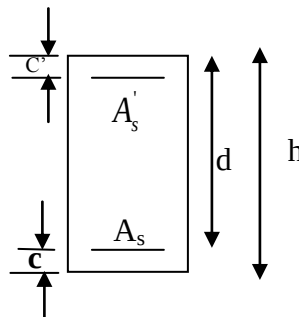
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c-à-d :

$$N \times (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c_i}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b \times h \times f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s$$



Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times N_u \times (d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow A_s' = 0 \text{ et } A_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N_u - 100\Psi \times b \times h \times f_{bu}}{100\sigma_s}$$

$$A_s = 0.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{(0,3571 + \frac{N_u \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}})}{(0,8571 - \frac{c'}{h})}.$$

➤ Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (\text{RPA99ver 2003/Art 7.4.2.2})$$

- V_u est l'effort tranchant de calcul

- h_1 hauteur totale de la section brute

- f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- ρ est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

➤ Espacement des armatures transversales :

- t est l'espacement des armatures transversales ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est donné par le (RPA99ver2003/Art 7.4.2.2) comme suit:

❖ dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm}) \quad \text{en zone I et II}$$

$$t \leq 10\text{cm} \quad \text{en zone III}$$

❖ dans la zone courante :

$$t' \leq 15 \varnothing_1 \quad \text{en zone I et II}$$

$$t' \leq \min (b_1/2 ; h_1/2 ; 10\varnothing_1) \quad \text{en zone III}$$

$\varnothing_1$: est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t / t.b_1$ en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad : \quad 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \quad : \quad 0,8\%$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \quad \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes}$$

λ_g est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f : la longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de $10 \varnothing_t$ min ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des **cheminées** verticales en nombre et diamètre suffisants ($\varnothing$ cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

➤ **Tableau VI-1-1 : Calcul des armatures dans le sens longitudinal.**

Section	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	OBS	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Choix des barres
(45X45)	Nmax = - 2706,56	Mcor = -5,191	SEC	0	0	18,23	20,59	8T16+4T12
	Nmin = -455,95	Mcor = 55,394	SEC	0	0			
	Ncor = -1079,69	M = 160,28	SPC	1,33	0			
(40x40)	Nmax = -1381,94	Mcor = -12,638	SEC	0	0	14,40	16,07	8T16
	Nmin = -164,18	Mcor = 97,159	SPC	5,88	0			
	Ncor = -429	M = 156,115	SPC	9,35	0			
(35x35)	Nmax = -654	Mcor = -12,778	SEC	0	0	11,03	12,3	8T14
	Nmin = -28	Mcor = 82,659	SPC	7,68	0			
	Ncor = -89,99	M = 129,378	SPC	12,62	0			

➤ **Tableau VI-1-2 : Calcul des armatures dans le sens transversal.**

Section	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	OBS	Ast (cm ²)	Asc (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Choix des barres
(45x45)	Nmax = -2706,56	Mcor = 0,858	SEC	0	0	18,22	20,59	8T16+4T12
	Nmin = -455,95	Mcor = 12,566	SEC	0	0			
	Ncor = -1740,4	M = 192,899	SEC	0	5,47			
(40x40)	Nmax = -1381,94	Mcor = 7,456	SEC	0	0	14,40	16,07	8T16
	Nmin = -164,18	Mcor = 3,627	SEC	0	0			
	Ncor = -876,3	M = 150,949	SPC	6,7	0			
(35x35)	Nmax = -654	Mcor = 10,532	SEC	0	0	11,03	12,3	8T14
	Nmin = -28	Mcor = 3,246	SEC	0	0			
	Ncor = -459,18	M = 91,58	SPC	4,45	0			

c) Vérifications à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{BAEL99/Art.4.5.2})$$

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 : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6n\bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n\bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul $\Delta : \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

➤ Tableau VI-1-3 : Vérification des contraintes dans le sens longitudinal.

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm ²)	σ _{bsup} (MPa)	σ _{binf} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	OBS	σ _{asup} (MPa)	σ _{ainf} (MPa)	σ _s (MPa)	OBS
(45x45)	-1963,49	-3,661	20,59	8,20	8,60	15	vérifiée	123,80	128,60	348	Vérifiée
	-94	-33,775		0,00	2,50	15	vérifiée	46,50	32,80	348	Vérifiée
	-555,87	49,789		4,80	0,00	15	vérifiée	67,80	3,60	348	Vérifiée
(40x40)	-1007,32	-9,185	16,07	4,80	6,10	15	vérifiée	73,70	90,50	348	Vérifiée
	-236,29	35,526		4,10	0,00	15	vérifiée	55,30	26,50	348	Vérifiée
	-247,13	42,35		4,80	0,00	15	vérifiée	64,30	41,20	348	Vérifiée
(35x35)	-477,34	-9,291	12,3	2,40	4,40	15	vérifiée	38,20	63,30	348	Vérifiée
	-64,74	37,978		6,00	0,00	15	vérifiée	70,30	162,10	348	Vérifiée
	-96,19	44,745		7,10	0,00	15	vérifiée	85,20	177,40	348	Vérifiée

Tableau VI-1-4 : Vérification des contraintes dans le sens transversal.

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm ²)	σ _{bsup} (MPa)	σ _{binf} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	OBS	σ _{asup} (MPa)	σ _{ainf} (MPa)	σ _s (MPa)	OBS
(45x45)	-1963,49	0,629	20,59	8,40	8,40	15	vérifiée	126,60	125,80	348	Vérifiée
	-94	-40,715		0,00	3,00	15	vérifiée	62,70	38,50	348	Vérifiée
	-832,19	45,556		5,80	1,40	15	vérifiée	82,90	24,10	348	Vérifiée
(40x40)	-1007,32	5,416	16,07	5,80	5,10	15	vérifiée	87,00	77,10	348	Vérifiée
	-236,29	-16,876		0,10	2,50	15	vérifiée	3,80	34,70	348	Vérifiée
	-538,11	39,095		5,60	0,20	15	vérifiée	79,60	8,10	348	Vérifiée
(35x35)	-477,34	7,657	12,3	4,20	2,60	15	vérifiée	61,10	40,50	348	Vérifiée
	-64,74	-19,632		0,00	3,20	15	vérifiée	63,20	39,70	348	Vérifiée
	-140,57	39,818		6,60	0,00	15	vérifiée	81,30	122,40	348	Vérifiée

➤ **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 :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_1 \times T_u}{b_1 \times f_e} \dots\dots\dots \text{(RPA99ver 2003/Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

T_u : effort tranchant de calcul.

b₁ : 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.

$$\begin{cases} \rho_1 = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_1 \geq 5. \\ \rho_1 = 3.75 \text{ dans le cas contraire.} \end{cases}$$

L'élanement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{a \cdot b^3}{12}}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Telle que :

$$l_f = 0.7 \cdot l_0 \quad l_0 : \text{longueur libre du poteau.}$$

$l_0 = 408 \text{ cm}$ pour les Poteau de (RDC).

$l_0 = 306 \text{ cm}$ pour les Poteau de (Sous-sol, Étages).

Sens xx :

$$\text{➤ Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 408 = 21.98$$

$$\text{➤ Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18.55$$

$$\text{➤ Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 : \lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21.20$$

On remarque que : $\lambda > 5$ donc : $\rho_1 = 2.5$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Selon le (RPA99ver2003/Art 7.4.2.2) la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

❖ **Poteaux (45x45) :**

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \min (b_1/2 ; h_1/2 ; 10\phi_l)$$

$$S_t \leq \min (22,5 ; 20 ; 16)$$

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

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\text{D'où : } A_t = \frac{2,5 \times 15 \times 122,97 \times 10^3}{45 \times 40000} = 2,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{T}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

❖ **Poteaux (40x40) :**

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min 10 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \min (b_1/2 ; h_1/2 ; 10\phi_l)$$

$$S_t \leq \min (20 ; 20 ; 16)$$

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

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$D'où : A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 98.5 \times 10^3}{40 \times 40000} = 2,30 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

❖ **Poteaux (35x45) :**

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \min (b_1/2 ; h_1/2 ; 10\phi_1)$$

$$S_t \leq \min (17,5 ; 17,5 ; 16)$$

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

Où ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$D'où : A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 62,8 \times 10^3}{35 \times 40000} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

e) Vérification de la quantité d'armatures transversales :(RPA99ver2003/Art 7.4.2.2)

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \dots\dots\dots \text{Interpoler entre les deux valeurs précédentes.}$$

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

❖ **En zone nodale :**

$$\text{➤ Poteaux de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 \dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

- Poteaux de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$.

❖ **En zone courante:**

- Poteau de $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$.
- Poteau de $(35 \times 30) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2$.

➤ **Ferraillage des poteaux:**

Les sections d'armatures adoptées pour les poteaux, dans les deux sens sont :

- ZONE I : 8HA16 + 4HA12
- ZONE II : 8HA16
- ZONE III : 8HA14

VII-2) Ferrailage des poutres :**➤ Armatures longitudinales :**

D'après le **(RPA 99/Art7.5.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ .

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\text{Avec } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{et } \gamma_b = 1.5$$

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA) ; la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule : $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$

Si $\mu \geq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) ; dans ce cas nous allons procéder comme suit :

Calcul de M_ℓ ; $M_\ell = \mu_\ell \times b \times d^2 \times f_{bu}$ et $\Delta M = M_u - M_\ell$

Avec M_u : moment sollicitant.

M_ℓ : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_\ell}{\beta_\ell \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \quad (\text{en traction})$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \quad (\text{en compression}) \quad \text{et } \sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

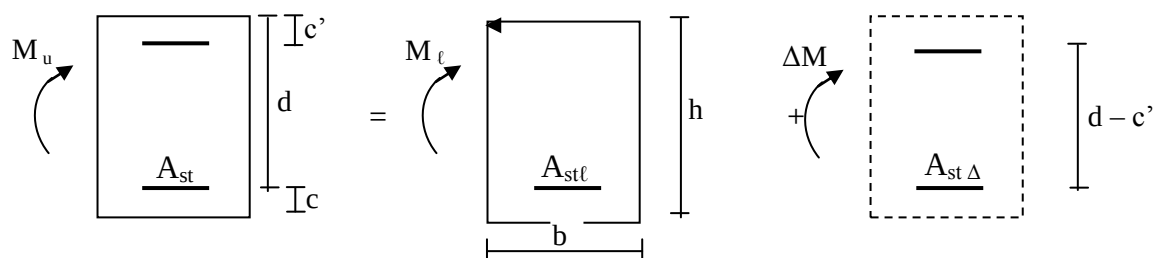


Fig.VI.2.1 : schéma de calcul en flexion simple

	γ_b	γ_s	θ	f_{c28} [MPa]	f_{bu} [MPa]	f_e [MPa]	σ_{st} [MPa]
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

❖ Armatures longitudinales :

➤ Poutres principales (30x35) :

1) Tableau VI-2-1 : Ferrailage des poutres principales (30x35) en travée :

Niveau	M (Kn.m)	μ	OBS	β	As (cm ²)	Aadop (cm ²)	Choix des barres
S.Sol	76,766	0,17	SSA	0,906	7,49	10,64	3T16+3T14
RDC, Etages 1 et 2	88,964	0,198	SSA	0,889	8,84	10,64	3T16+3T14
Etages 3,4,5,6 et 7	83,263	0,185	SSA	0,897	8,21	10,64	3T16+3T14
Etage 8	63,461	0,141	SSA	0,923	6,08	10,64	3T16+3T14

2) Tableau VI-2-2 : Ferrailage des poutres principales (30x35) aux appuis :

Niveau	M (Kn.m)	μ	OBS	β	As (cm ²)	Aadop (cm ²)	Choix des barres
S.Sol	108,936	0,242	SSA	0,859	11,21	12,05	3T16+3T16
RDC, Etages 1 et 2	139,59	0,31	SSA	0,808	15,27	16,67	6T16+3T14
Etages 3,4,5,6 et 7	135,46	0,301	SSA	0,815	14,69	16,67	6T16+3T14
Etage 8	91,873	0,204	SSA	0,885	9,18	12,05	3T16+3T14

➤ **Poutre secondaires (30x30) :****1) Tableau VI-2-3 : Ferrailage des poutres secondaires (30x30) en travée :**

Niveau	M (Kn.m)	μ	OBS	β	As (cm ²)	Aadop (cm ²)	Choix des barres
S.Sol	14,266	0,044	SSA	0,978	1,52	8,007	3T14+3T12
RDC, Etages 1 et 2	42,028	0,13	SSA	0,93	4,72	8,007	3T14+3T12
Etages 3,4,5,6 et 7	52,169	0,162	SSA	0,911	5,98	8,007	3T14+3T12
Etage 8	38,401	0,119	SSA	0,936	4,28	8,007	3T14+3T12

Poutre secondaires (30x30) :**2) Tableau VI-2-4 : Ferrailage des poutres secondaires (30x30) Aux appuis :**

Niveau	M (Kn.m)	μ	OBS	β	As (cm ²)	Aadop (cm ²)	Choix des barres
S.Sol	24,486	0,076	SSA	0,96	2,67	8,007	3T14+3T12
RDC, Etages 1 et 2	42,028	0,13	SSA	0,93	4,72	8,007	3T14+3T12
Etages 3,4,5,6 et 7	64,23	0,199	SSA	0,887	7,56	8,007	3T14+3T12
Etage 8	45,577	0,141	SSA	0,923	5,16	8,007	3T14+3T12

• **Les recommandations du RPA99ver 2003:****a) Armatures longitudinales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.1)**

Les armatures longitudinales doivent être des aciers haute adhérence.

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h) \text{ en toute section.}$$

Poutres principales (30×35) : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (30×30) : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$.

Pourcentage total maximum :

$$A_{\max} = 4 \% (b \times h) \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6 \% (b \times h) \text{ en zone de recouvrement.}$$

• **Poutres principales (30×35) :**

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- Poutres secondaires : (30x30)

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

b) Armatures transversales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.2)

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi, 30 \right) \text{ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

Avec : Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

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

- Poutres principales (30x35):

$$S_t \leq \min (8,75; 16,8, 30) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \left(\frac{35}{2} \right) = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b \dots \dots \dots \text{ en zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ en zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b \dots \dots \dots \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

- Poutres secondaires (30x30) :

$$S_t \leq \min (7,5; 14,4 ; 30) \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 7 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \left(\frac{30}{2} \right) = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b \dots \dots \dots \text{ en zone nodale}$$

$$A_t = 0.003 \times 7 \times 30 = 0.63 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ en zone nodale}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b \dots \dots \dots \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

❖ Vérifications à L'ELU :

1) Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL99/Art4.2.1)

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales de (30×35) cm²:

$$b=30\text{cm}, h=35\text{cm}, d=32,5\text{cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.17\text{cm}^2 < 5,25\text{cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

- Poutres secondaires de (30×30) cm²:

$$b=30\text{cm}, h=30\text{cm}, d=27,5\text{cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 27,5 \times \frac{2.1}{400} = 0.996\text{ cm}^2 < 4,5\text{cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

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 « τ_u », prise conventionnellement Égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\text{- Poutres principales (30x35) : } \tau_u = \frac{197,88 \times 10^3}{300 \times 325} = 2,02 \text{ MPa}$$

$$\text{- Poutres secondaires (30x30) } \tau_u = \frac{33,25 \times 10^3}{300 \times 275} = 0,40 \text{ MPa.}$$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$;

Avec :

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min (0.2 \times 25 / 1.5 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

-Poutres principales (30x35) $\tau_u = 2,02 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

- Poutres secondaires (30x30) $\tau_u = 0,40 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

3) Influence de l'effort tranchant aux appuis : (BAEL99/Art A.5.1.321)**➤ Sur les aciers :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u + \frac{M_u}{0.9d}) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$D'où : A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

-Poutres principales (30x40) :	$197,88 - \frac{108,936}{0.9 \times 0.325} = -174,55 < 0$	} Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.
- Poutres secondaires (25x35) :	$33,25 - \frac{28,849}{0.9 \times 0.275} = -83.31 < 0$	

➤ Sur béton :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{(BAEL99/Art A.5.1.32)}$$

- Poutres principales (30x35):

$$T_u = 197,88 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.325 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 585 \text{ KN}$$

-Poutres secondaires (30x30) :

$$T_u = 33,25 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.275 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 495 \text{ KN}$$

5) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis : (BAEL 99/Art. A.6.1.2.1)

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa. Avec : } \Psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

- Poutres principales (30x35) :

$$\sum U = 6 \times 3.14 \times 1.6 = 30.144 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{197,88 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 301.44} = 2,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

- Poutres secondaires (30x30) :

$$\sum U = 6 \times 3.14 \times 1.6 = 30.144 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{33,25 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 301,44} = 0,44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

Conclusion :

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

Pour les T₁₂ : l_s = 42,32 cm.

Pour les T₁₄ : l_s = 49,38 cm.

Pour les T₁₆ : l_s = 56,44 cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : 0.4 l_s, pour les aciers HA.

Pour les Φ12 : l_a = 16,92 cm.

Pour les Φ14 : l_a = 19,75 cm.

Pour les Φ16 : l_a = 22,58 cm.

Délimitation de la zone nodale : (RPA99ver 2003/Art 7.4.2.1)

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b₁ et h₁ : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max \{51 ; 45 ; 45 ; 60\text{cm}\} = 60\text{cm}$

$L' = 2 \times 35 = 70\text{ cm}$: poutre principales.

$L' = 2 \times 30 = 60\text{ cm}$: poutre secondaires.

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

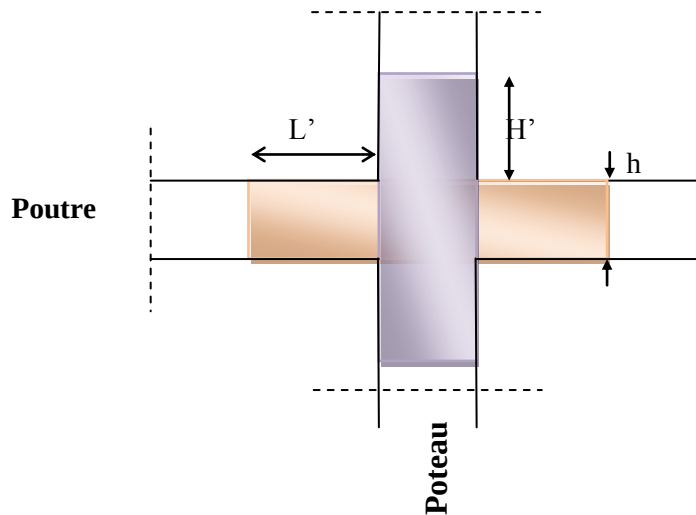


Fig.VI.2.2 : délimitation de la zone nodale

❖ Vérification à l'ELS :

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.

2) État limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

On calcul :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} \Rightarrow (\alpha_1, \beta_1) \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad (A_s : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ **Tableau VI-2-5 : Vérification du ferrailage des poutres Principales (30x35) à l'ELS.**

Niveau	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	OBS	
S.SOL	54,368	10,64	1,090	0,856	0,05	183,67	9,18	15	Vérifiée	Travée
	77,237	12,05	1,230	0,85	0,054	232,02	12,53	15	Vérifiée	Appuis
RDC, 1 et 2	41,365	10,64	1,090	0,856	0,05	139,74	6,99	15	Vérifiée	Travée
	60,419	16,67	1,710	0,832	0,067	134,03	8,98	15	Vérifiée	Appuis
3,4,5,6,7	43,777	10,64	1,090	0,856	0,05	147,89	7,39	15	Vérifiée	Travée
	69,026	16,67	1,710	0,832	0,067	153,13	10,26	15	Vérifiée	Appuis
8	46,394	10,64	1,090	0,856	0,05	156,73	7,84	15	Vérifiée	Travée
	65,188	16,67	1,230	0,85	0,054	195,82	10,57	15	Vérifiée	Appuis

➤ **Tableau VI-2-6 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires (30x 30) à l'ELS.**

Niveau	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	OBS	
S.SOL	10,132	8,007	0,975	0,862	0,047	53,38	2,51	15	Vérifiée	Travée
	11,922	8,007	0,975	0,862	0,047	62,81	2,95	15	Vérifiée	Appuis
RDC, 1 et 2	9,32	8,007	0,975	0,862	0,047	49,10	2,31	15	Vérifiée	Travée
	14,545	8,007	0,975	0,862	0,047	76,63	3,60	15	Vérifiée	Appuis
3,4,5,6,7	13,12	8,007	0,975	0,862	0,047	69,12	3,25	15	Vérifiée	Travée
	17,353	8,007	0,975	0,862	0,047	91,42	4,30	15	Vérifiée	Appuis
8	11,603	8,007	0,975	0,862	0,047	61,13	2,87	15	Vérifiée	Travée
	15,189	8,007	0,975	0,862	0,047	80,02	3,76	15	Vérifiée	Appuis

2) 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 :(30x35)**

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8\text{cm} = 8 \text{ mm.}$$

• **Sens des Poutres secondaires (30x30)**

$$\text{La flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8\text{cm} = 8 \text{ mm}$$

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$\text{Avec : } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée : $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

A_s : section des armatures adoptées

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

(Pourcentage d'armatures). $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

La contrainte dans les aciers tendus : σ_s est calculée précédemment.

Calcul des coefficients : $\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.0084}{\rho}$; $\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

➤ **Tableau VI-2-7 : Vérification de la flèche dans les poutres Principales :(30x35)**

Niveau	Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (MPa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λ	σ_s (MPa)	β_1	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _f (cm ⁴)	f (mm)	f _{adm} (mm)	OBS
8	46,394	400	10818,86	35	10,64	0,00109	0,77	156,73	0,856	0,588	143097,5	108350,48	6,33	8	Vérifiée
3,4,5, 6 et 7	43,777	400	10818,86	35	10,64	0,00109	0,77	147,89	0,856	0,57	143097,5	109394,15	5,91	8	Vérifiée
RDC, 1 et 2	41,365	400	10818,86	35	10,64	0,00109	0,77	139,74	0,856	0,551	143097,5	110517,84	5,53	8	Vérifiée
S.SOL	54,368	400	10818,86	35	10,64	0,00109	0,77	183,67	0,856	0,636	143097,5	105662,3	7,6	8	Vérifiée

➤ **Tableau VI-2-8 : Vérification de la flèche dans les poutres secondaires :(30x30)**

Niveau	Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (MPa)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λ	σ_s (MPa)	β_1	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _f (cm ⁴)	f (mm)	f _{adm} (mm)	OBS
8	11,063	400	10818,86	30	8,007	0,00975	0,861	61,13	0,862	0,819	158329,4	102138,47	1,68	8	Vérifiée
3,4,5 6 et 7	13,12	400	10818,86	30	8,007	0,00975	0,861	69,12	0,862	0,766	158329,4	104947,03	1,8	8	Vérifiée
RDC, 1 et 2	9,32	400	10818,86	30	8,007	0,00975	0,861	49,1	0,862	0,915	158329,4	97416,3	1,4	8	Vérifiée
S.SOL	10,132	400	10818,86	30	8,007	0,00975	0,861	53,38	0,862	0,878	158329,4	99183,65	1,5	8	Vérifiée

Conclusion : la flèche est vérifiée.

❖ Disposition des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

IX-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 (4) 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 $\Rightarrow$ S-Sol, RDC, étage (1 et 2)

Zone II $\Rightarrow$ Étages (3,4 et 5).

Zone III $\Rightarrow$ Étages (6, 7, et 8)

❖ Ferrailage des trumeaux :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

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 :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

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

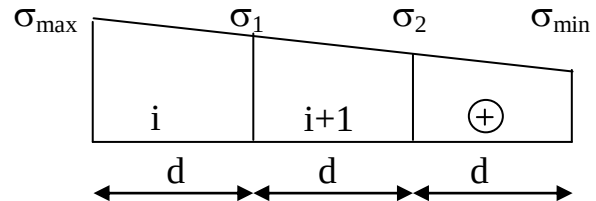
Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des

Diagrammes des contraintes obtenues :

❖ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

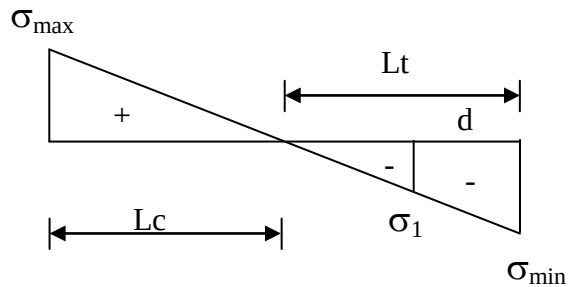


Avec : e (épaisseur du voile).

❖ **Section partiellement comprimée :**

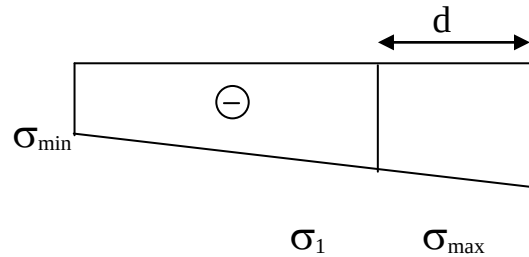
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



❖ 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

$$\sigma_{s2} : \text{Contrainte de l'acier à } 0.2 \% = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa.}$$

○ Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

➤ Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s1}}$$

$$\sigma_{s1} : \text{Contrainte de l'acier à } 0.2 \% = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

○ Armatures minimales :

- D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (cm}^2\text{)}$

- D'après le (RPA 99ver2003/Art 7.7.4.1) : $A_{\min} = 0,2 \% B \text{ (cm}^2\text{)}$

Donc :
$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,002 B \right)$$

➤ **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$$\sigma_{s2} : \text{Contrainte de l'acier à } 1 \% = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

○ **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

$$\text{- D'après le BEAL 91 :} \quad A_H = \frac{A_v}{4}$$

$$\text{- D'après le RPA 2003 :} \quad A_H \geq 0.15 \% \times B$$

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 99 ver 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 où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

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.

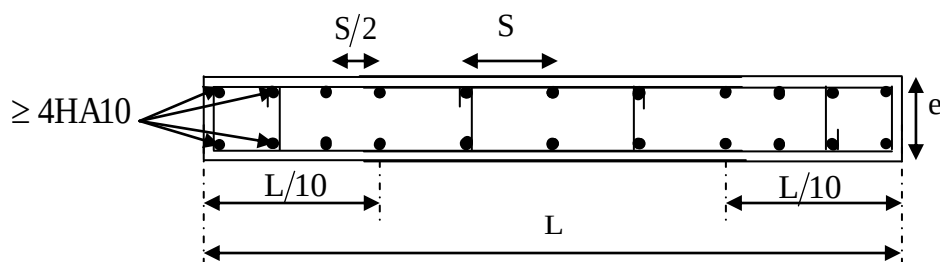


Fig VI.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les

3.4) Vérification à L'ELS :

Pour cette étape, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec : $V = 1.4 \times V_{u,calcul}$

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

$$\tau_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration peu préjudiciable.}$$

b) Exemple de calcul :

b.1) Armatures verticales :

Soit à calculer le ferrailage du voile $L = 4\text{ m}$ de la zone I :

$$L = 4 \text{ m} , e = 0,2 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 18060 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -10450 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$\Rightarrow$ La section est partiellement comprimée :

$$L_c = \frac{18060}{18060 + 10450} \cdot 4 = 2,53 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 4 - 2,53 = 1,47 \text{ m}$$

$$d \leq \min(1,53 ; 1,68)$$

$$\Rightarrow d = 1,53 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en une bande de longueur de ($d = 0,735$)

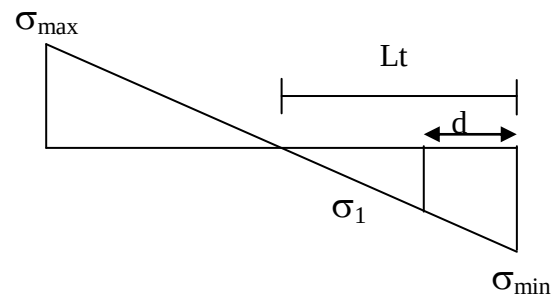
$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(1,47 - 0,735) \times 10450}{1,47} = 5225 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{10450 + 5225}{2} \times 0,735 \times 0,2 = 1152,11 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{5225}{2} \times 0,735 \times 0,2 = 384,04 \text{ KN}$$

- Section partiellement comprimée :

$$A_{v1} = \frac{11521,1}{400} = 28,80 \text{ cm}^2$$



$$A_{v2} = \frac{3840,4}{400} = 9,60 \text{ cm}^2$$

b.2) Armatures minimales :

$$\begin{aligned} A_{\min} &= \max \left(0,15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \\ &= \max (2,21 \text{ cm}^2, 7,72 \text{ cm}^2) \\ A_{\min} &= 7,72 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Le ferrailage a adoptée sur toute la surface de la bande du voile est $A_v = 28,80 \text{ cm}^2/\text{bande}$

$$A_v = 14,40 \text{ cm}^2/\text{bande}/\text{nappe} = 78,36 \text{ cm}^2/\text{nappe} \quad A_{v \text{ totale}} = 156,73 \text{ cm}^2$$

$$A_v \text{ choisit} = 160,76 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 40 \text{ HA16} = 80,38 \text{ cm}^2/\text{nappe} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

b.3) Armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL 99 :} \quad A_H = \frac{A_v}{4} = 40,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA 2003 :} \quad A_H \geq 0,15 \% \cdot B = 2,21 \text{ cm}^2$$

$$A_h \text{ totale} = 40,2 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 26 \text{ HA14} = 40 \text{ cm}^2/\text{nappe} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

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 :

$$\begin{aligned} A_{vj} &= 1,1 \times \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 422 \times 10}{400} \\ A_{vj} &= 16,25 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{vj \text{ choisit}} = 18,48 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 06 \text{ HA14} = 09,24 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

b.6) Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\text{- BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{422 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4000} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

- RPA 2003 : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 422 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4000} = 0.82 \text{ MPa}$

$$\tau_b = 0.82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

b.7) Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2787.27 \times 10^3}{200 \times 4000 + 15 \times 160.76 \times 10^2} = 2.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

b) Exemple de calcul :

b.1) Armatures verticales :

Soit à calculer le ferrailage du voile $L = 4 \text{ m}$ de la zone II :

$$L = 4 \text{ m}, e = 0.2 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 6830 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -3160 \text{ KN/m}^2$$

$\Rightarrow$ La section est partiellement comprimée :

$$L_c = \frac{6830}{6830 + 3160} \cdot 4 = 2.73 \text{ m}$$

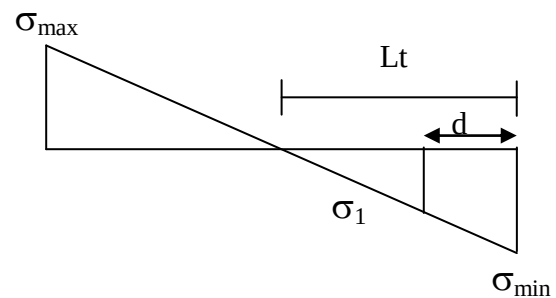
$$L_t = L - L_c = 4 - 2.73 = 1.27 \text{ m}$$

$$d \leq \min(1.53; 1.82)$$

$$\Rightarrow d = 1.53 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en une bande de longueur de ($d = 0.635$)

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(1.27 - 0.635) \times 3160}{1.27} = 1580 \text{ KN/m}^2$$



$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3160 + 1580}{2} \times 0.635 \times 0.2 = 300.99 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1580}{2} \times 0.635 \times 0.2 = 100.33 \text{ KN}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{v1} = \frac{3009,9}{400} = 7,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{1003,3}{400} = 2,51 \text{ cm}^2$$

b.2) Armatures minimales :

$$\begin{aligned} A_{\min} &= \max \left(0.15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \\ &= \max (1,91 \text{ cm}^2, 6,67 \text{ cm}^2) \\ A_{\min} &= 6,67 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Le ferrailage a adoptée sur toute la surface de la bande du voile est $A_v = 7,52 \text{ cm}^2/\text{bande}$

$$A_v = 3,76 \text{ cm}^2/\text{bande}/\text{nappe} = 23,68 \text{ cm}^2/\text{nappe} \quad A_{v \text{ totale}} = 47,36 \text{ cm}^2$$

$$A_v \text{ choisit} = 48,23 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 12 \text{ HA16} = 24.11 \text{ cm}^2/\text{nappe} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

b.3) Armatures horizontales :

D'après le BAEL 99 : $A_H = \frac{A_v}{4} = 12,05 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B = 1,91 \text{ cm}^2$

$$A_h \text{ totale} = 13,56 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 12 \text{ HA12} = 13,56 \text{ cm}^2/\text{nappe} \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 603,88 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 23,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj\text{choisit}} = 24,60 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 08\text{HA}14 = 12,30 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

b.6) Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\text{- BAEI 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{603,88 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4000} = 0,84 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 603,88 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4000} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

b.7) Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1869,3 \times 10^3}{200 \times 4000 + 15 \times 48,23 \times 10^2} = 2,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,14 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.5	3.5	3.5
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.7	0.7	0.7
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	1807.54	961.8	357.22
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-4974.29	-3779.23	-3167.87
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	355.58	365.84	275.9
	L _t (m)	2.57	2.79	3.15
	L _c (m)	0.93	0.71	0.35
	d (m)	1.284	1.395	1.573
	σ_1 [KN/m ²]	2487.145	1889.615	1583.935
	N (kN)	N ₁	957.73	790.79
		N ₂	319.244	263.598
	A _v (cm ²)	A _{v1}	23.94	19.77
		A _{v2}	7.98	6.59
	A _{vi} (cm ²)		13.69	14.08
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	27.37	23.29
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	7.98	10.11
	A _{min} (cm ²)		13.48	14.65
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	29.38	24.86
		Bande 2	13.56	15.82
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*13HA12	2*11HA12
		Bande 2	2*6HA12	2*7HA12
	S _t (cm)	Bande1	11 cm	14 cm
		Bande 2	22 cm	20 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		7.70	8.37
	A _H /nappe (cm ²)		3.85	4.19
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	6HA10
	ep =20cm		(A=4.68cm ²)	(A=5.46cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0.564	0.581
		τ_b (MPa)	0.790	0.813
	ELS	N _s (kN)	3509.16	2091.61
		σ_b (MPa)	4.6	2.7

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.45	2.45	2.45
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.49	0.49	0.49
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	20105.71	9527.16	4228.53
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-11128.4	-3262.62	-1059.57
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	554.33	386.86	293.2
	L _t (m)	0.87	0.62	0.49
	L _c (m)	1.58	1.83	1.96
	d (m)	0.436	0.312	0.245
	σ_1 [KN/m ²]	5564.200	1631.310	529.785
	N (kN)	N ₁	728.56	152.93
		N ₂	242.852	50.977
	A _v (cm ²)	A _{v1}	18.21	3.82
		A _{v2}	6.07	1.27
	A _{vi} (cm ²)		21.34	14.89
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	23.55	7.55
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	6.07	5.00
	A _{min} (cm ²)		4.58	3.28
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	24.86	11.3
		Bonde 2	11.3	9.04
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*11HA12	2*5HA12
		Bonde 2	2*4HA12	2*4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	5 cm	7cm
		Bonde 2	11cm	8cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2.62	1.87
	A _H /nappe (cm ²)		2.52	2.83
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10	4HA10
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	1.257	0.877
		τ_b (MPa)	1.760	1.228
	ELS	N _s (kN)	1640.1	-1115.61
		σ_b (MPa)	3.3E+00	-2.1E+00

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.75	1.75	1.75
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.35	0.35	0.35
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	17695.81	8747.96	4441.28
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-7988.44	-2085.66	-778.63
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	237.27	177.08	157.09
	L _t (m)	0.54	0.34	0.26
	L _c (m)	1.21	1.41	1.49
	d (m)	0.272	0.168	0.131
	σ_1 [KN/m ²]	3994.220	1042.830	389.315
	N (kN)	N ₁	326.10	52.70
		N ₂	108.701	17.567
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8.15	1.32
		A _{v2}	2.72	0.44
	A _{vj} (cm ²)		9.13	6.82
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	10.44	3.02
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	2.72	2.14
	A _{min} (cm ²)		2.86	1.77
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	11.3	6.78
		Bonde 2	6.78	6.78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*5HA12	2*3HA12
		Bonde 2	2*3HA12	2*3HA12
	S _t (cm)	Bonde1	6cm	6cm
		Bonde 2	10cm	6cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1.63	1.01
	A _H /nappe (cm ²)		2.52	1.70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10	4HA10
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0.753	0.562
		τ_b (MPa)	1.055	0.787
	ELS	N _s (kN)	-1418.31	-956.25
		σ_b (MPa)	-4.1E+00	-2.6E+00

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4	4
	e (m)	0.2	0.2	0.2
	B (m)	0.8	0.8	0.8
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	15776.46	10856.43	3719.76
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-11058.47	-8680.3	-2206.09
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	1093.19	1057.01	689.25
	L _t (m)	1.65	1.78	1.49
	L _c (m)	2.35	2.22	2.51
	d (m)	0.824	0.889	0.745
	σ_1 [KN/m ²]	5529.235	4340.150	1103.045
	N (kN)	N ₁	1367.13	1157.01
		N ₂	455.711	385.672
	A _v (cm ²)	A _{v1}	34.18	28.93
		A _{v2}	11.39	9.64
	A _{vi} (cm ²)		42.09	40.69
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	44.70	39.10
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	11.39	19.82
	A _{min} (cm ²)		8.65	9.33
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	48.24	40.2
		Bonde 2	15.4	21.56
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*12HA16	2*10HA16
		Bonde 2	2*5HA14	2*7HA14
	S _t (cm)	Bonde1	7 cm	9cm
		Bonde 2	17cm	13cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		4.95	5.33
	A _H /nappe (cm ²)		2.52	10.05
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA10	7HA10
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	1.518	1.468
		τ_b (MPa)	2.126	2.055
	ELS	N _s (kN)	-3354.51	-1869.3
		σ_b (MPa)	-4.2E+00	-2.1E+00

IX.1 Introduction :

Une fondation est, par définition, la partie inférieure de la structure qui permet la transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Ces efforts sont :

- Un effort normal : charges et surcharges verticales centrées.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment pouvant être de valeur variable qui s'exerce dans différents plans.

La fondation constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque, de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être classées comme suit :

- **Fondations superficielles :** (semelles isolées, semelles filantes et radier).

Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface du sol.

- **Fondations profondes :** (pieux, puits).

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond.

IX.2 Etude géotechnique du sol :

Le sol devra présenter une résistance suffisante et des tassements acceptables, sous les efforts transmis, pour l'ouvrage lui-même mais également pour les structures avoisinantes.

L'étude géologique du site nous donne une contrainte admissible du sol égale à **2 bars**.

Les tassements absolus et différentiels sous la contrainte de 2 bars sont admissibles.

Il n'y a pas de risque de remontée des eaux vu l'absence de nappe phréatique.

IX.3 Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- L'importance de la superstructure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats du dimensionnement.

IX.4 Fondation :

IX.4.1 Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement de la semelle isolée, il faut considérer l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du rez de chaussée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

– **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 \Rightarrow A = B$$

N_{ser}

D'où :

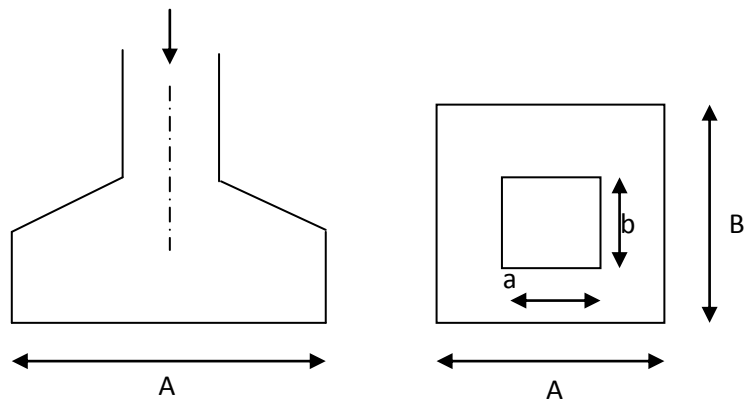
$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

– **Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 1963,5 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1963,5}{200}} = 3,13 \text{ m} \Rightarrow A = B = 3,13 \text{ m}$$



Vu L'importance des dimensions des semelles, dans le but d'éviter tout risque de chevauchement de ces dernières et vu que notre structure comporte des voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), l'option des semelles isolées est à écarter.

On aura donc à choisir entre des semelles filantes et le radier général, selon les résultats du dimensionnement.

IX.4.2 Semelles filantes :**IX.4.2.1 Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 2\text{Mpa}$).

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Voile	N (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m²]
Y1,Y2,Y3,Y4,Y5,Y6 V02 ,V04	2588.4	4	3.23	103.36
V01,V05	790.62	4.3	0.91	7.90
V03	1277.81	3	2.12	6.36
Y7,Y8	4084.16	3.5	5.83	40.81
Y10,Y11	647.8	1.75	1.85	6.48
Y13,Y14,V10,V11	1725.03	1.6	5.39	34.50
V9	2663.04	1.2	11.09	13.31
V12	2467.92	2.9	4.25	12.33
Y9,Y09	895.5	2.45	1.83	8.97
V5,V6,V7,V8	646.57	1.3	2.48	12.90
Somme				246.92

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : **S_v = 246.92 m²**

IX.4.2.2 Dimensionnement des semelles filantes sous les poteaux :**a) Hypothèses de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape de calcul :

- **Détermination de la résultante des charges :**

$$R = \sum N_i$$

- **Détermination de coordonnée de la résultante R :**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

- **Détermination de la distribution par (ml) de semelle :**

Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Si : $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

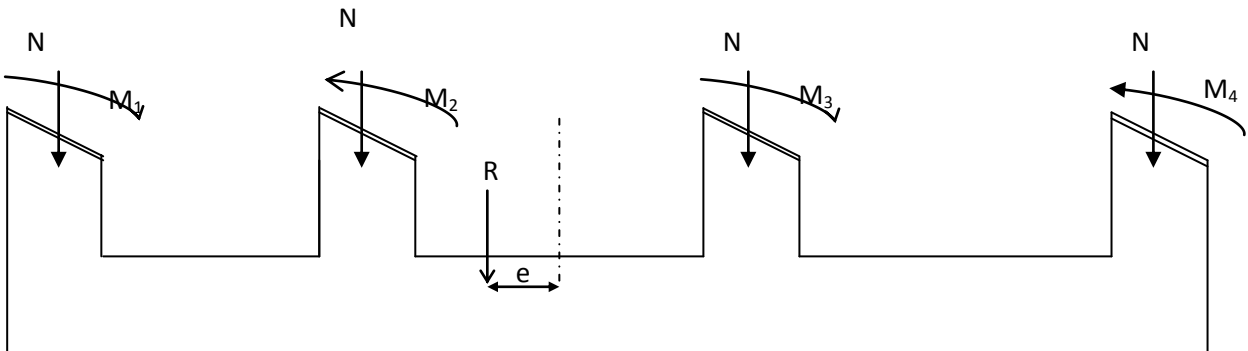
$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- **Détermination de largeur B de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Exemple de calcul :

poteau	Ns	ei	Ns x ei	Mi
C5	515.52	11.25	5799.60	-0.236
C31	296.31	-11.25	-3333.49	1.438
C32	989.91	-7.75	-7671.80	-2.544
C33	668.44	-3.75	-3712.16	-14.224
C34	617.72	-0.25	-154.43	2.146
C35	1963.5	3.25	6381.38	0.635
C36	611.93	7.25	4436.49	-2.651
Somme	$N_t = 5663.33$		$S = 1745.59$	$S = -15.436$

**Fig IX.1 :**Répartition des efforts dans la semelle filante.

- **Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :**

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_t = 5663.33 \text{ KN}$

- **Coordonnées de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle :**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

AN : $e = 0,305 \text{ m}$

- **Distribution de la réaction par mètre linéaire :**

$$e = 0,305m < \frac{L}{6} = \frac{22.5}{6} = 3.75m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5663.33}{22.5} \times \left(1 + \frac{6 \times (0,305)}{22.5}\right) = 272.18 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5663.33}{22.5} \times \left(1 - \frac{6 \times (0,305)}{22.5}\right) = 231.23 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5663.33}{22.5} \times \left(1 + \frac{3 \times (0,305)}{22.5}\right) = 261.93 \text{ KN/m}^2$$

• **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{261.93}{200} = 1,31 \text{ m}$$

On prend: $B = 1,30 \text{ m}$

Donc :

$$S = 1.30(6(22.5)) - 1.30(4(6)) + 1.30(2(3.5)) + 1.30(2(2.45)) + 1.30(3.50) + 1.30(2.60) = 120.9 \text{ m}^2$$

La surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 120.90 + 246.92 = 367.82 \text{ m}^2$$

n : Nombre de portiques dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$S_{\text{Bat}} = 441 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} = \frac{367.82}{441} = 0,83$$

La surface totale des semelles représente **83 %** de la surface du bâtiment.

– **Conclusion :**

Le pré dimensionnement des semelles filantes nous donne des largeurs importantes engendrant un chevauchement entre elles.

Puisque les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

IX.5 Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

IX.5.1 Pré-dimensionnement du radier :**a) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit être, au minimum, de 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

b) Selon la condition forfaitaire :

- **Sous voiles :**
$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

$$L_{\max} = 4.30 \text{ m} \Rightarrow 53.75 \text{ cm} \leq h \leq 86 \text{ cm}$$

On prend: **$h_n = 70 \text{ cm}$**

- Sous poteaux :

- La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25 cm}$$

$$h_d \geq \frac{430}{20} = 21.5 \text{ cm}$$

On prend : **$h_d = 30 \text{ cm}$**

- **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{430}{10} = 43 \text{ cm}$$

On prend : **$h_n = 50 \text{ cm}$**

c) 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 ($K = 40 \text{ Mpa}$).

$L_{\max}$: Distance maximale entre nus des nervures.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b = 1 \text{ m}$).

E : Le module de Young, pour un chargement de longue durée ($E = 10818,86 \text{ Mpa}$).

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,30}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,855 \text{ m} = 85,5 \text{ cm}$$

On prend : **$h_n = 90 \text{ cm}$**

-Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \Rightarrow 0,4 \times 90 \leq b_n \leq 0,7 \times 90 = 36 \leq b_n \leq 63$$

On prend : **$b_n = 45 \text{ cm}$**

Remarque :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

$h_n = 90\text{cm}$ (Hauteur des nervures suivant les deux sens).

$h_d = 30\text{ cm}$ (Epaisseur de la dalle).

$b = 45\text{ cm}$ (Largeur de la nervure).

IX.5.2 Détermination des efforts :

- Charge permanente $G = 59343.85\text{ KN}$
- Charge d'exploitation $Q = 10793.28\text{ KN}$

– Combinaisons d'action :

A l'ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 96304.12\text{ KN}$

A l'ELS: $N_s = G + Q = 70137.13\text{ KN}$

IX.5.3 Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{96304.12}{1,33 \times 200} = 362.04\text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{70137.13}{200} = 350.68\text{m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 362.04\text{m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 441\text{m}^2 > S_{\text{rad}} = 362.04\text{m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ($L_{\text{déb}}$), comme nous l'impose le BAEL 91 modifié 99.

($L_{\text{déb}}$) est calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30\text{ cm}\right) = 45\text{ cm}$$

Soit un débord de largeur $L_{\text{déb}} = 50\text{cm}$.

La surface totale du radier devient :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 441 + 42.1 = 483.1\text{ m}^2$$

IX.5.4 Détermination des efforts à la base du radier :**- a) Poids total du radier :**

P_{rad} = Poids de la dalle flottante. + Poids de (T.V.O) + Poids de la nervure + Poids de la dalle.

- Poids de la dalle flottante libre : $P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$ ($e_p = 12$ cm).

$$P_{df} = (483.1 \times 0,12) \times 25 = 1449.3 \text{ KN}$$

- Poids de T.V.O: $P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$

$$P_{TVO} = [483.1 - 123.80] \times 0.60 \times 17 = 3664.86 \text{ KN}$$

- Poids des nervures : $P_{nerv} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$

$$P_{nerv} = (275.1 \times 0,60 \times 0,45) \times 25 = 1856.93 \text{ KN}$$

- Poids de la dalle : $P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$

$$P_{dalle} = [483.1 - (275.1 \times 0,45)] \times 0,3 \times 25 = 2694.78 \text{ KN}$$

$$\text{Poids total du radier} = 1449.3 + 3664.86 + 1856.93 + 2694.78 = 9665.78 \text{ KN}$$

- b) Poids totale de l'ouvrage :

$$G_T = G_{rad} + G_{str} = 9665.78 + 59343.85 = 69009.63 \text{ kN}$$

- c) Surcharge total :

$$Q_T = Q_{rad} + Q_{str} = 1.5 \times 483.1 + 10793.28 = 11517.93 \text{ kN}$$

- d) Les combinaisons d'actions :

$$\underline{\text{L'ELU}} : N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 69009.63 + 1.5 \times 11517.93 = 110439.89 \text{ kN}$$

$$\underline{\text{L'ELS}} : N_s = G + Q = 69009.63 + 11517.93 = 80527.56 \text{ kN}$$

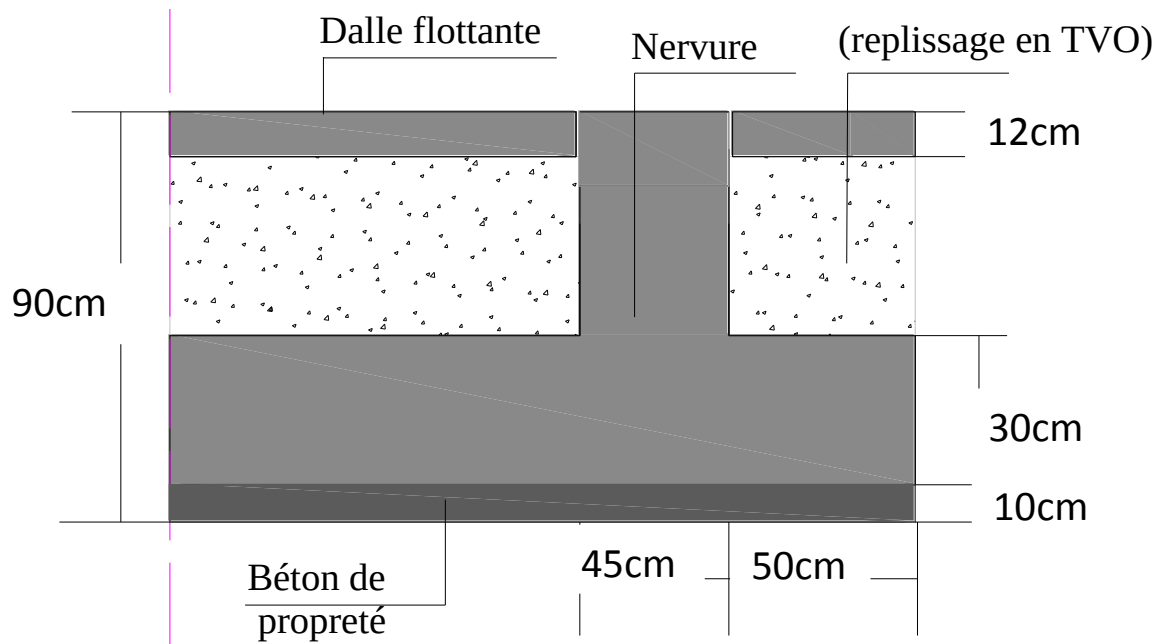


Fig.IX.2 : Coupe verticale sur radier.

IX.5.5 Vérifications :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :,

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa.}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{110439,89 \times 1}{483,1} \times \frac{4,3}{2} = 491,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{491,5}{1 \times 0,27} = 1,82 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,82 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

b) Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

P : poids total à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 0,90 \text{ m}$)

$$P = G + G_{radier} = 59343.85 + 9665.78 = 69009.63 \text{ kN}$$

$$P \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 483.1 \times 10 \times 0,90 = 6521.85 \text{ kN}$$

$$P = 69009.63 \text{ kN} > 6521.85 \text{ kN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

c) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)

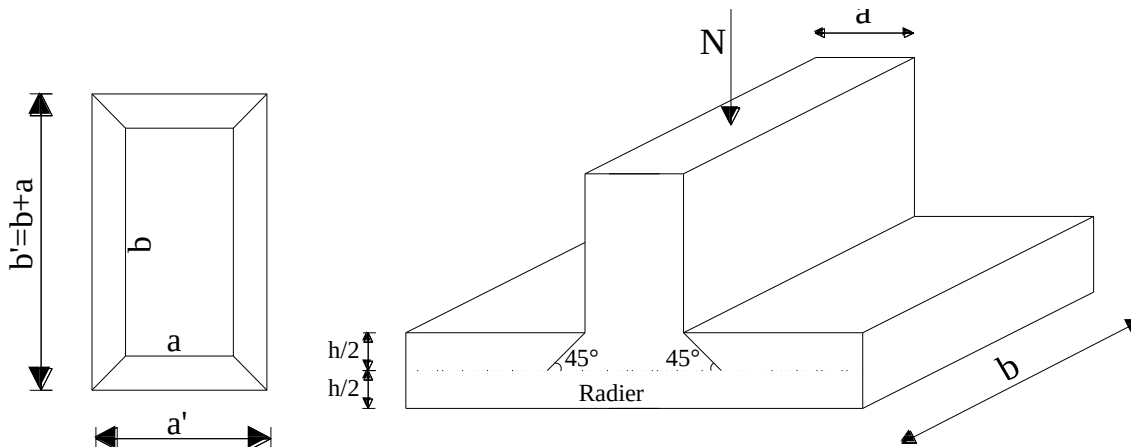
Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \mu_c h f_{c28}$$

N_u : Charge de poteau à l'ELU égale à 1071.43 kN

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale du radier égale à 80 cm



– **Vérification pour les poteaux**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,9) \times 2 = 5.4 \text{ m}$$

$$N_u = 2706.57 \leq 0,045 \times 5.4 \times 25000 = 6075 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

– **Vérification pour les voiles**

On considère une bonde de 1 ml du voile

$$e = 20 \text{ cm}, b = 1 \text{ m}$$

N_u : Charge de voile à l'ELU égale à 3237.99 KN

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,20 + 1 + 2 \times 0,90) \times 2 = 6 \text{ m.}$$

$$N_u = 3237.99 \leq 0,045 \times 6 \times 25000 = 6750 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$ Condition Vérifiée.

d) Vérification de la stabilité du radier :

• **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

- **Centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9.80 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 11.25 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 14117.88 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 18604.68 \text{ m}^4.$$

• **Vérification :**

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Effort de renversement dû au séisme.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure.

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

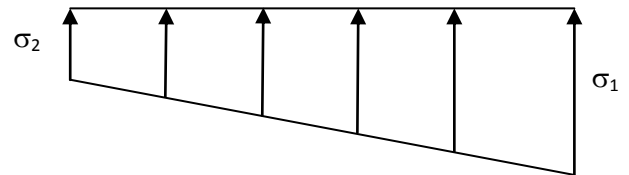


Fig.IX.3 : Diagramme des contraintes du sol.

Ainsi, on doit vérifier que :

$$\text{- A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\text{- A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 ; 2\sigma_{sol} = 400 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

– Calcul des moments :

$$M_{xx} = 80659.577 + (3734.98 \times 0,9) = 84021.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 61359.394 + (4389.84 \times 0,9) = 65310.25 \text{ KN.m}$$

– **Sens longitudinal (xx):**

A l'ELU $N_U = 110439.89 \text{ KN}$; $M_{xx} = 84021.96 \text{ KN.m}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{110439.89}{483.1} + \frac{84021.96}{18604.68} \times 9.8 = 272.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{110439.89}{483.1} - \frac{84021.96}{18604.68} \times 9.8 = 184.35 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 272.86 + 184.35}{4} = 250.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS $N_S = 80527 \text{ KN}$; $M_{xx} = 84021.96 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{80527}{483.1} + \frac{84021.96}{18604.68} \times 9.8 = 210.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{80527}{483.1} - \frac{84021.96}{18604.68} \times 9.8 = 122.43 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 210.94 + 122.43}{4} = 188.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

– **Sens transversal (yy) :**

A l'ELU $N_U = 110439.89 \text{ KN}$; $M_{yy} = 65310.25 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{110439.89}{483.1} + \frac{65310.25}{14117.88} \times 11.25 = 280.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{110439.89}{483.1} - \frac{65310.25}{14117.88} \times 11.25 = 176.56 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 280.65 + 176.56}{4} = 254.62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS N_s = 80527KN ; M_{yy}=65310.25 KN.m

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{80527}{483.1} + \frac{65310.25}{14117.88} \times 11.25 = 218.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{80527}{483.1} - \frac{65310.25}{14117.88} \times 11.25 = 114.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 218.73 + 114.64}{4} = 192.70 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	A l'ELU			A l'ELS			Observation
	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	
X-X	272.86	184.35	250.73	210.94	122.43	188.81	OK
Y-Y	280.65	176.56	254.62	218.73	114.64	192.70	OK

Toutes les conditions sont vérifiées, la stabilité du radier est vérifiée.

IX.5.6 ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisé 99.

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

$$\text{- A l'ELU : } q_u = \sigma_m^{\max}(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 254,62 - \frac{9665,78}{483,1} = 234,61 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- A l'ELS : } q_s = \sigma_m^{\max}(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 192,70 - \frac{9665,78}{483,1} = 172,69 \text{ KN/m}^2$$

IX.5.6.1 Ferrailage du panneau de dalle:

Elle sera calculée comme un ensemble de panneaux soumis à la réaction du sol.

a) Identification et dimensions du panneau de dalle le plus sollicité :

On choisira le panneau le plus défavorable.

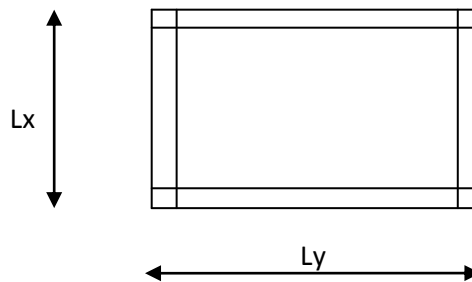


Fig.IX.4 : Dimensions du panneau de dalle le plus défavorable.

b) Ferrailage du panneau :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,30} = 0,93$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

$$\text{A l'ELU : } \rho = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,841 \end{cases} \quad (\text{des tables de PIGEAUD})$$

$$\text{A l'ELS : } \rho = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,050 \\ \mu_y = 0,891 \end{cases} \text{ (des tables de PIGEAUD)}$$

Remarque :

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

- Moment en travée : $0,75M_{ox}$ ou $0,75M_{oy}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel

- moment en travée : $0,85M_{ox}$ ou $0,85M_{oy}$
- moment sur appui de rive : $0,3M_{ox}$ ou $0,3M_{oy}$
- moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$

- **Calcul à l'ELU :**

Evaluation des moments de flexion M_x et M_y :

$$M_x = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_x = 0,0428 \times 234.61 \times (4)^2 = 160.66 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0,841 \times 160.66 = 135.12 \text{ KN.m}$$

– Moments aux appuis :

- Appuis de rive :

$$M_x^a = (0,3) \times M_x$$

$$M_x^a = (0,3) \times 160.66 = 48.20 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = (0,3) \times M_y$$

$$M_y^a = (0,3) \times 135.12 = 40.54 \text{ KN.m}$$

- Appuis intermédiaires :

$$M_x^a = (0,5) \times M_x$$

$$M_x^a = (0,5) \times 160.66 = 80.33 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = (0,5) \times M_y$$

$$M_y^a = (0,5) \times 135.12 = 67.56 \text{ KN.m}$$

– Moments en travée :

$$M_x^t = (0,85) \times M_x$$

$$M_x^t = (0,85) \times 160.66 = 136.56 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = (0,85) \times M_y$$

$$M_y^t = (0,85) \times 135.12 = 114.85 \text{ KN.m}$$

• **Calcul à l'ELS :**

Evaluation des moments de flexion M_x et M_y :

$$M_x = \mu_x q_s l_x^2$$

$$M_x = 0,05 \times 172.69 \times (4)^2 = 138.15 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 0,891 \times 138.15 = 123.10 \text{ KN.m}$$

– Moments aux appuis :

• Appuis de rive :

$$M_x^a = (0,3) \times M_x$$

$$M_x^a = (0,3) \times 138.15 = 41.44 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = (0,3) \times M_y$$

$$M_y^a = (0,3) \times 123.10 = 36.93 \text{ KN.m}$$

• Appuis intermédiaires :

$$M_x^a = (0,5) \times M_x$$

$$M_x^a = (0,5) \times 138.15 = 69.07 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = (0,5) \times M_y$$

$$M_y^a = (0,5) \times 123.10 = 61.55 \text{ KN.m}$$

– Moments en travée :

$$M_x^t = (0,85) \times M_x$$

$$M_x^t = (0,85) \times 138.15 = 117.42 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = (0,85) \times M_y$$

$$M_y^t = (0,85) \times 123.10 = 104.64 \text{ KN.m}$$

c) Ferrailage à l'ELU :

- **Sections minimales :** (Article A.7.4 du BAEL 91 modifié 99).

– **Sens de la petite portée l_x**

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \Rightarrow A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh$$

ω_0 : Taux de pourcentage d'acier minimal réglementaire ($\omega_0=0,0008$ pour les HA FeE400).

ω_x : Taux de pourcentage d'acier égal au rapport de la section d'armatures minimale (d'une direction donnée) à la section totale du béton.

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0,96}{2} = 2,45 \text{ cm}^2$$

– **Sens de la grande portée l_y :**

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y \geq \omega_0 bh$$

$$A_y^{\min} \geq 0,8 \times 10^{-3} \times 100 \times 30 = 2,40 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures**

Art A.8.42 BAEL91

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

- La direction la plus sollicitée x-x

$$S_t \leq \min(2h ; 25\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(60\text{cm} ; 25\text{cm}) S_t \leq 25\text{cm}$$

- La direction perpendiculaire à la plus sollicitée y-y

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(90\text{cm} ; 33\text{cm}) \quad S_t \leq 33\text{cm}$$

d) Ferrailage :**• Ferrailage dans le sens x-x :**

❖ **aux appuis :** on choisit ($M_{x \max}$) entre l'appui de rive et l'appui intermédiaire.

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{80.33 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,077 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,077 \rightarrow \beta_u = 0,959$$

$$A_a^x = \frac{M_x^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{80.33 \times 10^3}{0,959 \times 27 \times 348} = 8.91 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ferrailage adopté : **6HA14 / ml = 9,23 cm² / ml**

Avec un espacement de **15cm** $\leq$ 25 cm $\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

$$A_a^x = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,45 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ **Ferrailage en travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{136.56 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,132 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,132 \rightarrow \beta_u = 0,929$$

$$A_t^x = \frac{M_{tx}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{136.56 \times 10^3}{0,929 \times 27 \times 348} = 15.64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ferrailage adopté : **8HA16/ ml = 16,08 cm² / ml**

Avec un espacement de **12 cm** $\leq$ 25 cm $\Rightarrow$ La condition est vérifiée

$$A_t^x = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{La condition est vérifié}$$

• Ferrailage dans le sens y-y

❖ **aux appuis :** on choisit ($M_{y \max}$) entre l'appui de rive et l'appui intermédiaire.

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{67.56 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,065 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,065 \rightarrow \beta_u = 0,966$$

$$A_a^y = \frac{M_y^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{67.56 \times 10^3}{0,966 \times 27 \times 348} = 7.44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ferrailage adopté : **6HA14 / ml = 9.23 cm² / ml**

Avec un espacement de **15cm** ≤ 33 cm ⇒ La condition est vérifiée.

$$A_a^y = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,40 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ **Ferrailage en travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{114.85 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,111 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_u = 0,111 \rightarrow \beta_u = 0,941$$

$$A_t^y = \frac{M_{ty}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{114.85 \times 10^3}{0,941 \times 27 \times 348} = 12.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ferrailage adopté : **7HA16/ ml = 14.07 cm² / ml**

Avec un espacement de **15 cm** ≤ 33 cm ⇒ La condition est vérifiée

$$A_t^y = 14.07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,40 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	comb		M _u	μ	Obse	β	A _{cal}	A _{min}	A _s	A _{adoptée}	S _t
X-X	ELU	Appuis	80,33	0.077	SSA	0,959	8.91	2,45	9.23	6HA14	15
		Travée	136,56	0.132	SSA	0,929	15.64	2,45	16.08	8HA16	12
Y-Y	ELU	Appuis	67,56	0.065	SSA	0,966	7.44	2,40	9.23	6HA14	15
		Travée	114,85	0.111	SSA	0,941	12.98	2,40	14.07	7HA16	14

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage et pour des raisons d'économie, on adopte le même ferrailage pour tous les panneaux.

e) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- Aux appuis :○ **Sens l_x :**

$$\gamma = \frac{80.33}{69.07} = 1,16 \text{ et } \mu = 0,077 \rightarrow \alpha = 0,1016$$

$$\alpha = 0,1016 < \frac{1,16 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,33 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

○ **Sens l_y :**

$$\gamma = \frac{67.56}{61.55} = 1,09 \text{ et } \mu = 0,065 \rightarrow \alpha = 0,0854$$

$$\alpha = 0,0854 < \frac{1,09 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,295 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- En travée :○ **Sens l_x :**

$$\gamma = \frac{136.56}{117.42} = 1,16 \text{ et } \mu = 0,132 \rightarrow \alpha = 0,1776$$

$$\alpha = 0,1776 < \frac{1,16 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,33 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

○ **Sens l_y :**

$$\gamma = \frac{114.85}{104.64} = 1,09 \text{ et } \mu = 0,111 \rightarrow \alpha = 0,1474$$

$$\alpha = 0,1474 < \frac{1,09 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,295 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

IX.5.6.2 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie ; illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

a) Sollicitation de calcul :

✓ **A l'ELU :**

$q_u = 234.61 \text{ KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-234.61 \times 0,5^2}{2} = -29.45 \text{ KN.m}$$

✓ **A l'ELS :**

$q_s = 172.69 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-172.69 \times 0,5^2}{2} = -21.58 \text{ KN.m}$$

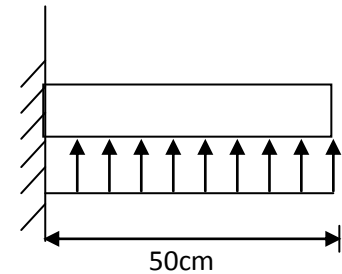


Schéma statique du débord

b) Calcul des armatures a l'ELU :**b-1 Armatures principales :**

$b = 1 \text{ m}$; $d = 27 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{29.45 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0,028 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,028 \rightarrow \beta_u = 0,986$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{29.45 \times 10^3}{0,986 \times 27 \times 348} = 3.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_u = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $St = 25 \text{ cm}$

b-2 Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 2 \text{ HA}12/\text{ml} = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

c) Vérification à l'ELU :**❖ Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{29.45}{21.58} = 1.36$$

$$\mu = 0.028 \rightarrow \alpha = 0.0355$$

$$\alpha = 0.0355 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \Rightarrow$ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

IX.5.6.3 Ferrailage de la nervure :**♦ Détermination des charges :**

Sens x-x :

$$\text{ELU : } q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{nerv}}}{S_{\text{nerv}}} \right) = 250.73 - \frac{9665.78}{483.1} - \frac{1856.93}{123.80} = 215.73 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{nerv}}}{S_{\text{nerv}}} \right) = 188.81 - \frac{9665.78}{483.1} - \frac{1856.93}{123.80} = 153.81 \text{ kN/m}$$

♦ **Détermination des charges :**

Sens y-y :

$$\text{ELU : } q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{serv}}}{S_{\text{serv}}} \right) = 254.62 - \frac{9665.78}{483.1} - \frac{1856.93}{123.80} = 219.62 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{serv}}}{S_{\text{serv}}} \right) = 192.70 - \frac{9665.78}{483.1} - \frac{1856.93}{123.80} = 157.69 \text{ kN/m}$$

Détermination des efforts :

➤ **Sens longitudinal (x-x):**

❖ **E.L.U**

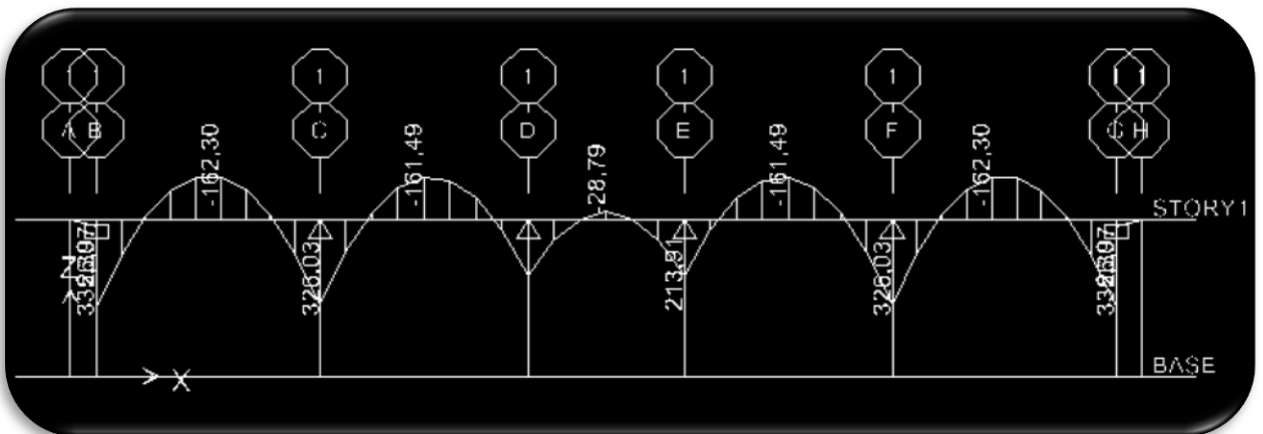
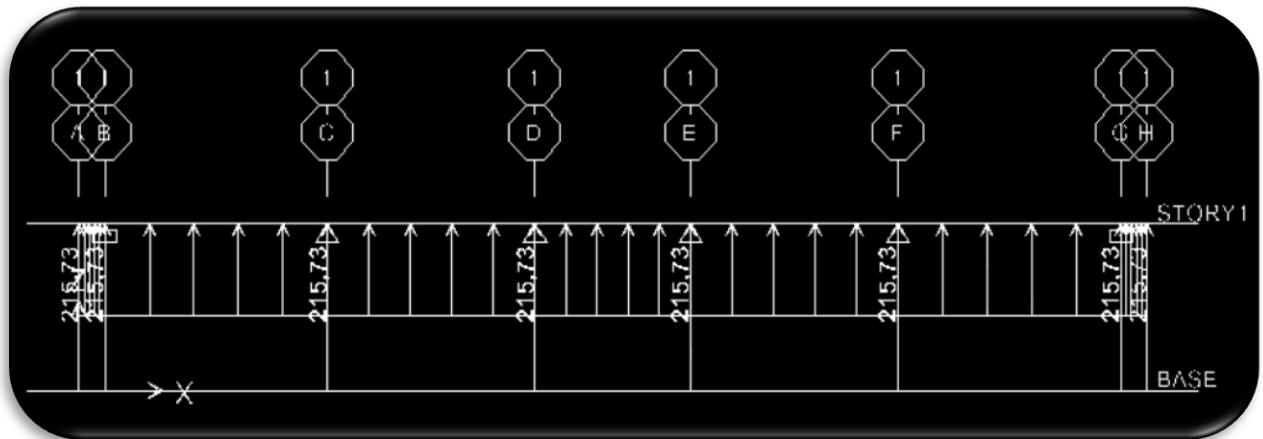


Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.U

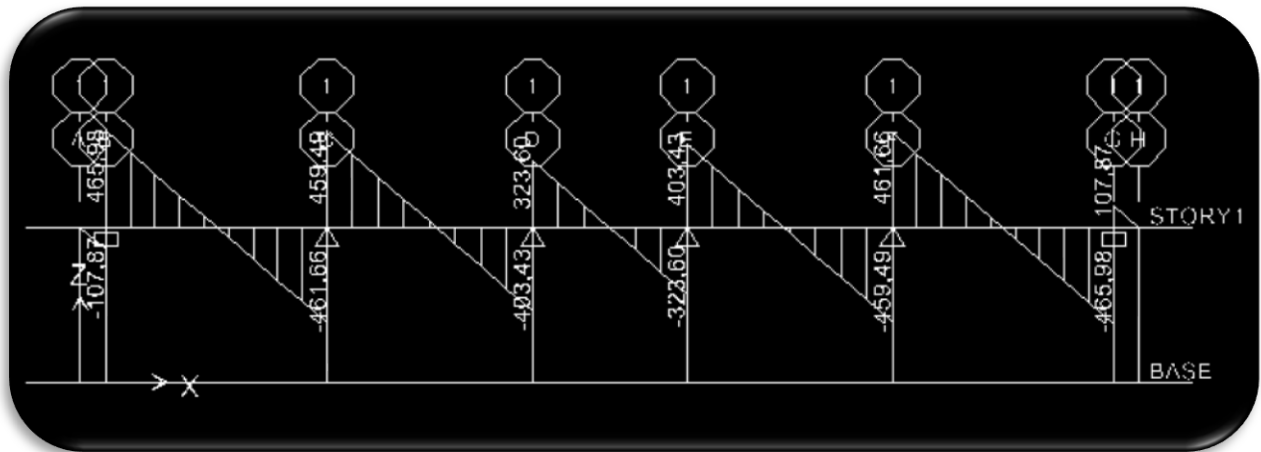


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

➤ Calcul des armatures dans le sens longitudinal (x-x):

$$M_t^{\max} = 162,30 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = -332,60 \text{ kN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 87 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

✓ Aux appuis :

$$M_a^{\max} = -332,60 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{332,60 \times 10^3}{45 \times 87^2 \times 14,2} = 0,068 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,068 \rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{332,60 \times 10^3}{0,965 \times 87 \times 348} = 11,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

✓ En travée :

$$M_t = 162,30 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{162,30 \times 10^3}{45 \times 87^2 \times 14,2} = 0,033 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,033 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{162,30 \times 10^3}{0,983 \times 87 \times 348} = 5,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}14 = 6,15 \text{ cm}^2$$

Détermination des efforts dans le Sens longitudinal (x-x):

❖ E.L.S :

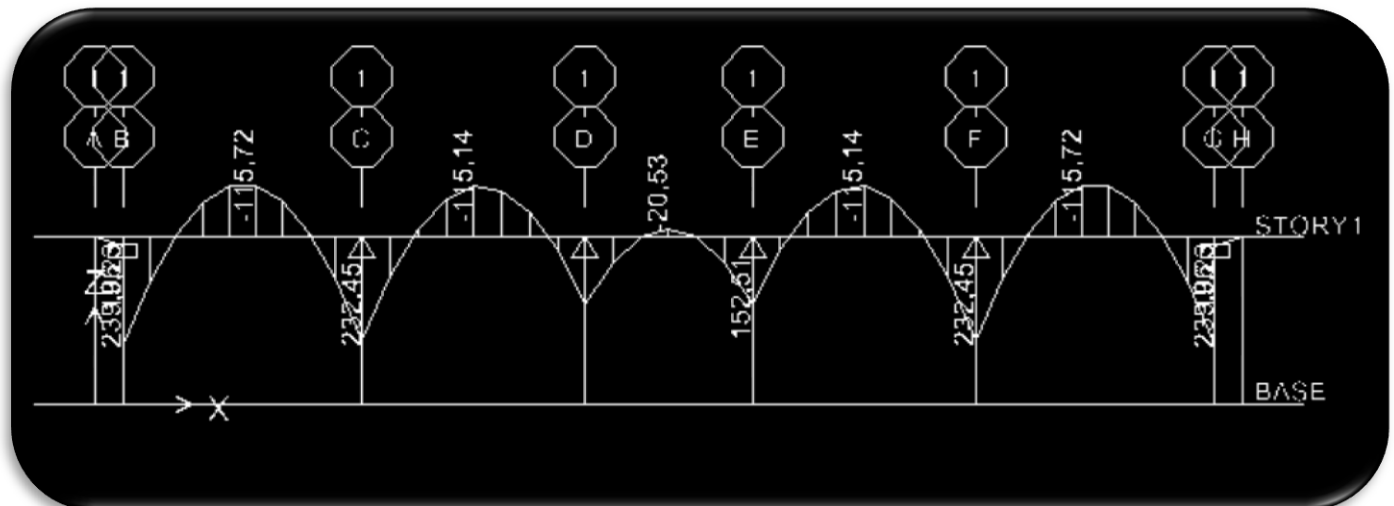
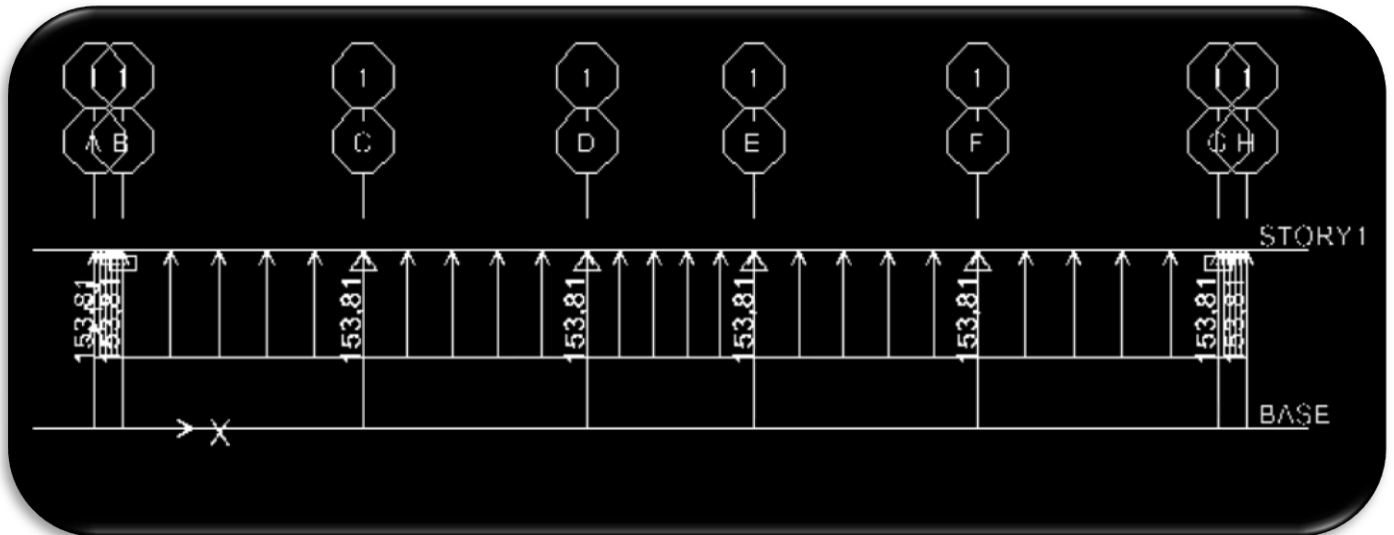


Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

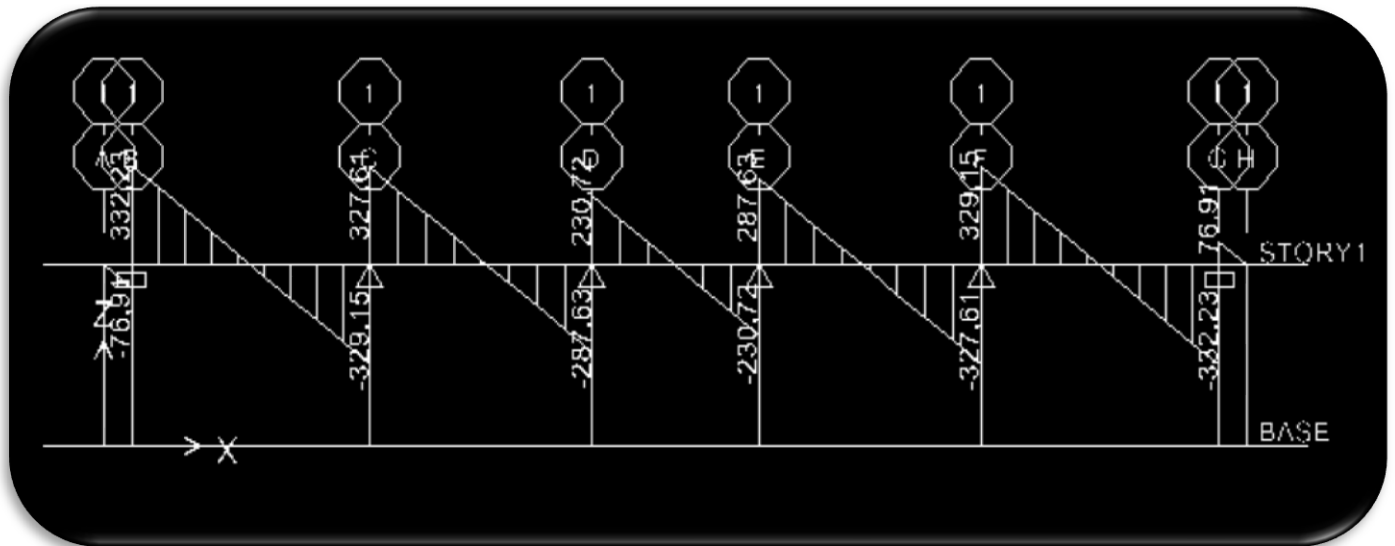
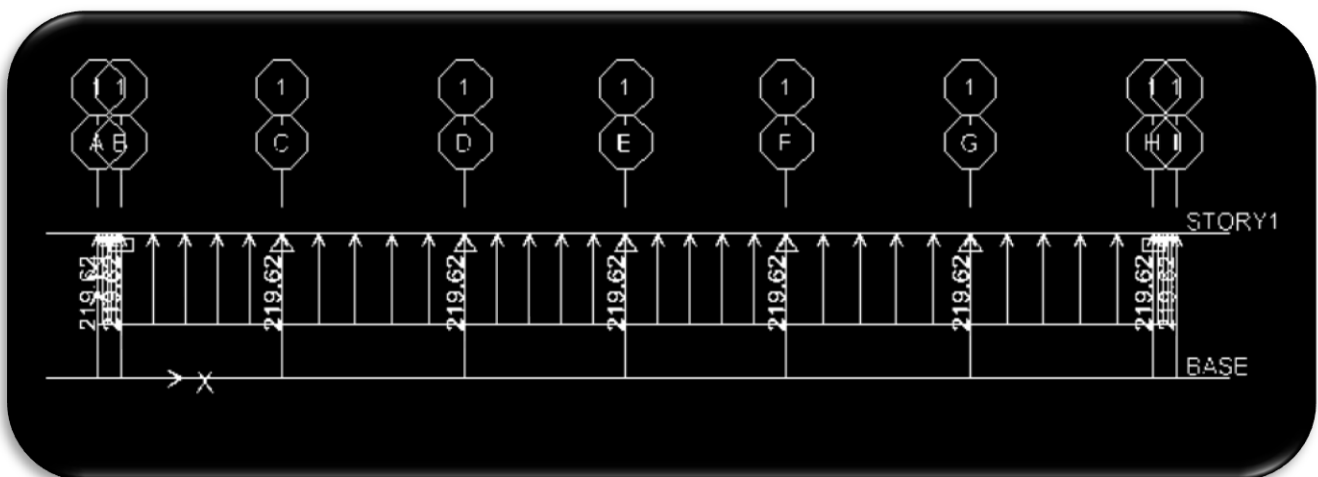


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

Détermination des efforts dans le Sens transversal (y-y):

➤ **ELU :**



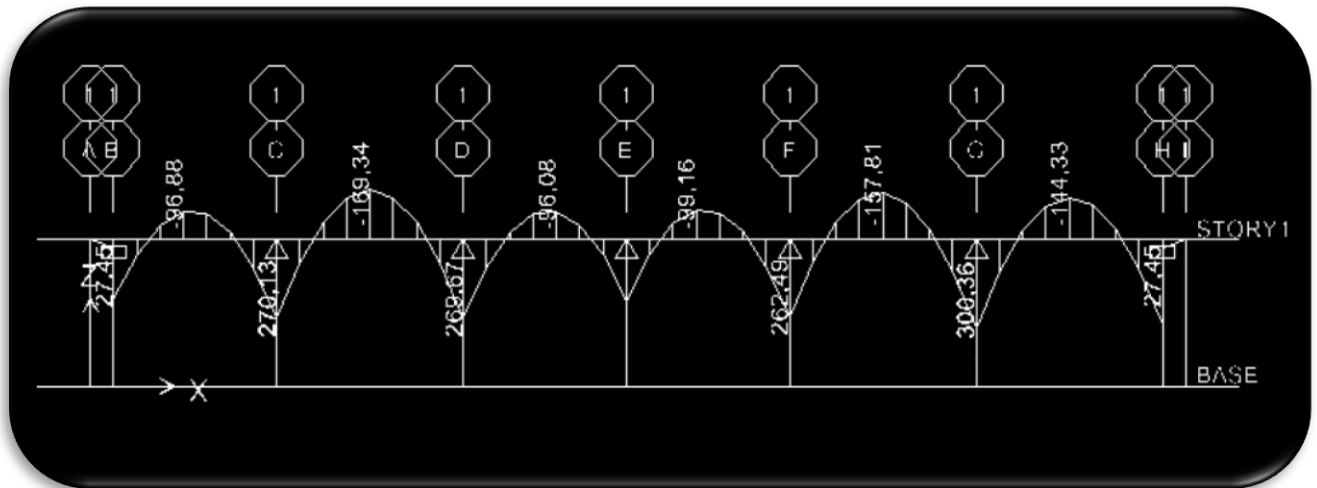


Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.U

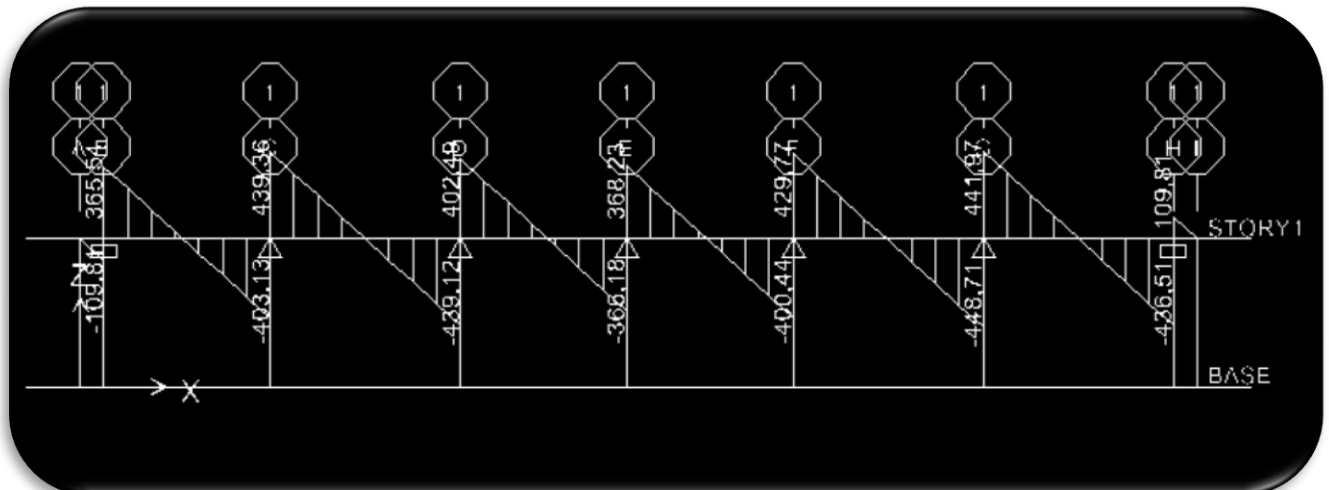
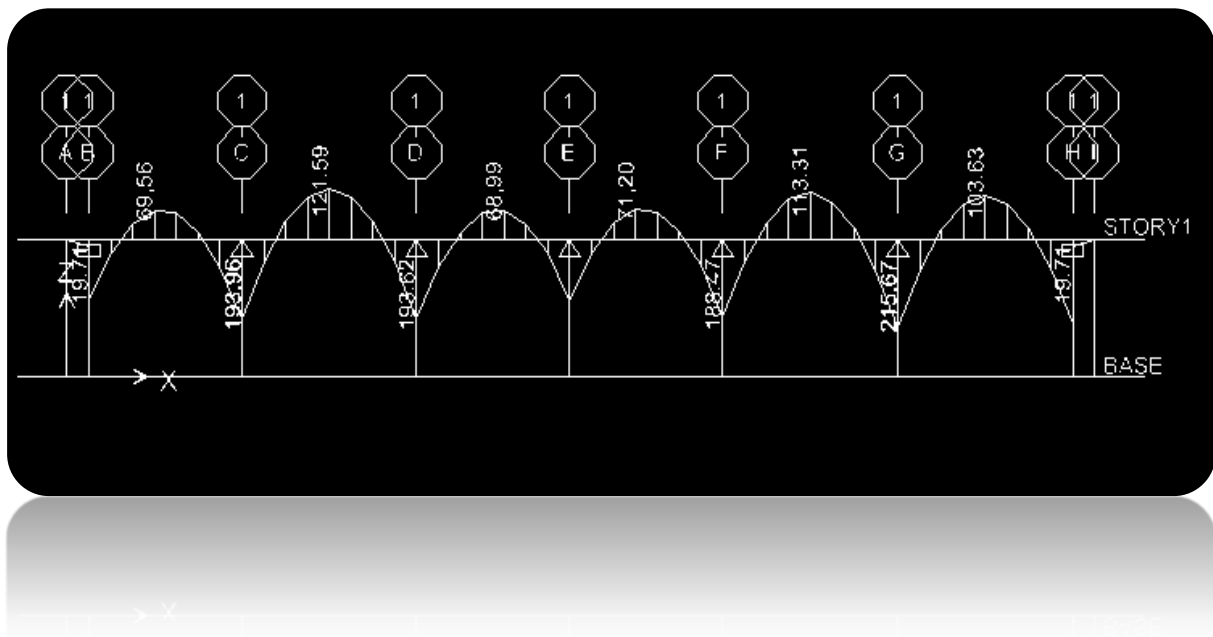
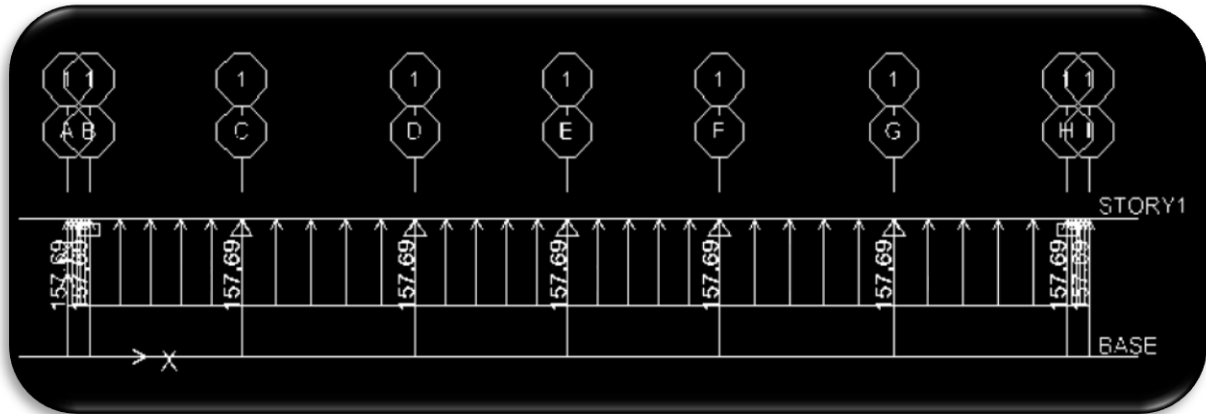


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

Détermination des efforts dans le Sens transversal (y-y):

➤ ELS :

**Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S**

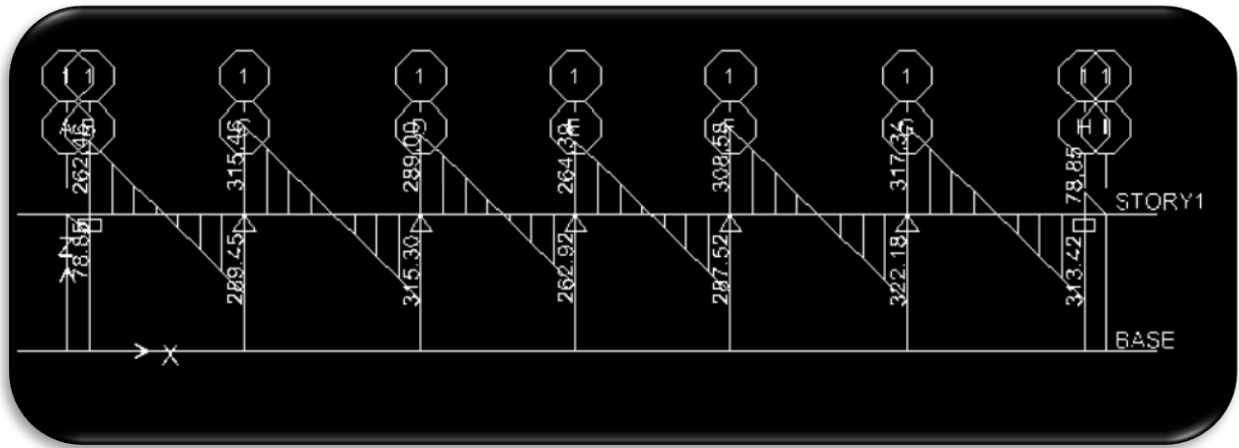


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

- Calcul des armatures dans le sens transversal (y-y) :

$$M_t^{\max} = 169,34 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = -300,36 \text{ kN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 87 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

✓ Aux appuis :

$$M_a^{\max} = -300,36 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{300,36 \times 10^3}{45 \times 87^2 \times 14,2} = 0,062 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,062 \rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{300,36 \times 10^3}{0,968 \times 87 \times 348} = 10,24 \text{ cm}^2$$

$$8\text{HA}14 = 12,31 \text{ cm}^2$$

✓ En travée :

$$M_t^{\max} = 169,34 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{169,34 \times 10^3}{45 \times 87^2 \times 14,2} = 0,035 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,035 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{169,34 \times 10^3}{0,982 \times 87 \times 348} = 5,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2.$$

a) Vérifications à l'ELU :

- Condition de non fragilité :

❖ **Sens longitudinal (X-X) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23b d f_{t28}}{f_e} = 4,73 \text{ cm}^2$$

$A_{ua} = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

$A_{ut} = 6,15 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

❖ **Sens transversal (Y-Y) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23b d f_{t28}}{f_e} = 4,73 \text{ cm}^2$$

$A_{ua} = 12,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

$A_{ut} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ **Sens longitudinal (X-X):**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{465,98 \times 10^3}{450 \times 870} = 1,19 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 1,19 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

❖ **Sens transversal (Y-Y):**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{448,71 \times 10^3}{450 \times 870} = 1,15 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 1,15 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- Espacement des armatures transversales :**❖ En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{22.5 ; 19.2\} = 19.2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

❖ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 45 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

- Armatures transversales minimales :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (25.71 ; 45 ; 16)$$

$$\text{Soit } \Phi = 10 \text{ mm}$$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ (deux cadres).}$$

b) Vérifications à l'ELS :**❖ Sens longitudinal (X-X) :****- Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{332,60}{239,06} = 1,39$$

$$\mu = 0,068 \rightarrow \alpha = 0,0881$$

$$\alpha = 0,0881 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{162,30}{115,72} = 1,40$$

$$\mu = 0,033 \rightarrow \alpha = 0,0432$$

$$\alpha = 0,0432 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ **Sens transversal (Y-Y) :****- Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{300,36}{215,67} = 1,39$$

$$\mu = 0,062 \rightarrow \alpha = 0,0801$$

$$\alpha = 0,0801 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{169,34}{121,67} = 1,39$$

$$\mu = 0,035 \rightarrow \alpha = 0,0459$$

$$\alpha = 0,0459 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ **Conclusion :**

La condition $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée, il n'est donc pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

f) Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 90 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml } 0,90 = 3,33 \text{ cm}^2 \text{ par parois.}$$

Soit donc 2HA16 avec $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$

I. étude de mur plaque :

1. Introduction :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastrées au niveau de la fondation. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

2. pré dimensionnement du mur plaque:

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (**Art 10.1.2**) pour le mur plaque est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

3. Prescription du RPA99/version 2003:

Article 10.4.3:

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$p_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times [1 \pm K_v] \times \gamma \times H^2$, appliquée horizontalement à $\frac{H}{2}$ au dessus de la base de la semelle du mur .

Avec :

K_{ad} : coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

Avec :

γ : Poids volumique du sol du remblai.

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce p_{ad}

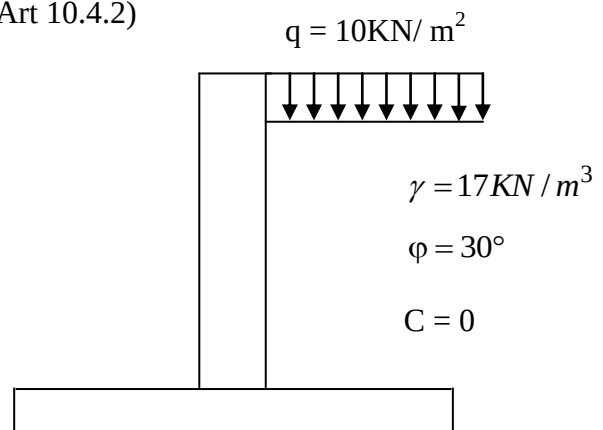
$$\theta : \arctg \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

$k_h = A$: coefficient d'accélération de zone (Art 10.4.2)

$k_v = \pm 0,3 \times k_h$ Contrainte vertical (Art 10.4.2)

4. Caractéristiques du sol :

- ❖ Poids spécifique : $\gamma = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$
- ❖ Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- ❖ Cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent)
- ❖ Surcharges éventuelles : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- ❖ contrainte de sol : 2 bar



5. Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

$$\sigma_h = k_a \times \sigma_v$$

à l'ELU :

$$\sigma_H = k_a (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

Avec :

k_a : Coefficient de la poussée des terres au repos.

q : Surcharge

$$k_a = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right] = 0,33$$

Pour : $h=0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 4,95 \text{ KN/m}^2$

Pour : $h = 3,06 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 28,12 \text{ KN/m}^2$

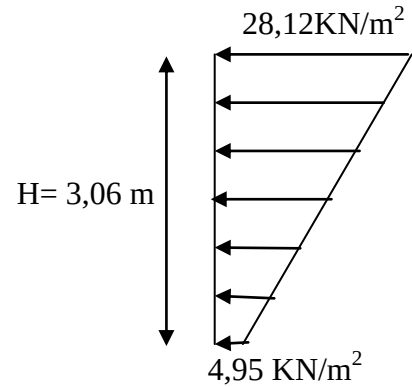


Fig X-6 : diagramme des contraintes à l'ELU

➤ Calcul dynamique :

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v$$

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

$k_h = A = 0,25$: coefficient d'accélération de zone (**Art10.4.2**)

$k_v = 0,083$

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 \pm k_v} = 16,94^\circ$$

$\beta = 0$

$k_{ad} = 0,57$

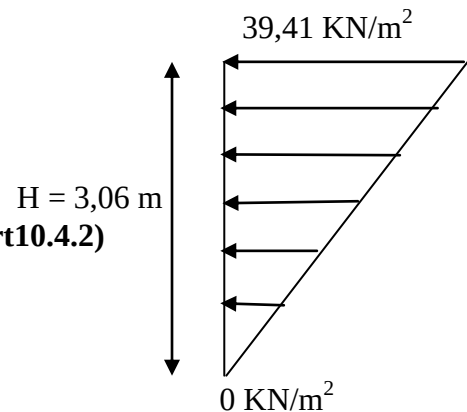


Fig X-7 : diagramme des contraintes dynamique

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \gamma \times h = 12,88 \times H$$

Pour $h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_h = 0 \text{ KN/m}^2$

Pour $h = 3,06 \text{ m} \Rightarrow \sigma_h = 39,41 \text{ KN/m}^2$

➤ ELS :

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_v = K_a (q + \gamma \times h)$$

$h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_h = 0,33 \times 10 = 3,3 \text{ KN/m}^2$

$h = 3,06 \text{ m} \Rightarrow \sigma_h = 0,33(10 + 17 \times 3,5) = 20,46 \text{ KN/m}^2$

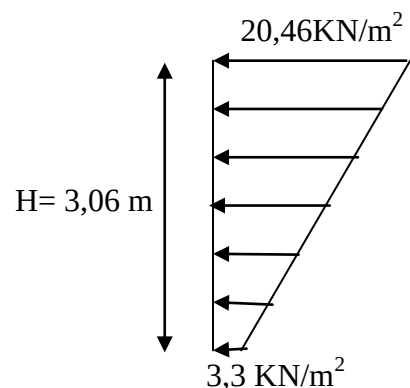


Fig X-8 : diagramme des contraintes à l'ELS

6. Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m :

$$\text{Calcul dynamique : } q_{dyn} = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \times 39,41 + 0)}{4} = 29,56 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELU : } q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \times 28,12 + 4,95)}{4} = 22,32 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \times 20,46 + 3,3)}{4} = 16,17 \text{ KN/m}$$

7. Ferrailage du mur plaque :

a) Méthode de calcul :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux appuyés sur 4 appuis.

b) Détermination des moments à l'ELU:

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, continu au delà de ses appuis. Et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

Moment en travée : 0,75

Moment d'encastrement : 0,5

Identification des panneaux :

$$l_x = 3,06 \text{ m}$$

$$l_y = 4,30 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,06}{4,30} = 0,71 > 0,4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0,71 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0670 \\ \mu_y = 0,450 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0670 \times 22,32 \times 3,06^2 = 14 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,450 \times 14 = 6,3 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

Sens XX :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 14 = 7 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 14 = 10,5 \text{ KN.m}$$

Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 6,3 = 3,15 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 6,3 = 4,73 \text{ KN.m}$$

c) Détermination des armatures :

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 2 \text{ cm}^2 \text{ (RPA99version 2003/ART 10.1.2)}$$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_{st}}$$

- **Tableau X-8 : ferrailage de mur plaque.**

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	OBS	β	A (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	e(cm)
XX	Appuis	7	0,017	SSA	0,991	1,20	2,00	4HA12=4,52	25
	Travée	10,5	0,025	SSA	0,987	1,80	2,00	4HA12=4,52	25
YY	Appuis	3,15	0,008	SSA	0,996	0,53	2,00	4HA12=4,52	25
	travée	4,73	0,011	SSA	0,994	0,80	2,00	4HA12=4,52	25

d) Vérification à l'ELS :

$$\text{ELS : } \nu = 0,2$$

$$\rho = 0,71 \rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0,0731 \\ \mu_Y = 0,596 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_X q l_X^2 = 0,0731 \times 16,17 \times 3,06^2 = 11,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_Y M_{0X} = 0,596 \times 11,06 = 6,59 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :**Sens XX :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0X} = 0,5 \times 11,06 = 5,53 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{0X} = 0,75 \times 11,06 = 8,29 \text{ KN.m}$$

Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 6,59 = 3,29 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0,75 M_{0Y} = 0,75 \times 6,59 = 4,94 \text{ KN.m}$$

1) Vérification de la contrainte dans le béton :

on doit vérifier que :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

• **Tableau X-9 : vérification des contraintes à l'ELS**

sens	zone	M _S	M _U	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
Sens	Appuis	5,53	7	1,26	0,017	0,38	Vérifiée
	Travée	8,29	10,5	1,26	0,025	0,38	Vérifiée
Sens	Appuis	3,29	3,15	0,95	0,008	0,225	Vérifiée
	Travée	4,94	4,73	0,95	0,011	0,225	Vérifiée

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

2) Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_U}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{306} = 0,065 > \frac{M_t}{20 M_U} = \frac{0,85 \times M_U}{20 \times M_U} = 0,0425 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 17} = 0,002 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Conclusion

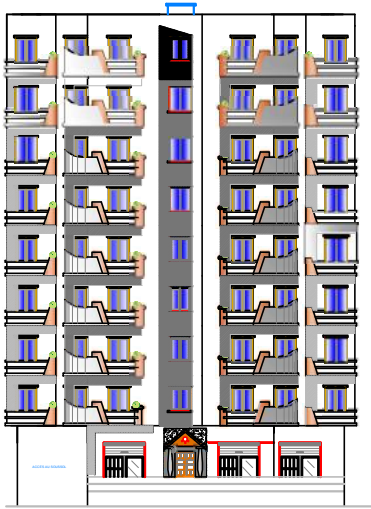
Ce projet de fin d'études que je viens d'élaborer m'a permis de mettre en application les diverses connaissances acquises durant ma formation, à savoir les différentes règles de calcul.

L'utilisation du logiciel ETABS comme moyen de calcul m'a permis aussi d'introduire la méthode des éléments finis. La discrétisation de la structure permet la modélisation de cette dernière.

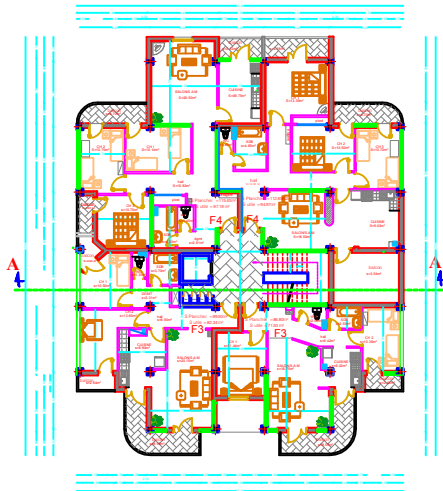
Ce travail m'a incité à me documenter davantage pour parer à toutes les difficultés rencontrées au cours de sa réalisation et d'améliorer ma vision sur le comportement des bâtisses en général et des voiles en particulier.

J'ai constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique.

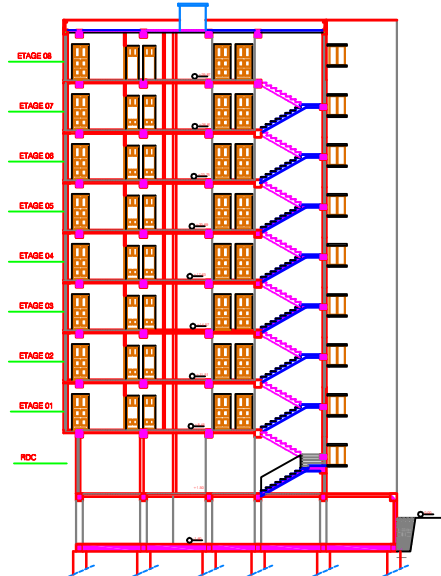
En fin j'espère que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir.



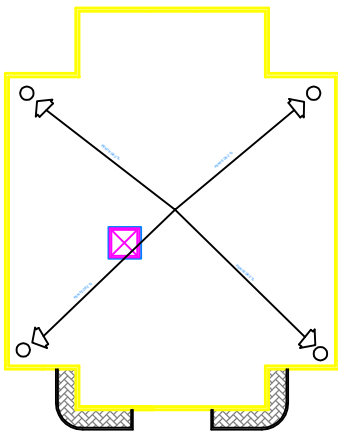
FACADE PRINCIPALE



PLAN ETAGE COURANT



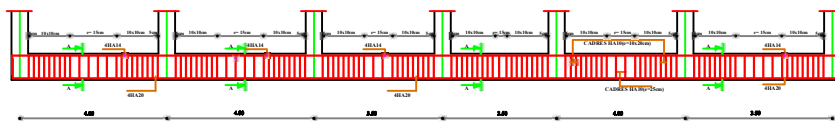
COUPE AA



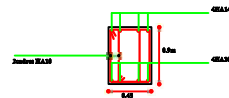
PLAN DE TOUTURE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
TITRE: Immeuble en R+8+S/SOL à Usage d'Habitation et Commerce	
Wilaya : BOUMERDES	Daira : BOUMERDES
Commune : BOUMERDES	
REALISE PAR: Mr:BELAID Hocine	ENCADRE PAR: Mr:DERRADJ
PLAN: PLANS D'ARCHITECTURE	
PLANCHE N°:	
ECHELLE:	
PROMOTION:	2013 / 2014

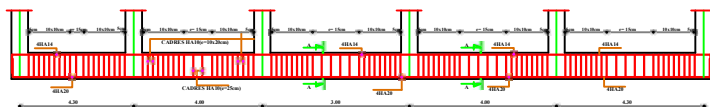
PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX



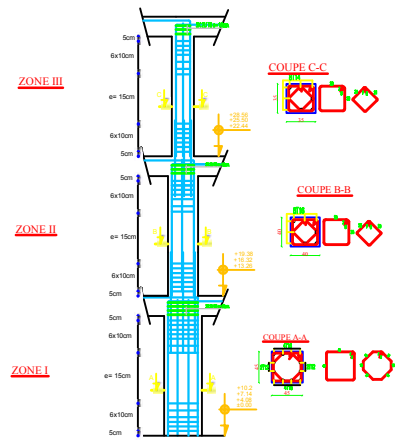
COUPE A-A



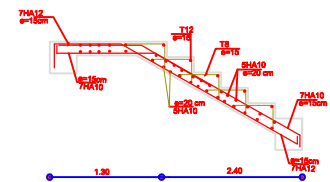
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA NERVURE TRANSVERSALE



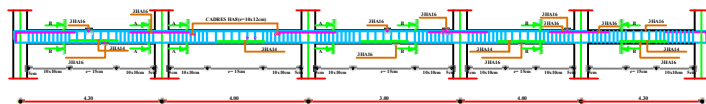
COUPE A-A



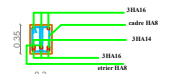
FERRAILLAGE DE L'ESCALIER



PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE



COUPE B-B



COUPE A-A



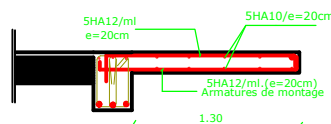
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE



COUPE A-A



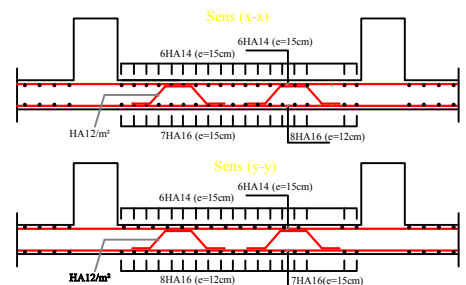
PLAN DE FERRAILLAGE DES BALCONS



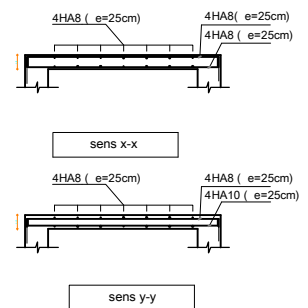
PLAN DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE



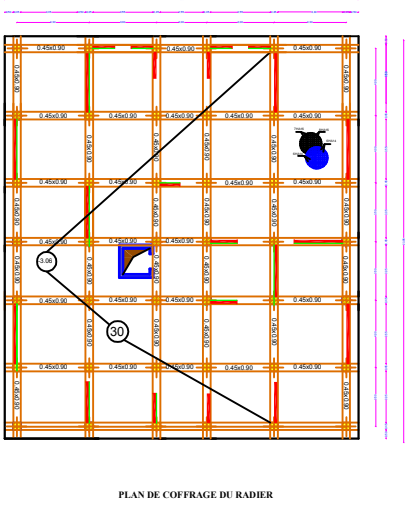
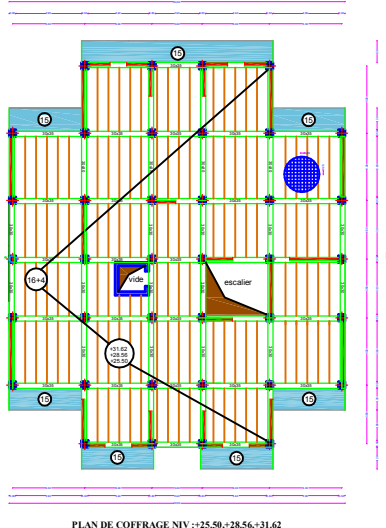
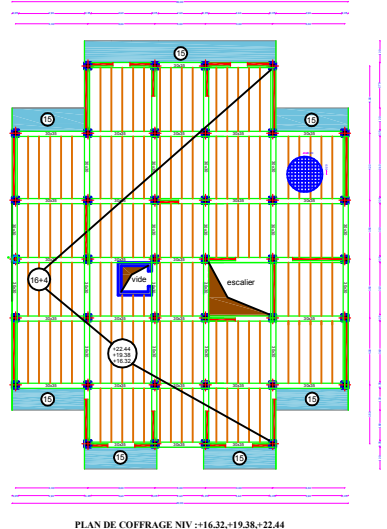
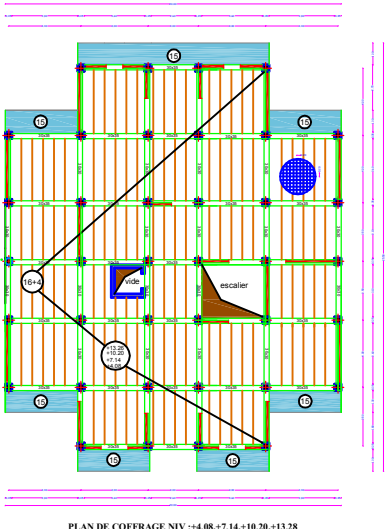
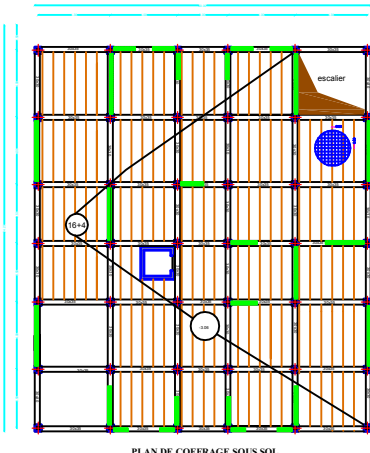
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE



PLAN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
UNIVERSITE EL-MOUAZZANI MEMORISEE LE 12/02/2020 PAR LE DELEGUE A LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
OBJET : Intitulé de la S.O. DCE à l'usage d'habilitation et Certificat	W/Date : 08/04/2015 D/Date : 06/04/2015 C/Catégorie : 05/04/2015
PROFESSEUR :	COORDONATEUR :
<u>M. BELAÏD Hocine</u>	<u>M. BURBAÏE</u>
PLANN :	
PLANS DE FERRAILLAGE	
PLAN DE S.C.	
PROFILS	
PROFILS	2017 - 2014



REUNION ALGERIENNE D'INGENIERIE ET D'ARCHITECTURE	
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
UNIVERSITE MOHAMED EL BACHA EL-RAHMANI DE TUNIS	
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
TITRE : Immatriculé en R+8-SNOR à l'usage d'habitation et Commerce	
Wilya BOUMELKES Dina BOUMELKES Commune BOUMELKES	
PLAN ETUDE PAR : Mr BELAID Hocine	PLAN ETUDE PAR : Mr DERRADJ
PLAN :	
PLANS DE COFFRAGE	
PLANCHES :	
Echelle :	
Promotion : 2011-2014	